

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi ouzo
Faculté du génie de la construction
Département de génie civil



Mémoire de fin d'études

En vue d'obtention du diplôme de master en génie civil
Option : construction civil et industriel (CCI)

THEME

Etude d'un bâtiment(R+7+2 SOUS- SOL)
à usage d'habitation et commercial,
Contreventé par voile en béton armé

Dirigé par :

M^r : KACHIM^{elle} : SILI NADIA.

M^{elle} : DEMNI OURIDA

Etudié par :

Promotion 2014/2015



REMERCIEMENTS

*Au terme de ce travail, tiens à exprimer nos vifs remerciements à **MrKACHI** pour avoir accepté de nous diriger pour 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 remercions 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 la famille et tous les amis (es)

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

Merci à tous

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

A celui qui représente pour moi l'exemple du courage, de volonté, lui qui m'a toujours montré le droit chemin, Mon très cher père.

A celle pour laquelle je dois tout et je ne rendrais jamais assez, Ma très chère Mère.

A mes chers frères : Ali ; Hcene, Djamel, Mustapha , Said .

A mes chères sœurs : Tassadit , Malika et leurs maris.

A mes belles sœurs : Dahbia , Fazia.

Sans oublier mes anges : Abdo, Moh, Sarah, Hamza , bilal, sofiane, Meriem Lyza.

A ma très chère copine malika et toute sa famille.

A mon binôme Ourida et sa famille.

A tous mes amis (es).

A toute la promotion 2014-2015.

A tous ceux qui m'aiment.

Nadia.

Nadia



Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

A celui qui représente pour moi l'exemple du courage, de volonté, lui qui m'a toujours montré le droit chemin, Mon très cher père.

A celle pour la quelle je dois tout et je ne rendrais jamais assez, Ma très chère Mère .

A mes chers frères :Mourad , Rezki , sofiane , Akli .

A mes chères sœurs :Hakima , Fazia ,et leurs maris .

Sans oublier mes anges : Cilina, Amina, Maya, Lynda, Yousef, Yenni, Nélia,et le petit Gaya .

A ma très chère copine Safia et toute sa famille.

A mon binôme Nadia et sa famille.

A tous mes amis (es).

A toute la promotion 2014-2015.

A tous ceux qui m'aiment.

Ourida.

Sommaire

Introduction Générale

Chapitre 1 : Présentation de l'ouvrage (01-10)

Chapitre 2 : Pré dimensionnement des éléments..... (11-22)

Chapitre 3 : Calcul des éléments

3.1- Plancher +balcon (23-76)

3.2- Escalier + Poutre brisée..... (77-121)

3.4- Acrotère (122-128)

3.5- Salle machine (129-139)

Chapitre 4 : Etude de contreventement (140-153)

Chapitre 5 : Présentation du logiciel ETABS (154-178)

Chapitre 6 : Vérification aux exigences du RPA (178-185)

Chapitre 7 : Ferrailage des éléments structuraux.

7-1 : Ferrailage des poteaux (186-199)

7-2 : Ferrailage des poutres (200-212)

7-3 : Ferrailage des Voiles (213-225)

Chapitre 8 : Etude de l'Infrastructure (226-256)

Chapitre 9 : Etude de mur de soutènement (257-262)

Conclusion Générale

Bibliographie

Introduction

Introduction

Les normes de construction en Algérie deviennent de plus en plus strictes au vue des différents séismes vécus. La prise de conscience du facteur sécurité est placée en avant de nombreux paramètres.

En génie civil, toute étude de construction se fait principalement sur deux parties essentielles à savoir : la superstructure et infrastructure qui sont respectivement, partie hors terre et partie enterrée.

La première « Etude de la superstructure » consiste à calculer les éléments résistants de la structure en utilisant des méthodes appropriées aux calculs des éléments (portiques, voiles, planchers.....) et tout en respectant les exigences du règlement du béton aux états limites (BAEL) et du règlement parasismique algérien (RPA), afin que chaque élément puisse répondre aux fonctions pour les quelles il est conçu. Il s'avère que le calcul manuel de ces éléments rend la tâche longue, mais aujourd'hui, il existe des logiciels tels qu'ETABS, SAP2000, ROBOT, qui permettent non seulement de réduire considérablement le temps de travail mais aussi d'aboutir à des résultats satisfaisants. C'est aussi que notre étude est faite avec le logiciel ETABS 9.7.0.

La deuxième « Etudes de l'infrastructure » consiste à calculer des fondations « superficielles ou profondes » qui sont des éléments permettant de porter toutes les charges dues à l'ouvrage au sol.

Chapitre 1

Présentation et discription de l'ouvrage

1 .Introduction

Ce projet consiste à étudier les éléments résistants d'un bâtiment (**R+7+2Sous-Sol**) à usage d'habitation et commercial

Ce bâtiment est implanté à **Tizi-Ouzou**. Selon le règlement parasismique Algérie Cette région classée selon le règlement parasismique algérien (RPA99 modifié en 2003) ; comme étant un zone de moyenne sismicité **Zone II.a**

Nos calculs seront conformes aux règlements en vigueurs, à savoir ;

- Le Règlement Parasismique Algérien (**RPA 99, modifié en 2003**)..... [1]
- Les techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions en béton armé suivant la méthode des états limite (**BAEL 91**) [2]

1.2.Les caractéristiques géométriques :

a)Dimensions en élévation :

- **Hauteur totale du bâtiment.....+30.6m**
- **Hauteur du sous- sol 2.....+3.06m**
- **Hauteur du sous-sol 1.....+3.06m**
- **Hauteur du rez-de-chaussée.....+3.06m**
- **Hauteur de l'étage courant+3.06 m**

b)Dimensions en plan :

ETAGE COURANT :

- **Longueur totale.....25.27m**
- **Largeur totale21.15m**

RDC

- **Longueur totale24.07m**
- **Largeur totale21.15m**

: LES SOUS SOLS :

- **Longueur totale du sous-sol 1.....24.07m**
- **Longueur totale du sous-sol 2.....13.95m**
- **Largeur total du sous-sol 1.....21.15m**
- **Largeur total du sous-sol 2.....21.15m**

1.3.Eléments de l'ouvrage :

1.3.a .OSSATURE :

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 II. a, Son contreventement est assuré par deux types :

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

-Reprendre les charges et surcharges verticales et une partie des surcharges horizontales.

-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.

1.3.b. Le plancher

Le plancher est une partie horizontale de la construction, Il a pour but de séparer entre chaque deux niveau successif de bâtiment.

-Il est capable de supporter en outre de son poids propre les charges d'exploitation et de les transmettre aux éléments porteurs de l'ossature (fonction de résistance mécanique).

-Il assure l'isolation thermique et acoustique des différents étages (fonction d'isolation).

Dans notre bâtiment nous avons deux type de plancher :

- **Plancher en corps creux :**

Ils sont réalisés en corps creux avec une dalle de compression reposant sur les Poutrelles préfabriquées. Le plancher terrasse comporte un complexe d'étanchéité, et une forme de pente de 1% en ciment pour faciliter l'écoulement des eaux pluvial

- **Dalle pleine en béton armé :**

Des dalles pleines sont au niveau des balcons et de la salle machine.

1.3.c. Les escaliers :

C'est un élément en béton armé qui permet de se déplacer à pieds d'un niveau à un autre dans un bâtiment. Dans notre cas, les escaliers seront constitués de paillasses et de palier en béton armé coulés sur place.

1.3.d. Ascenseur :

C'est un appareil automatique élévateur installé, comportant une cabine dont les dimensions et la constitution permettant l'accès des personnes et de matériels.

1.3.e.Maçonnerie :

les maçonneries sont réalisées en double parois en briques creuses d'épaisseur 15cm pour les murs extérieurs séparés par une lame d'air de 5 cm et 10cm d'épaisseur pour les murs intérieurs.

1.3.f. Revêtement :

- ◆ Mortier de ciment pour les murs extérieurs et cage d'escalier.
- ◆ Plâtre pour les façades intérieures et les plafonds.
- ◆ Dalle de sol et seuil en marbre.
- ◆ Faïence pour la cuisine, salle d'eaux

1.3.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.

1.3.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.

1.3.h. Fondations :

Les fondations sont des éléments en béton armée ont pour objet de transmettre eu sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteaux, murs, voiles ... etc.).

Ces éléments transmettent les charges au sol, soit directement : (cas des semelles filantes ou radier général), soit par l'intermédiaires d'organe :(cas des semelles reposants sur pieux).

Le choix du mode de fondation à adopter est en fonction des conditions des résistance et de tassement liées aux caractères physiques et mécaniques de sol.

1.4. 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 (BAEL91, CBA 93), et tous les règlements applicables en Algérie (RPA 99version 2003).

1.4.a. Béton :

Le béton est un matériau fabriqué suivant une étude de composition établie par le laboratoire. Il est défini du point de vue mécanique par sa résistance qui varie avec la granulométrie, le dosage en ciment, la qualité d'eau de gâchage et l'âge de béton .Dans le cas courant, le béton utilisé est dosé à 350 Kg/m³ de ciment portland artificiel 325 (CPA 325).

- **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.

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

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

Après avoir procédé à l'écrasement des éprouvettes récupérer sur chantier au moment du coulage, Il y a lieu de faire un analyse de béton et un essai de convenue pour le début des travaux, Pour l'étude de notre projet, on prendra la résistance caractéristique du béton à la compression à l'âge de 28jours est $f_{c28}=25 \text{ MPa}$

- **Résistance caractéristiques à la traction** : (Art .2.1.12/BAEL91,CBA93).

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 :

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

$$A_j=28j \text{ on a } f_{tj}=0.6+0.06(25)=2.1 \text{ MPa} \quad f_{tj} = 2,1 \text{ MPa}$$

Contraintes limites du béton:

•Les états limites :

On définit les états limites comme des états qui correspondent aux diverses conditions de sécurité et de bon comportement en service, pour lesquels une structure est calculée.

a) Etat limite ultime :

Il correspond à la valeur maximale de la capacité portante sans risque d'instabilité. Il correspond à l'un ou l'autre des états suivants :

- Etat limite ultime d'équilibre statique (non-renversement).
- Etat limite ultime de la résistance et de la fatigue des matériaux (non rupture).
- Etat limite ultime de stabilité de forme (non flambement).

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

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \text{ en MPa (Art .A.4 .3 .41 / BAEL91,CBA93)}$$

Le coefficient de sécurité γ_b a pour valeurs :

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

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

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

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

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

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

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 BAEL91, CBA 93 article : A.2.1 .11 comme suit :

b) Etat limite de service :

L'état limite de service est l'état au-delà duquel les conditions normales d'exploitation et de durabilité des constructions ne sont plus satisfaites, on distingue :

- Etat limite de résistance à la compression du béton (contrainte de compression limitée).
- Etat limite de déformation (pas de flèche excessive).
- Etat limite d'ouverture de fissures (durabilité et sécurité des ouvrages).

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

$$\sigma_{bc} = 0,60 f_{c28} \text{ en MPa (Art 4.5.2 BAEL91, CBA93)}$$

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

Diagramme contraintes déformations

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

a) A L'ELU :

La relation contrainte –déformation est illustrée dans la figure I-1.

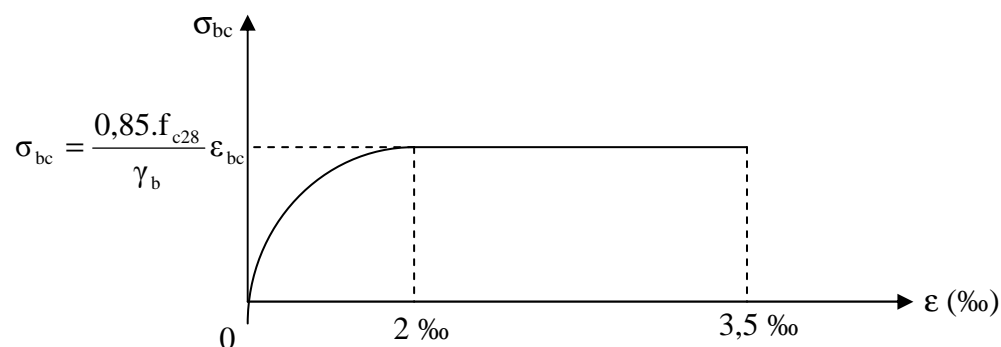


Figure 1.1 : Diagramme de calcul contrainte-déformation du béton.

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 ».

b) A l'ELS :

le béton est considéré comme élastique et linéaire la relation contrainte-déformation est illustré dans

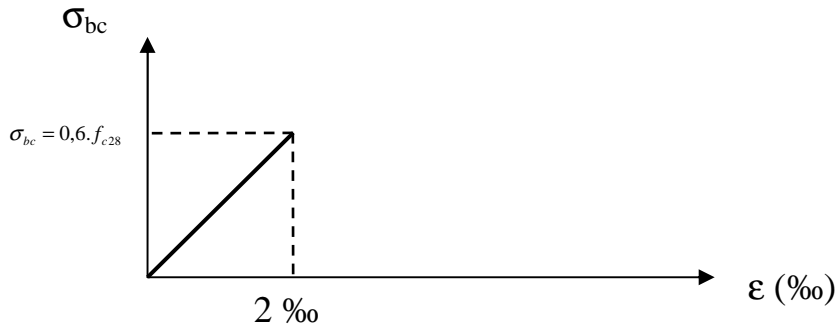


Figure 1.2 : diagramme de calcul contrainte-déformation du béton.

Contrainte tangente conventionnelle : (Art. A.5.1.BAEL91,CBA 93)

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.

Avec :
$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d_{bc}} \leq \overline{\tau_u}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \{ 0,13 f_{c28}, 5 \} \text{MPa} = 3,25 \text{MPa} \longrightarrow \text{pour la fissuration peu nuisible.}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \{ 0,10 f_{c28}, 4 \} \text{MPa} = 2,5 \text{MPa} \longrightarrow \text{pour la fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

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 :

1. 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 « E_{ij} »:(Art. A.2.1.21 /BAEL91, CBA93)

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

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

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

b. Module d'élasticité différé «E_{vj}»(Art. A.2.1.22/BAEL91,CBA 93)

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

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

$$\text{Avec : } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{vj} = 10818.86 \text{ MPa}$$

2. Module de déformation transversale :

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

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

Avec : E : module de Young

ν : Coefficient de poisson

Coefficient de poisson : (Art A.2. 1. 3.BAEL91, CBA 93)

Ce coefficient étant le rapport des déformations transversales et des déformations longitudinales noté " ν ". Conformément au règlement **BAEL91**:

à l'ELU : $\nu=0 \Rightarrow$ calcul des sollicitations.

à l'ELS : $\nu=0,2 \Rightarrow$ calcul des déformations.

1.4.B Aciers :

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, son rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, On distingue deux types d'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	Rond lisse FeE235	R L	235	410-490	22%	1	1
	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

- ♦ Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25 % de carbone.
- ♦ Aciers durs pour 0.25 à 0.40 % de carbone.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 200\,000 \text{ MPa}$.

La caractéristique mécanique la plus importante des aciers est la limite élastique f_e . Le tableau suivant nous donne quelques exemples d'aciers.

Tableau I.B.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. $E_s = 200000 \text{ MPa}$ (Art A.2.2.1/ BAEL91,CBA 93)

La limite élastique garantie f_e :

C'est la contrainte pour laquelle 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

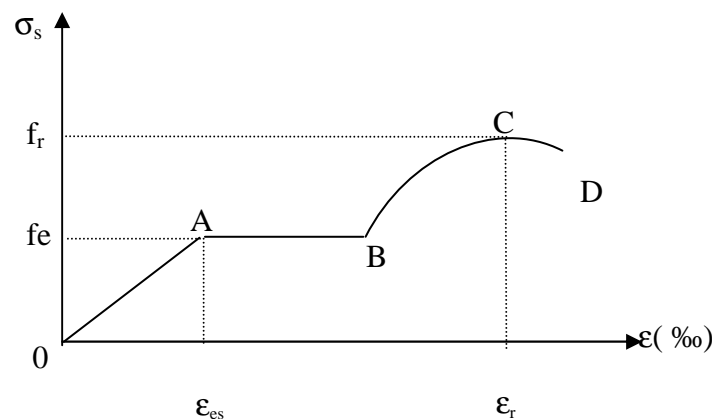


Figure 1.B.1 : Diagramme contrainte déformation de l'acier

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 OA : Domaine élastique linéaire
- Zone AB : Domaine plastique
- Zone BC : Domaine de raffermissement
- Zone CD : domaine de striction

Diagramme contrainte déformation de calcul :

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

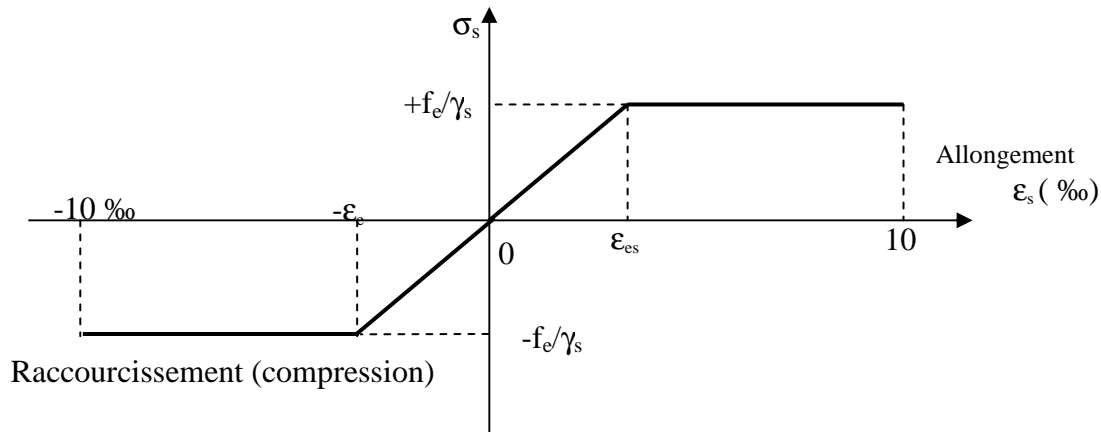


Figure 1.B.2 : Diagramme contrainte- déformation de calcul

Contraintes limites de l'acier :

a) Contrainte limite à l'ELU(Art.4 .3.2/BAEL.91)

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

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'E L S :

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures), et ce en limitant les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service d'après les règles BAEL91. On distingue trois cas de fissurations.

1. Fissuration peu nuisible : (BAEL91,CBA 93/Art. A. 4.5.32)

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

2. Fissuration préjudiciable : (BAEL91,CBA 93/Art. A. 4.5.33)

C'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

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

f_e : désigne la limite d'élasticité des aciers utilisés.

f_{t28} :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 : (BAEL91, CBA 93 / Art 4.5.34)

C'est le cas des milieux agressifs.

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

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 : (Art .A.7.2. 4 /BAEL91, CBA 93)

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 ≥ 5 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 ≥ 3 cm** : Pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations)
- **C ≥ 1cm** : Pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations.

Conclusion

A ce niveau on a défini tous les éléments qui contiennent notre ouvrage, et les caractéristiques mécaniques et massiques qu'on va utiliser lors de la construction, on respectant les règles de **BAEL91 modifié 99**, et le règlement Parasismique Algérien (**RPA**).

Chapitre II

Pré dimensionnements des éléments

Introduction :

Après avoir défini les caractéristiques géométriques de notre structure et les caractéristiques des matériaux, nous procédons dans ce chapitre, au pré dimensionnement des éléments porteurs du bâtiment à savoir : les planchers, les poutres, les poteaux et les voiles, en utilisant les règlements (RPA99/ V2003) et BAEL99, CBA93.

2.1. Pré-dimensionnement des éléments :**2.1.A. Les planchers :**

Les planchers sont des éléments plans horizontaux de la structure limitant les différents niveaux d'un bâtiment, 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 les bruits.

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 4à6cm 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 : hauteur totale du plancher.

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 : $L = 450 - 25 = 425 \text{ cm}$

Ce qui nous donne : $ht \geq 425 / 22.5 = 18.88 (\text{cm})$

On prend **ht = 20cm**

On opte pour un plancher de (16+4)

- 16cm : épaisseur du corps creux
- 4cm : épaisseur de dalle de compression

Dalle de compression

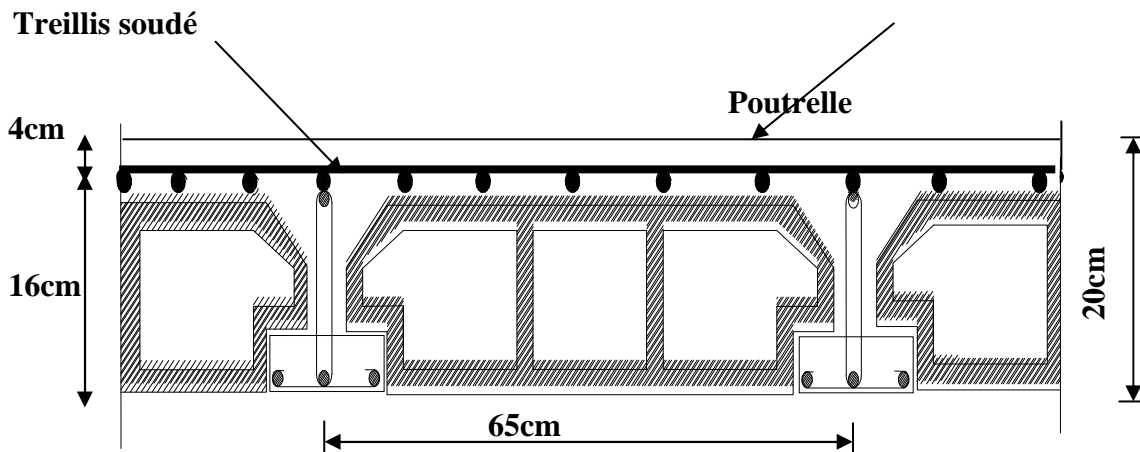


Fig 2.1 : Coupe transversale d'un plancher en corps creux.

🚧 Dalle pleine :

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

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 $L_0=1.20\text{m}$ $e \geq 1.20/10=0.12\text{m}$

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

2.1.B. Les poutres :

La poutre est destinée à supporter les charges d'une partie de la construction, ses dimensions sont données par référence au BEAL 91,CBA93 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 :

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

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

-Poutres principales (ou porteuses)

-Poutres secondaires.

a. Poutres principales :

Hauteur :

on a $L = 450 - 25 = 425 \text{ cm}$

D'ou : $425/15 \leq h_t \leq 425/10 \Rightarrow 28,33 \leq h_t \leq 42,5 \text{ cm}$

On prend : $h_t = 40 \text{ cm}$

Largeur :

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

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

b. Poutres secondaires:

Hauteur :

On a $l = 360 - 25 = 335 \text{ cm}$

D'ou : $335/15 \leq h_t \leq 335/10 \Rightarrow 22,33 \leq h_t \leq 33,5 \text{ cm}$

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

Largeur :

$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \Rightarrow 12 \leq b \leq 21$

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

VERIFICATION :

Condition	Poutres principales	Poutres secondaires	Vérification
$h \geq 30 \text{ cm}$	40cm	35cm	Vérifiée
$b \geq 20 \text{ cm}$	30cm	30cm	Vérifiée
$h/b \leq 4$	1.3	1.16	Vérifiée

Tableau2.1 : 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 : (30x40)cm²

Poutre secondaire : (30x35) cm²

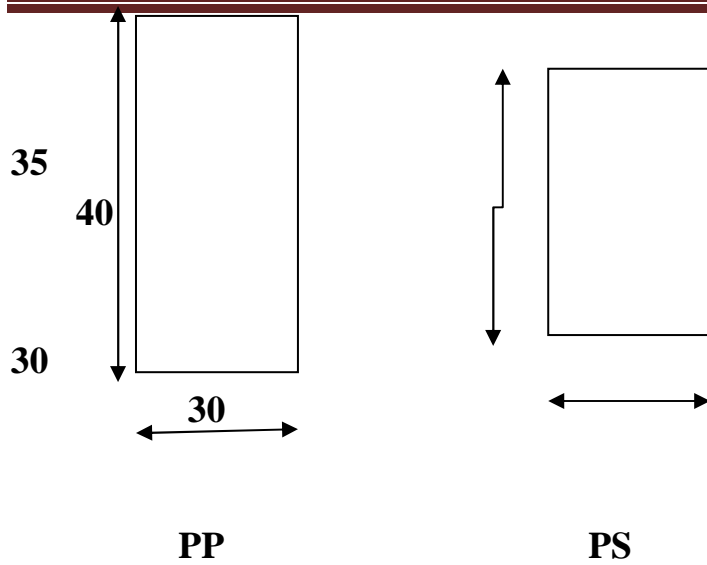


Fig 2.2.Dimension des poutres

2.1.C.L'acrotère

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

Charge permanente G

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

$$G = 1.713 \text{ KN/ml}$$

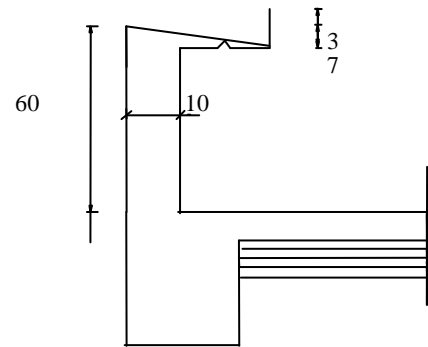


Figure 2.3 :Coupe verticale de l'acrotère

2 .2.Les charges permanentes :

a) plancher terrasse (inaccessible)

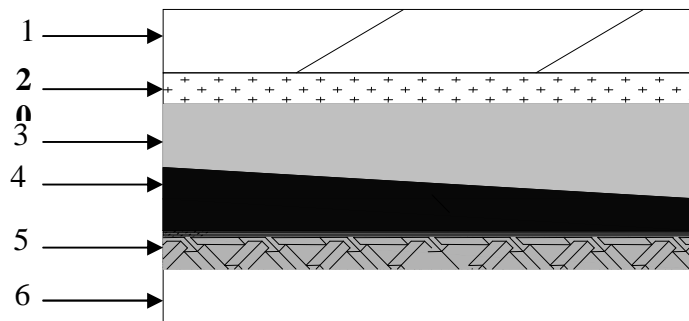


Figure 2. 4. a : Coupe transversale du plancher terrasse **inaccessible**.

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	Hourdis et table de compression (16+4)	14	0.2	2.80
05	Isolation thermique	4	0.04	0.16
06	Enduit sous plafond	12	0.02	0.24
				Totale $G_t = 5.27$ KN/m²

Tableau 2.2 : Valeur de la charge permanente G_t du plancher terrasse
b) Etage courant ,RDC et S-SOL :

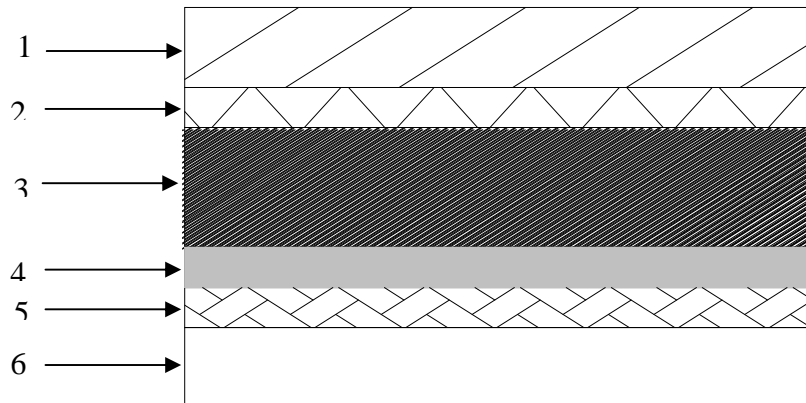


Figure 2.5.b: Coupe transversale du plancher en corps creux.

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_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 corps creux	14	0.2	2.80
05	Enduit en plâtre	10	0.02	0.20
06	Maçonnerie en brique creuse	/	/	1.00
				Totale $G_t = 5.20$ KN/m²

Tableau 2.3: Valeur de charge permanente G_t .

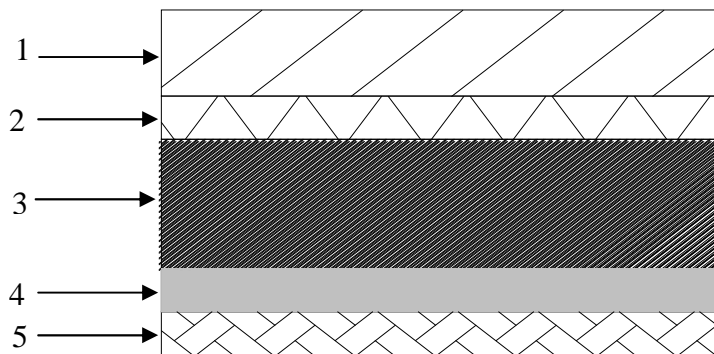
c) Plancher dalle pleine :

Figure 2.6.b: Coupe transversale du plancher dalle pleine

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	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 $G_t = 5.31$ KN/m²

Tableau 2.4: Valeur de charge permanente G_t .c) Maçonnerie :

➤ Mur extérieur :

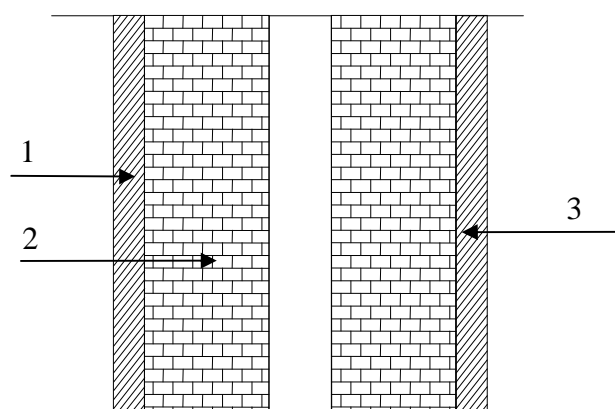


Figure 2.7.c : Coupe vertical de mur

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 (KN/m ²)
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/m²

Tableau 2.5 : Valeur de la charge permanente de la maçonnerie (mur extérieur)

➤ mur intérieurs :

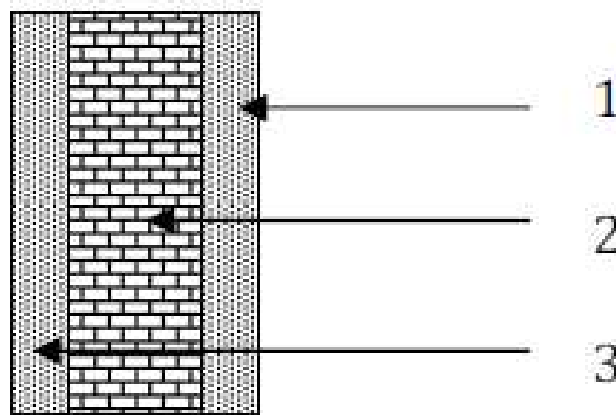


Figure.8.c : Coupe verticale d'un mur de séparation

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 (KN/m ²)
01	Enduit de plâtre	10	0.02	0.20
02	Brique creuse	9	0.1	0.90
03	Enduit de plâtre	10	0.02	0.20
				Totale G =1.30 KN/m²

Tableau 2.6 : valeur de la charge de la maçonnerie(mur intérieur)

2. 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 et porte à faux	1.50 ↓
Plancher RDC et le s-sol 1 (commerce)	3.50 ↓
Les balcons	3.50 ↓
Escalier	2.50 ↓

Tableau 2.7 : surcharges d'exploitation des différents éléments

2.4. Descente de charge :

(Détermination de l'effort « N » revenant au poteau le plus sollicité)

➤ **Charges et surcharges revenant au poteau B2 :**

$$S_t = (2.10 \times 2.10) + (2.10 \times 1.15) + (2.10 \times 2.20) + (2.10 \times 1.15) = 14.07 \text{ m}^2$$

S_t : section brut

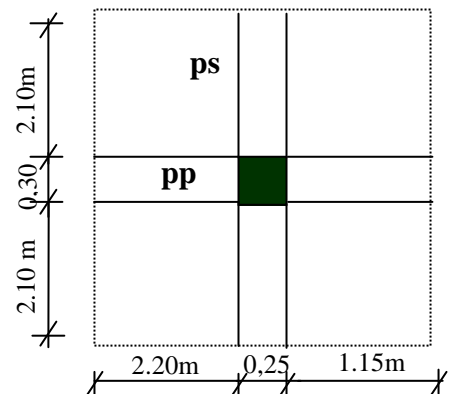


Figure.2.8: Représentation des éléments considérés dans la descente de charge

a) Charges permanentes revenant à chaque plancher :

- Plancher terrasse

$$G = 5.27 \text{ kN/m}^2$$

- Plancher étage courant

$$G = 5.20 \text{ kN/m}^2$$

- Plancher rez-de-chaussée, et s-sol

$$G = 5.20 \text{ kN/m}^2$$

a) Poids revenant à chaque plancher :

- Poids du plancher $P = G \times S$

Plancher terrasse :

$$P = 5.27 \times 16.2 = 85.374 \text{ KN}$$

Plancher étage :

$$P = 5.20 \times 16.2 = 84.24 \text{ KN}$$

b) Poids revenant à chaque poutre :

Poutres principales :

$$P = (0.30 \times 0.40) \times 25 \times 4.5 = 13.5 \text{ kN}$$

Poutres secondaires :

$$P = (0.30 \times 0.35) \times 25 \times 3.60 = 9.45 \text{ kN}$$

D'où le poids total $P = P_p + P_s = 13.5 + 9.45 = 22.95 \text{ kN}$

Ce qui donne : **P = 22.95 kN**

c) Surcharges d'exploitation :

- Plancher terrasse $Q_0 = 1.00 \times 16.2 = 16.2 \text{ kN}$

- Plancher d'étage courant, et s-sol à usage (habitation) $Q_{1.8} = 1.50 \times 16.2 = 24.3 \text{ kN}$

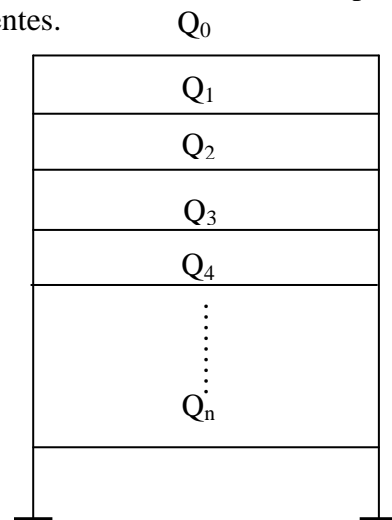
- Plancher s-sol (commerciale) $Q_9 = 3.5 \times 16.2 = 56.7$

2.5. Loi de dégression de charge :

En raison du nombre d'étages qui composent la tour étudiée $n > 5$, en doit tenir compte de la loi de dégression pour des surcharges d'exploitation différentes.

$$\begin{aligned} \Sigma_0 &= Q_0 \\ \Sigma_1 &= Q_0 + Q_1 \\ \Sigma_2 &= Q_0 + 0,9 (Q_1 + S_2) \\ \Sigma_3 &= Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3) \\ &\vdots \\ \Sigma_n &= Q_0 + [(3+n)/2n] \cdot \Sigma_{i=1}^n Q_i \end{aligned}$$

Pour $n \geq 5$



Coefficients de dégression des surcharges

Niveaux	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
Coeff	1	1	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75	0,714	0,687	0,66

Les surcharges cumulées

$$Q_0 = 16.2 \text{ kN}$$

$$Q_0 + Q_1 = 16.2 + 24.3 = 40.5 \text{ kN}$$

$$Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2) = 16.2 + 0.95[2 \times 24.3] = 62.37 \text{ kN}$$

$$Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 16.2 + 0.90[3 \times 24.3] = 81.81 \text{ kN}$$

$$Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 16.2 + 0.85[4 \times 24.3] = 98.82 \text{ kN}$$

$$Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 16.2 + 0.80[5 \times 24.3] = 113.4 \text{ kN}$$

$$Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 16.2 + 0.75[6 \times 24.3] = 125.55 \text{ kN}$$

$$Q_0 + 0,71(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 16.2 + 0.71[7 \times 24.3] = 136.97 \text{ kN}$$

$$Q_0 + 0,68(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 16.2 + 0.69[8 \times 24.3] = 150.33 \text{ kN}$$

$$Q_0 + 0,66(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 16.2 + 0.67 [(9 \times 24.3) + 56.7] = 200.71 \text{ kN}$$

Tableau récapitulatif de la descente de charge

Niv	charges permanentes kN					charges exploitations kN		efforts normaux	section des poteaux cm ²	
	G plancher	G poutre	G poteau	G total	G cum	Q plancher	Q cum	N=Gc+Qc	S trouvée	S adoptée
7	85.37	20.25	0,00	105.62	105.62	13,40	16.2	121.82	30x30	35x35
6	84.24	20.25	6.43	104.49	210.11	33,50	40.5	250.61	30x30	35x35
5	84.24	20.25	6.43	104.49	208.98	51,59	62.37	271.35	30x30	35x35
4	84.24	20.25	6.43	104.49	208.98	67,67	81.81	290.79	30x30	35X35
3	84.24	20.25	6.43	104.49	208.98	81,74	98.82	307.8	30x30	40x40
2	84.24	20.25	6.43	104.49	208.98	93,80	113.4	322.38	30x30	40x40
1	84.24	20.25	6.43	104.49	208.98	103,85	125.55	334.53	30x30	40X40
RDC	84.24	20.25	6.43	104.49	208.98	113,85	136.97	345.95	30x30	40X40
-1	84.24	20.25	6.43	104.49	208.98	122,75	150.33	359.31	30x30	45x45
-2	84.24	20.25	6.41	104.49	208.98	132,79	200.7	409.68	30x30	45X45

Remarque :

Il est évident que d'autres calculs relatifs aux poteaux de rive conduisent à des sections transversales inférieures à celles déterminées pour les poteaux centraux, mais le RPA (ADDENDA 2003) recommande la même section pour l'ensemble des poteaux d'un même étage.

Vérifications relatives aux exigences du RPA :(Art 7. 4 .1du RPA99)

Min (b ;h)= 30 ≥ 25cm Condition vérifiée

Min (b ;h) ≥ h_e /20

Pour le s-sol

Min (b ;h) = 45 ≥ h_e /20 = 265/20 = 13.25cm Condition vérifiée

Pour l'étage courant

Min (b ;h) ≥ h_e /20 = 266/20 = 13.3cm Condition vérifiée

1/4 < b/h < 4 Condition vérifiée

Vérification des poteaux au flambement :

La vérification des poteaux au flambement doit satisfaire la condition suivante :

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

Avec :

λ : Elancement du poteau

L_f : Longueur de flambement (L_f = 0.7 l₀)

i : Rayon de giration (I/B)^{1/2}

B: Section transversale du Poteau (B=h b)

l₀ : Longueur libre du poteau

Ce qui donne
$$\lambda = \frac{\sqrt{12} \times L_f}{b}$$

Avec :

λ : Elancement du poteau

L_f : Longueur de flambement ($l_f = 0.7 l_0$)

i : Rayon de giration $(I/B)^{1/2}$

B : Section transversale du Poteau ($B=h b$)

l_0 : Longueur libre du poteau

Ce qui donne
$$\lambda = \frac{\sqrt{12} \times L_f}{b}$$

1- Poteaux du rez-de-chaussée :

$$\lambda = \frac{\sqrt{12} \times L_f}{b} = \frac{\sqrt{12} \times 0,7 \times 265}{45} = 14.27$$

$\lambda < 50$ condition vérifiée

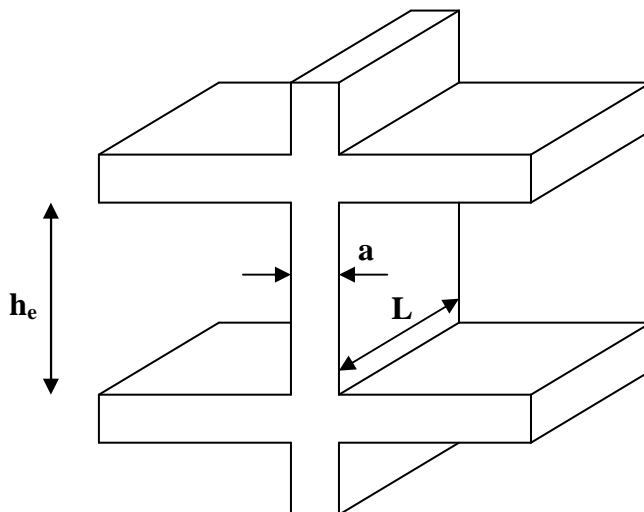
2- Poteaux d'étages courant:

$$\lambda = \frac{\sqrt{12} \times L_f}{b} = \frac{\sqrt{12} \times 0,7 \times 266}{30} = 21.50$$

$\lambda < 50$ condition vérifiée

2.6. Pré dimensionnement des voiles(Art 7.7.1 du RPA99) :

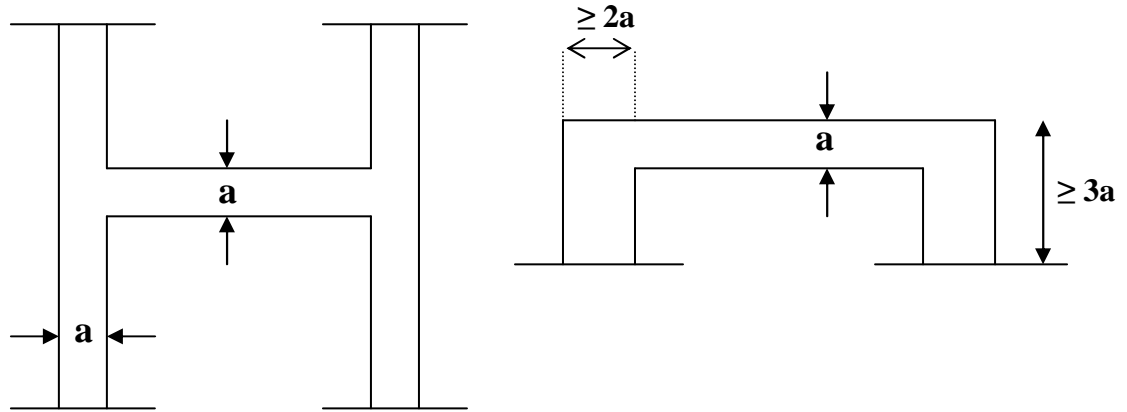
Les voiles sont des éléments rigides en béton armé destinés d'une part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales et reprendre une partie des charges verticales.



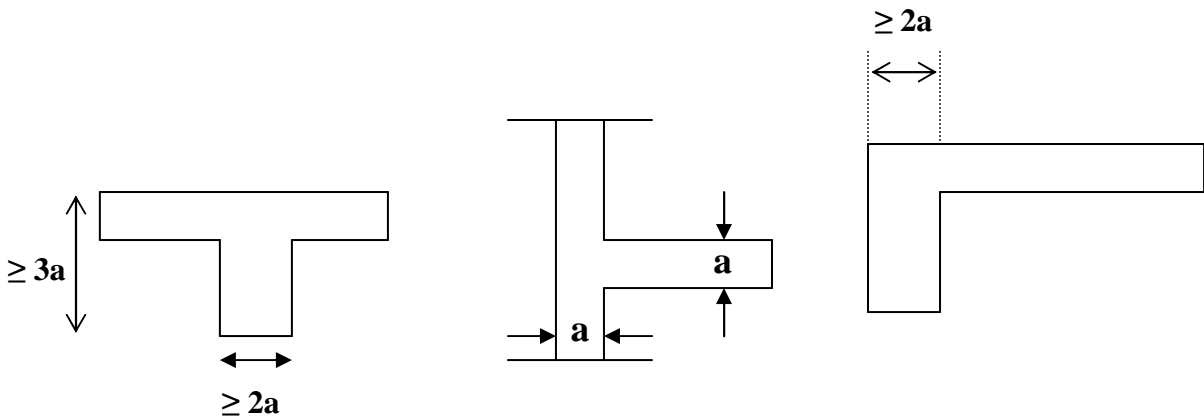
D'après RPA 99 ADDENDA 2003 le pré dimensionnement doit satisfaire les conditions suivantes :

a) L'épaisseur du voile :

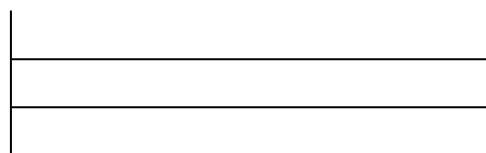
Elle est déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage « h_e » et des conditions de rigidité aux extrémités, de plus l'épaisseur minimale est de 15cm.



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



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



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

Chapitre III

Calcul des éléments

..Dans ce chapitre, nous ferons l'étude des éléments du bâtiment qui, contrairement aux poutres, poteaux et voiles qui participent à la fois à l'ensemble de la structure, peuvent être isolés et calculés séparément sous l'effet des seules charges qu'ils leurs reviennent.

3.1) Calcul des planchers en corps creux :

Ils sont constitués:

- De poutrelles préfabriquées qui sont disposées suivant la petite portée, la distance entre axes de deux poutrelles voisines est de 65 cm.
- De Corps creux.
- D'une dalle de compression en béton armé.

Le calcul de plancher sera fait en deux étapes :

Etape 1 : avant le coulage de la dalle de compression.

Etape 2 : après le coulage de la dalle de compression.

3.1.1) La dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place. Elle est de 4cm d'épaisseur armée d'un quadrillage de treillis soudé (**TLE 520**) qui doit satisfaire les conditions suivantes : (**BAEL 91/B.6.8,423**).

- ❖ Les dimensions des mailles du treillis soudé ne doivent pas dépasser :
 - 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles,
 - 33 cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.
- Les sections d'armatures doivent satisfaire les conditions suivantes :

a) Armatures perpendiculaire aux poutrelles :

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times L}{f}$$

Avec : • A_{\perp} : cm^2 par mètre linéaire.

- L : Entre axes des poutrelles en [cm].
- f_c : Limite d'élasticité de l'acier utilisé [MPa].

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

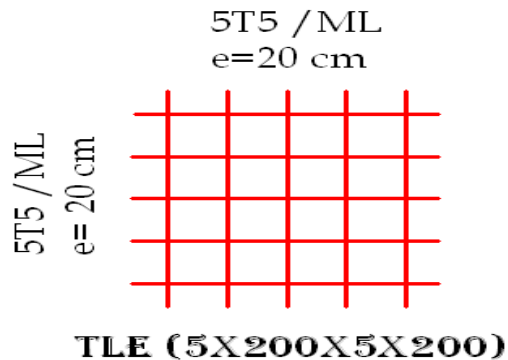
🚩 On adoptera : **5T5/ml** = $0,98 \text{ cm}^2/\text{m}$. avec un espacement ; $e = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$

b) Armatures parallèle aux poutrelles :

$$A_{\parallel} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$$

$$\underline{AN} : A_{\parallel} = \frac{0,98}{2} = 0,49$$

- ✚ On adoptera $5T5/ml = 0,98 \text{ cm}^2/ml$ avec espacement ; $e = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$
- ✚ On adoptera pour le ferrillage de la dalle de compression un treillis soudé de dimension (200x200) d'un diamètre des barres: 5mm (TS 5X200X5X200)



3.1.2) poutrelles:

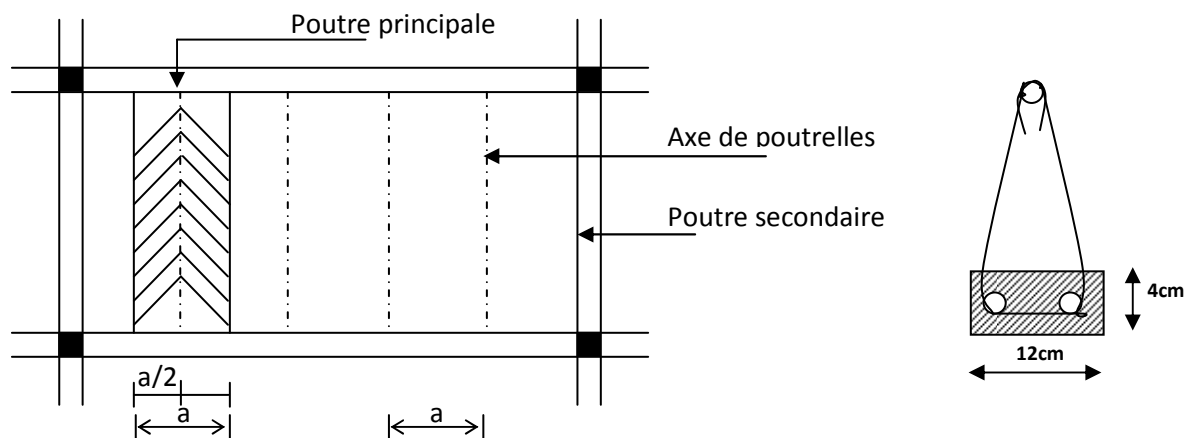


Fig3.1.2 : Surface revenant à la poutrelle.

Avec : a : est la largeur du plancher reprise par la poutrelle.

Le calcul des poutrelles se fait généralement en deux étapes :

a) Calculant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle est considérée comme une poutre de section rectangulaire (12 x 4) cm^2 reposant sur deux appuis. Elle est sollicitée par une charge uniformément répartie représentant son poids propre, le poids du corps creux et la surcharge de l'ouvrier.

➤ Estimation de Charges et surcharges :

- Poids propre de la poutrelle : $0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ KN/ml}$,
- Poids du corps creux : $0,65 \times 0,95 = 0,62 \text{ KN/ml}$,
Charge permanente : $G = 0,74 \text{ KN/ml}$.
- Charge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/ml}$.

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

$$q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 2,499 = 2,5 \text{ KN/ml}$$

Moment maximal en travée:

$$M_0 = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{2,5 \times 3,60^2}{8} = 4,05 \text{ KN} \Rightarrow M_0 = 4,05 \text{ KN}$$

Effort tranchant maximal :

$$T_{\max} = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{2,5 \times 3,60}{2} = 4,5 \text{ KN} \Rightarrow T_{\max} = 4,5 \text{ KN}$$

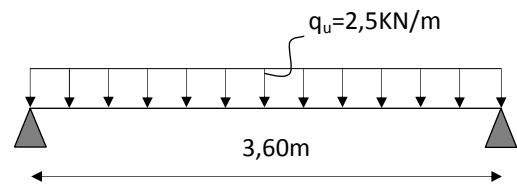


Schéma statique

➤ **Calcul des armatures :**

Dimensions de la section droite de la poutrelle :

$$b = 12 \text{ cm}; \quad h = 4 \text{ cm}; \quad d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$$

Hauteur utile : $d = 2 \text{ cm}$.

$$\mu_u = \frac{M_0}{b \times d^2 \times f_{bu}}, \quad f_{bu} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ MPa.}$$

$$\mu_u = \frac{4,05 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14,2} \rightarrow \mu_u = 5,94 \gg \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{SDA.}$$

- SDA : Section doublement armée.

Sachant que la hauteur des poutrelles est de 4 cm, il est impossible de disposer des armatures de compression et de traction, ce qui nous oblige à prévoir des étais intermédiaires à fin d'aider les poutrelles à supporter les charges et surcharges aux quelles sont soumises avant coulage.

b) Calcul après coulage de la dalle de compression :

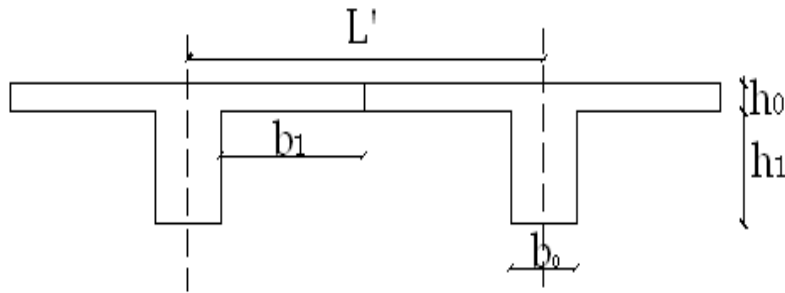
Dans ce cas, la poutrelle est considérée comme étant une poutre en T reposant sur plusieurs appuis intermédiaires elle supporte son poids propre, Le poids du corps creux et de la dalle de compression ainsi que les surcharges revenant au plancher.

b1) Détermination de la largeur de la table de compression :(BAEL91/Art. A.4.1,3)

La largeur de hourdis à prendre en compte de chaque côté d'une nervure à partir de son parement est limité par la plus restrictive des conditions ci-après :

$$b_1 = \text{Min} \left(\frac{L}{10} ; \frac{L' - b_0}{2} \right)$$

$$\underline{\text{AN:}} b_1 = \text{Min} \left(\frac{360}{10} ; \frac{65 - 12}{2} \right) \Rightarrow b_1 = 26,5 \text{ cm}$$



Avec :L : Longueur libre entre nus d'appuis (360 cm).

L' : Longueur libre entre axes des poutrelles (65 cm).

b₀ : Largeur de la poutrelle (12cm).

h₀ : Epaisseur de la dalle de compression. (4cm).

h₁: Epaisseur du corps creux (16cm).

b₁ :Largeur de l'hourdis (26.5cm).

b2) Estimation de Charges et surcharges :

*Plancher terrasse :

Poids propre du planches.....G=5,27x0,65=3,42KN/ml

Surcharge d'exploitation (usage d'habitation).....Q=1x0,65=0,65KN/ml

q_u=1,35G+1,5Q= 1,35x3,42+1,5x0,65=5,59KN/ml

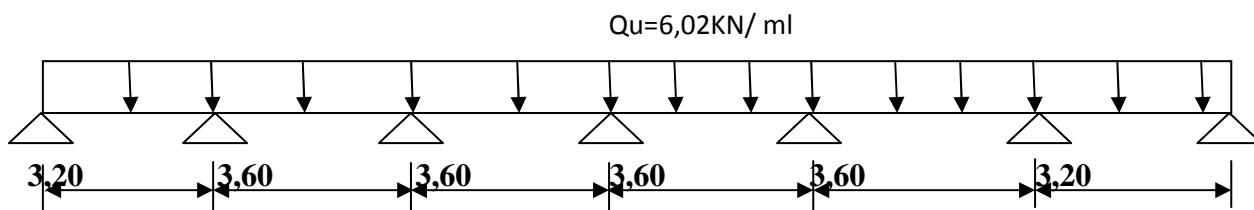
q_u=5,59KN/ml

*Plancher d'étage courant :

Poids propre du plancher.....G=5,20x0,65=3,38KN/ml

Surcharge d'exploitation (usage d'habitation)...Q=1,5x0,65=0,975KN/ml

q_u =1,35x3,38+1,5x0,975=6,02 KN/ml **q_u=6,02KN/ml**



3.1.3) Calcul des moments :

La détermination des moments se fera à l'aide de l'une des trois méthodes suivantes :

- Méthode forfaitaire
- Méthode des 3 moments
- Méthode de Caquot

- **Méthode forfaitaire : (BAEL91/annexe E.1)**

Le principe consiste à évaluer les moments en travée et en appuis à partir de fraction fixé forfaitairement de la valeur maximale des moments fléchissant en travée, celle-ci étant supposé isostatique de même portée libre et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

Conditions d'application de la méthode :

- ① La valeur de la surcharge d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente ou 5 KN/m². $Q \leq (2G, 5 KN)$

AN: $G = 2 \times 5,20 = 10,4KN$

$Q = 1,5 KN/m^2 \leq (10,4KN ; 5 KN) \Rightarrow$ **La condition est vérifiée.**

- ② La fissuration est considérée comme étant peu nuisible.

\Rightarrow **La condition est vérifiée.**

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

$$\frac{L_1}{L_2} = \frac{3,20}{3,60} = 0,88 ; \frac{L_2}{L_3} = \frac{3,60}{3,60} = 1; \quad \frac{L_3}{L_4} = \frac{3,60}{3,60} = 1; \frac{L_4}{L_5} = \frac{3,60}{3,60} = 1; \frac{L_5}{L_6} = \frac{3,60}{3,20} =$$

1, 125 \Rightarrow **La condition est vérifiée**

- ④ Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées considérée \Rightarrow **La condition est vérifiée.**

Les conditions sont toutes vérifiées, donc la méthode forfaitaire est applicable.

- **Application de la méthode :**

Soit α le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation en valeurs non pondérées :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q}$$

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

$$M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

Avec : M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison.

L longueurs entre nus des appuis.

M_w et M_e : les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche (w), et de droite (e) dans la travée considérée.

M_t : le moment maximal en travée dans la travée considérée.

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

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

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

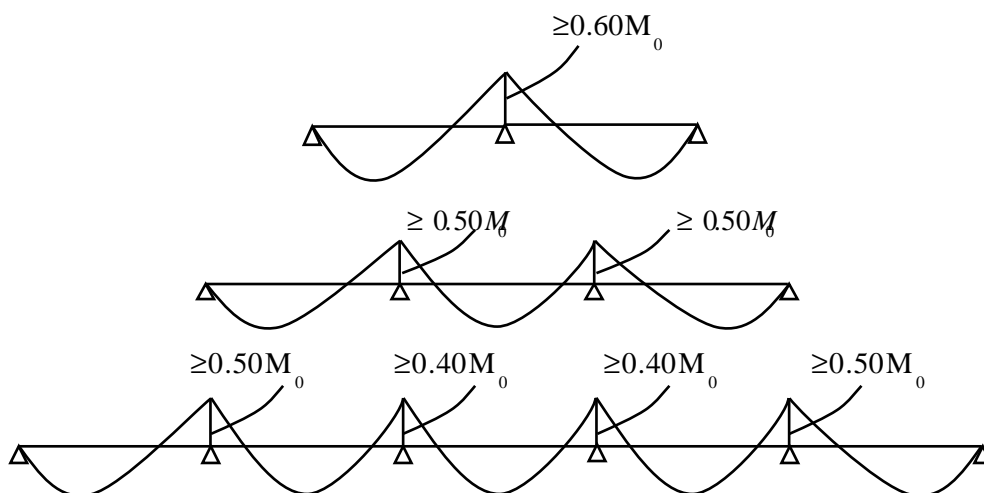
③ La valeur absolue de chaque moment sur appuis intermédiaire au moins égale à :

$0,6M_0$: Pour une poutre à deux travées.

$0,5M_0$: Pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.

$0,4M_0$: Pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

Sur les appuis de rive, il faut tenir compte du semi encasté équilibrant un moment de $M_a = 0,3 M_0$.



3.2) Application de la méthode :

1) Calcul du rapport des charges : α

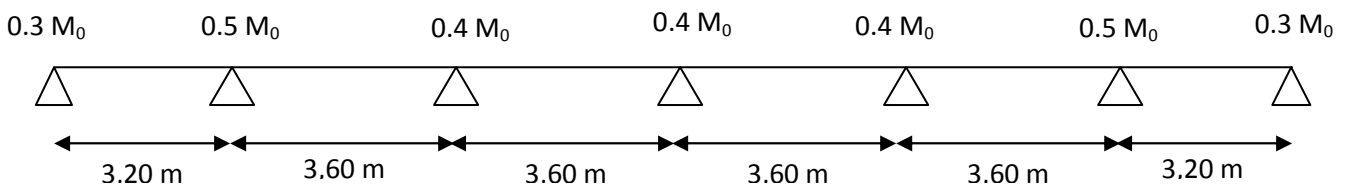
$$\alpha = \frac{1,5}{5,56 + 1,5} = 0,22$$

2) calcul Les moments isostatiques :

$$\text{Pour la 1}^{\text{ère}} \text{ travée A-B : } M_0^1 = \frac{6,02 \times 5,3,20^2}{8} = 7,70 \text{ KN.m} = M_0^6$$

$$\text{Pour la 2}^{\text{ème}} \text{ travée B-C : } M_0^2 = \frac{6,02 \times 3,60^2}{8} = 9,75 \text{ KN.m} = M_0^3 = M_0^4 = M_0^5$$

3) Moments aux appuis :



$$M_A = 0,3M_0^1 = 0,3 \times 7,70 = 2,31 \text{ KN.m} = M_G$$

$$M_B = 0,5 \max(M_0^1 ; M_0^2) = 0,5 \times M_0^2 = 0,5 \times 9,75 = 4,87 \text{ KN.m} = M_F$$

$$M_C = 0,4 \max(M_0^2 ; M_0^3) = 0,4 \times M_0^3 = 0,4 \times 9,75 = 3,90 \text{ KN.m} = M_D = M_E$$

4) Moments en travées: $\alpha = \frac{Q}{G+Q} \Rightarrow \alpha = \frac{1,5}{5,56 + 1,5} = 0,22$

a) Travée AB (travée de rive):

Il faut : $(1 + 0,3\alpha) \geq 1,05$ $1 + 0,3 \times 0,22 = 1,06$ (condition vérifier)

$$1) M_{TAB} + \frac{M_A + M_B}{2} \geq (1 + 0,3\alpha) M_{01} \Rightarrow M_{TAB} \geq (1 + 0,3\alpha) M_{01} - \frac{M_A + M_B}{2} \Rightarrow M_{TAB} \geq 1,06 \times 7,70 - \frac{2,31 + 4,87}{2} = 4,57 \text{ KN.m}$$

$$M_{TAB} \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{01}$$

$$\Rightarrow M_{TAB} \geq \frac{1,2 + 0,3 \times 0,22}{2} \times 7,70 = 4,87 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_{TAB} = 4,87 \text{ KN.m}$

b) Travée FG (travée de rive) :

$$2) M_{TFG} + \frac{M_F + M_G}{2} \geq (1 + 0,3\alpha) M_{04} \Rightarrow M_{TFG} \geq (1 + 0,3\alpha) M_{04} - \frac{M_F + M_G}{2} \Rightarrow M_{TDE} \geq 1,06 \times 7,70 - \frac{2,31 + 4,87}{2} = 4,57 \text{ KN.m}$$

$$M_i \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_{04} \Rightarrow M_{TDE} \geq \frac{1,2+0,3 \times 0,22}{2} \times 7,70 = 4,87 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_{TDE} = 4,87 \text{ KN.m}$

c) Travée BC travée intermédiaire):

$$3) M_{TBC} + \frac{MB+MC}{2} \geq (1+0,3\alpha) M_{02} \Rightarrow M_{TBC} \geq (1+0,3\alpha) M_{02} - \frac{MB+MC}{2}$$

$$\Rightarrow M_{TBC} \geq 1,06 \times 9,75 - \frac{4,87+3,90}{2} = 5,95 \text{ KN.m}$$

$$M_{TBC} \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_{02} \Rightarrow M_{TBC} \geq \frac{1+0,3 \times 0,22}{2} \times 9,75 = 5,19 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_{TBC} = 5,95 \text{ KN.m} = M_{TEF}$

d) Travée CD travée intermédiaire):

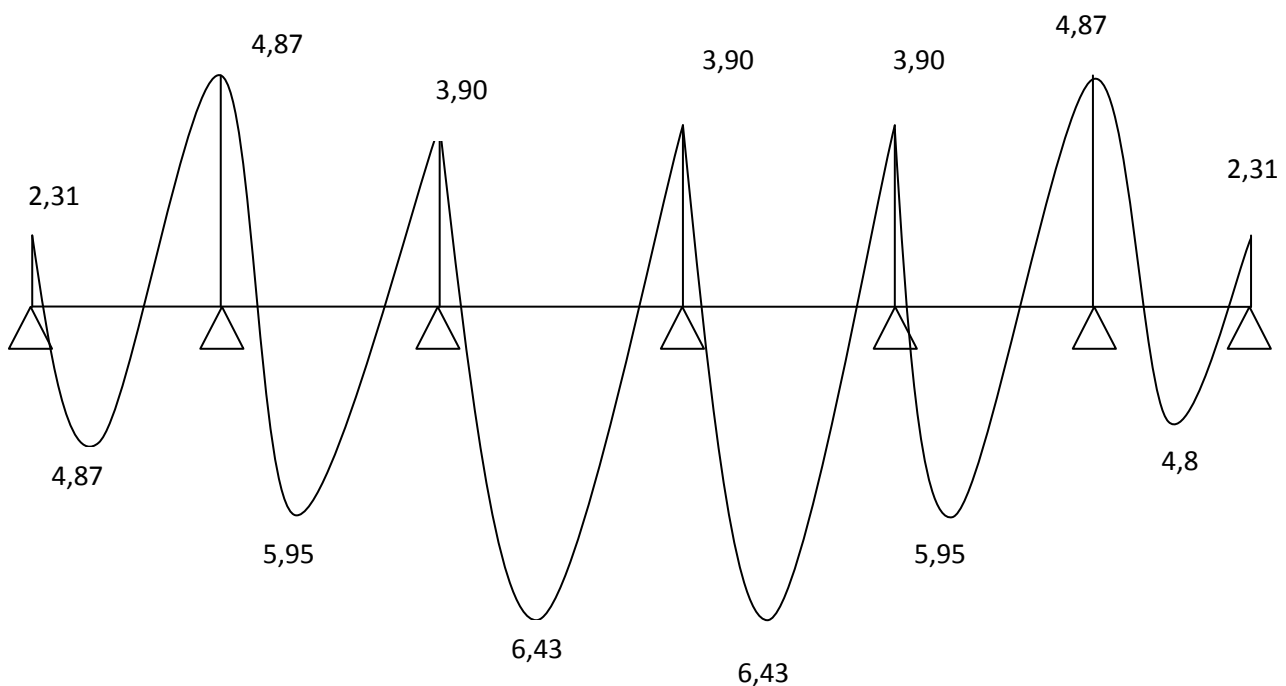
$$4) M_{TCD} + \frac{MC+MD}{2} \geq (1+0,3\alpha) M_{03} \Rightarrow M_{TCD} \geq (1+0,3\alpha) M_{03} - \frac{MC+MD}{2}$$

$$\Rightarrow M_{TCD} \geq 1,06 \times 9,75 - \frac{3,90+3,90}{2} = 6,43 \text{ KN.m}$$

$$M_{TCD} \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_{03} \Rightarrow M_{TCD} \geq \frac{1+0,3 \times 0,22}{2} \times 9,75 = 5,19 \text{ KN.m}$$

mm On prend : $M_{TCD} = 6,43 \text{ KN.m} = M_{TDE}$

3-3) Les diagrammes des moments fléchissant L'ELU



3.3.1) Calcul des efforts tranchants :

$$T = V_x = \theta + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \quad \theta = \frac{qL}{2}$$

La travée (A-B) :

$$\theta = \frac{6,02 \times 3,20}{2} = 9,63 \text{ KN}$$

$$V_A = 9,63 + \frac{(-4,87) - (-2,31)}{3,20} = 8,83 \text{ KN} \quad V_A = 8,83 \text{ KN}$$

$$V_B = -9,63 + \frac{(-4,87) - (-2,31)}{3,20} = -10,63 \text{ KN} \quad V_B = -10,96 \text{ KN}$$

La travée (B-C) :

$$\theta = \frac{6,02 \times 3,60}{2} = 10,83 \text{ KN}$$

$$V_B = 10,83 + \frac{(-3,90) - (-4,87)}{3,60} = 11,09 \text{ KN} \quad V_B = 11,09 \text{ KN}$$

$$V_C = -10,83 + \frac{(-3,90) - (-4,87)}{3,60} = -10,56 \text{ KN} \quad V_C = -10,56 \text{ KN}$$

La travée (C-D) :

$$\theta = \frac{6,02 \times 3,60}{2} = 10,83 \text{ KN}$$

$$V_C = 10,83 + \frac{(-3,90) - (-3,90)}{3,60} = 10,83 \text{ KN} \quad V_C = 10,83 \text{ KN}$$

$$V_D = -10,83 + \frac{(-3,90) - (-3,90)}{3,60} = -10,83 \text{ KN} \quad V_D = -10,83 \text{ KN}$$

La travée (D-E) :

$$\theta = \frac{6,02 \times 3,60}{2} = 10,83 \text{ KN}$$

$$V_D = 10,83 + \frac{(-3,90) - (-3,90)}{3,60} = 10,83 \text{ KN} \quad V_D = 10,83 \text{ KN}$$

$$V_E = -10,83 + \frac{(-3,90) - (-3,90)}{3,60} = -10,83 \text{ KN} \quad V_E = -10,83 \text{ KN}$$

La travée (E-F) :

$$\theta = \frac{6,02 \times 3,60}{2} = 10,83 \text{ KN}$$

$$V_D = 10,83 + \frac{(-4,87) - (-3,90)}{3,60} = 10,56 \text{ KN} \quad V_D = 10,56 \text{ KN}$$

$$V_E = -10,83 + \frac{(-4,87) - (-3,90)}{3,60} = -11,09 \text{ KN} \quad V_E = -11,09 \text{ KN}$$

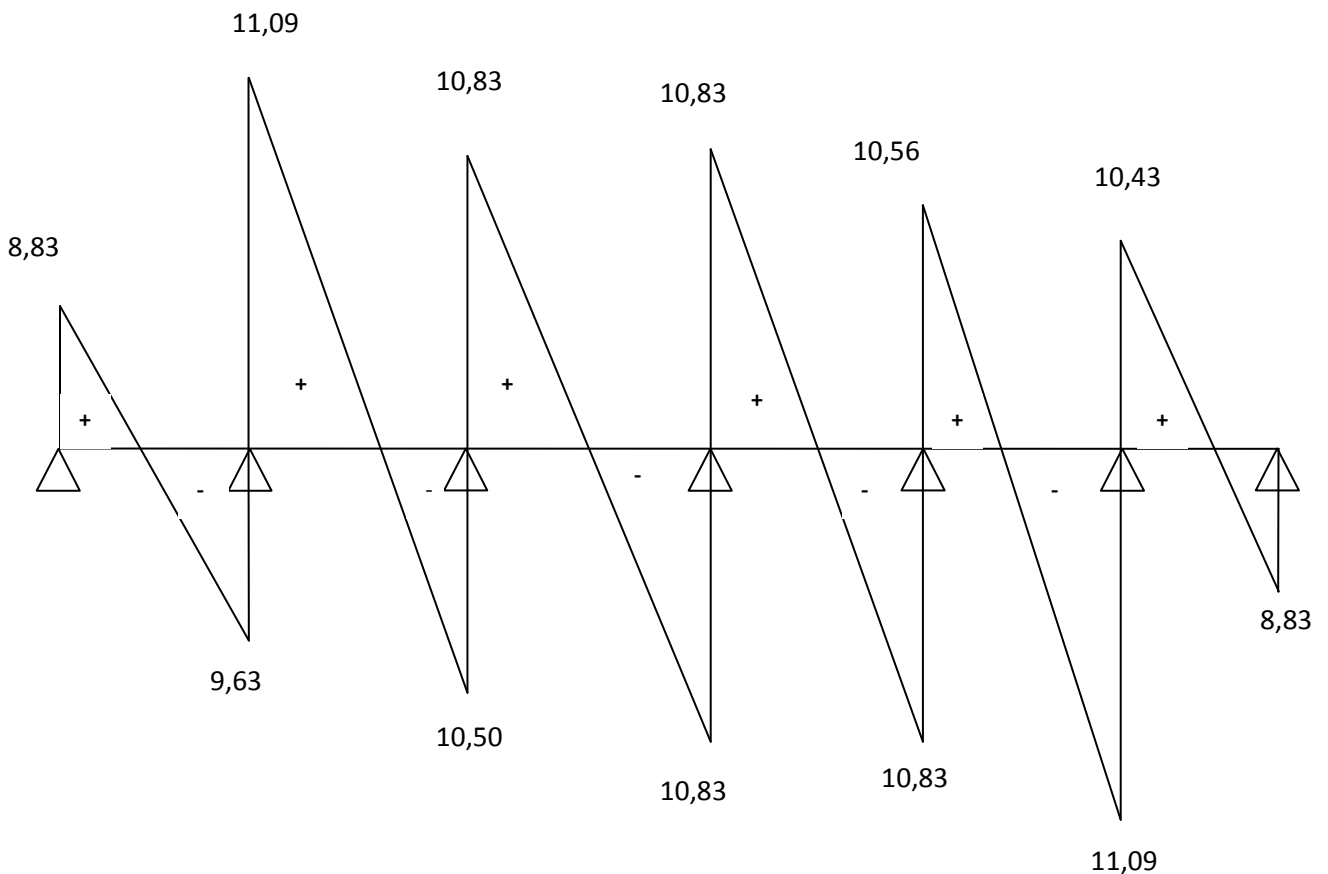
La travée (F-G) :

$$\theta = \frac{6,02 \times 3,20}{2} = 9,63 \text{ KN}$$

$$V_D = 9,63 + \frac{(-2,31) - (-4,87)}{3,20} = 10,43 \text{ KN} \quad V_D = 10,43 \text{ KN}$$

$$V_E = -9,63 + \frac{(-2,31) - (-4,87)}{3,20} = -8,83 \text{ KN} \quad V_E = -8,83 \text{ KN}$$

3.3.2) Diagramme des efforts Tranchants à l'ELU(KN)



3.3.3 Ferrailage à l'ELU :

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

a) Armatures longitudinales

- **En travée :** $M_t^{\max} = M_u = 6,43 \text{KN.m}$

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_T = F_{bc} \times b \times h_0 (d - 0,5 h_0)$$

$$M_T = 14,2 \times 10^3 \times 0,65 \times 0,04 (0,18 - 0,02)$$

$$M_T = 59,07 \text{KN.m} > M_u = 6,43 \text{KN.m}$$

$M_T > M_u$; donc l'axe neutre tombe dans la table de compression.

- Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, Alors le calcul se fera en considérant **une section rectangulaire** ($b \times h$) = (65x20).

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{6,43 \times 10^6}{650 \times (180)^2 \times 14,2} = 0,021$$

$$\mu = 0,021 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow (\text{S.S.A.})$$

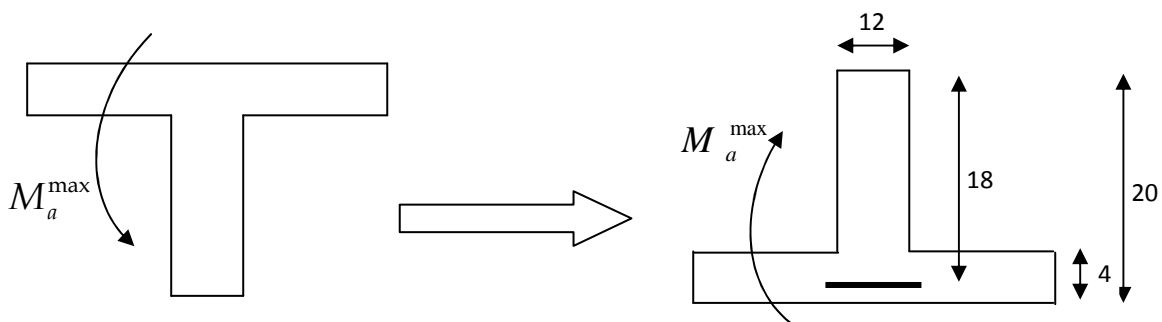
$$\mu = 0,021 \Rightarrow \beta = 0,989$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{6,43 \times 10^2}{0,989 \times 18 \times 34,8} = 1,03 \text{cm}^2$$

$$A_t = 1,03 \text{cm}^2 \quad ; \quad \text{on prend: } \mathbf{3AH10 = 2,35 \text{cm}^2}$$

- **Sur appuis:** $M_a^{\max} = 4,87 \text{KN.m}$

Le moment est négatif, c'est à dire qu'il tend les fibres supérieures. Pour nos calculs, on renverse la section pour avoir des moments positifs.



$$\mu_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{4,87 \times 10^6}{120 \times (180)^2 \times 14,2} = 0,088$$

$$\mu = 0,088 < \mu_l = 0,392 \quad (\text{SSA})$$

$$\mu = 0,088 \Rightarrow \beta = 0,954$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{4,87 \times 10^2}{0,954 \times 18 \times 34,8} = 0,81 \text{ cm}^2$$

Soit : 1HA12 = 1,13 cm²

Et 1HA12 comme chapeau

b) Armatures transversales :

Le diamètre minimal des armatures est donné par (Art A.7.2.12, BAEL91):

$$\Phi \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_l^{\max} \right\} = \min \left\{ \frac{20}{35}, \frac{12}{10}, 1,2 \right\} = 0,57 \text{ cm}$$

ϕ_l^{\max} : Diamètre maximal des armatures longitudinales

On choisit un cadre 2 ϕ 8 avec $A_t = 2HA8 = 1,00 \text{ cm}^2$.

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de $\phi 8$

L'espace des cadres :

$$St \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = \min(0,9 \times 18; 40 \text{ cm}) = 16,20 \text{ cm}$$

Soit un espacement **St = 15 cm**

3.3.4) Vérification à l'ELU :

1) Vérification de la condition de non fragilité (BAEL 91, A 4.2.1) :

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

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

Aux appuis : $A_a = 1,13 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26$ **condition vérifiée**

2) Contrainte tangentielle « cisaillement » : (BAEL91/Art. A.5.1,1)

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{V_{\max}}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u ; V_u^{\max} = 11,09 \text{ KN}$$

Fissuration peu nuisible : (BAEL91/Art A.5.1, 211)

$$\text{Donc : } \bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min \left(0,2 \times \frac{25}{1,5} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_0 d} = \frac{11,09 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,50 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,50 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

3) Vérification de la contrainte d'adhérence :

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

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0,9 d \sum u_i}$$

Avec $\sum u_i$ somme des périmètres utiles des armatures.

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0,9 d \sum u_i} = \frac{11,09 \times 1000}{0,9 \times 180 \times 1 \times 3,14 \times 12} = 1,81 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,81 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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

4) Ancrage des barres aux appuis : (BAEL91/Art. A.6.1, 22)

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

$$\text{La longueur de scellement droit : } L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{se}} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,84} = 42,25 \text{ cm}$$

Les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « Lc » est au moins égale à **0,4.Ls** pour les aciers H.A ; **Donc : Lc = 16.90cm=17cm.**

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

(BAEL91/art. A.5.1,3)

1-Sur le béton : (BAEL91/Art A.5.1,313)

$$\text{On doit vérifier : } \sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9d} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2 V_u}{b_0 \times 0,9 d} = \frac{2 \times 11,09 \times 10^3}{120 \times 0,9 \times 180} = 1,40 \text{ MPa}$$

$$\frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1,5} = 13,33 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9d} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b}$$

1,12MPa < 13,33 MPa \Rightarrow **Condition vérifiée.**

2-Sur l'acier :

✓ Appuis de rive : (BAEL91/Art A.5.1,312)

On doit prolonger les aciers au delà du bord de l'appui coté travée et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer l'effort tranchant V_U

$$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ min à ancrer}}$$

$$A_{st \text{ min à ancrer}} \geq \frac{V_u^{\max}}{\sigma_{st}} = \frac{11,09 \times 10^3}{348 \times 100} = 0,31 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ adopté}} = 2,35 \text{ cm}^2 > A_{st \text{ min à ancrer}} = 0,31 \text{ cm}^2$$

\Rightarrow Les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.

✓ Appuis intermédiaire : (BAEL91/Art A.5.1,321)

Le BAEL précise que lorsque la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l'état ultime M_u est inférieure à $0,9 V_u \cdot d$, on doit prolonger les armatures en travée au-delà des appuis et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer un effort égal à :

$$M_{\max} > 0,9 d \cdot V_u^{\max}$$

$$M_{\max} = 6,43 \times 10^6 \text{ N.mm}$$

$$0,9d \cdot V_u^{\max} = 0,9 \times 180 \times 6,43 \times 10^3 = 10,40 \times 10^5 \text{ N.mm.}$$

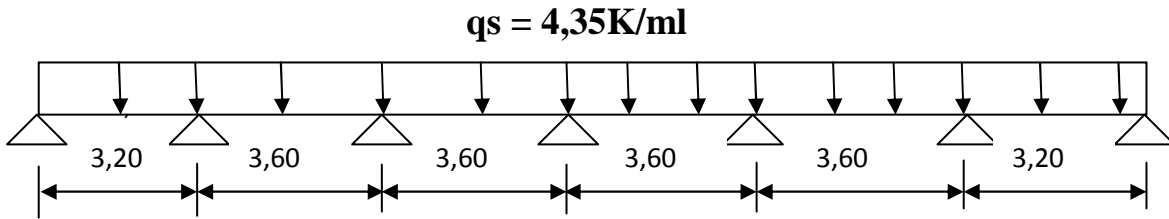
$$M_{\max} > 0,9d \cdot V_u^{\max} \longrightarrow \text{Les armatures calculées sont suffisantes.}$$

3.4) Combinaison de charge à l'ELS:

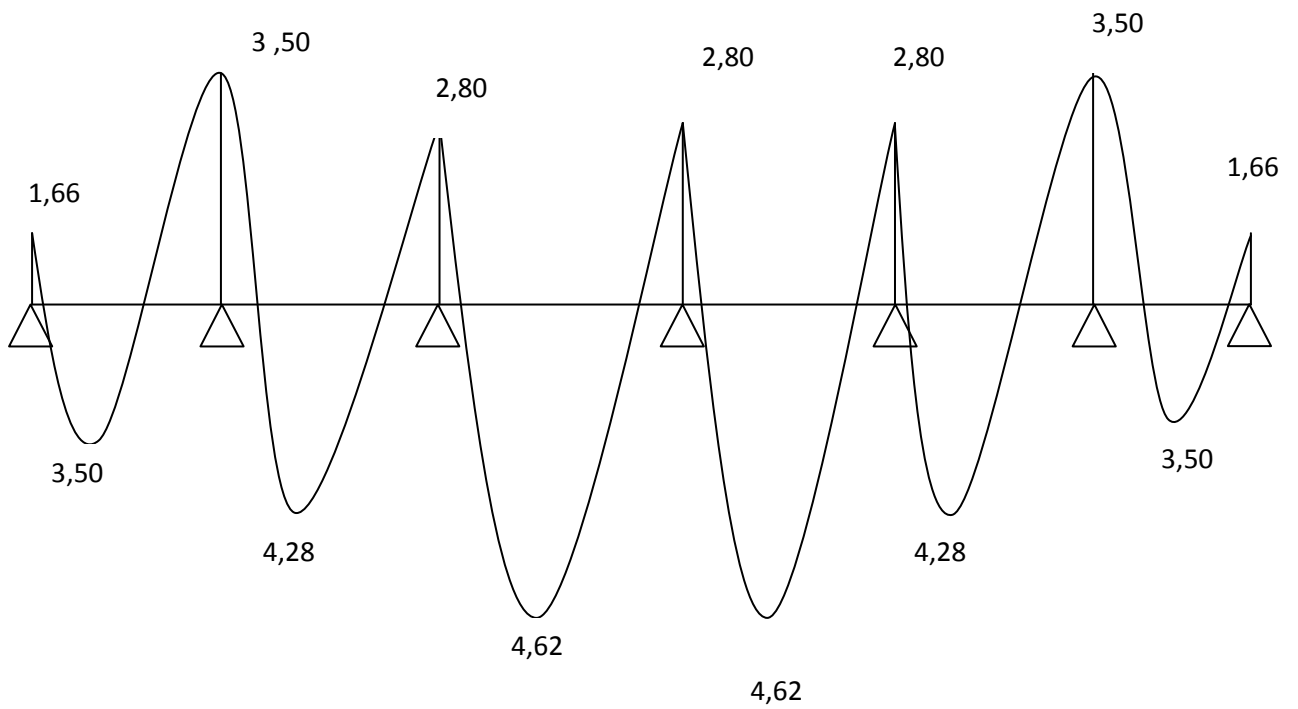
$$q_s = (G + Q) \times 0,65 = (5,20 + 1,5) \times 0,65 = 4,35 \text{ KN/ML.}$$

Lorsque la charge est la même sur toutes les travées, pour obtenir les valeurs des moments à l'E.L.S, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'E.L.U par le coefficient q_s/q_u .

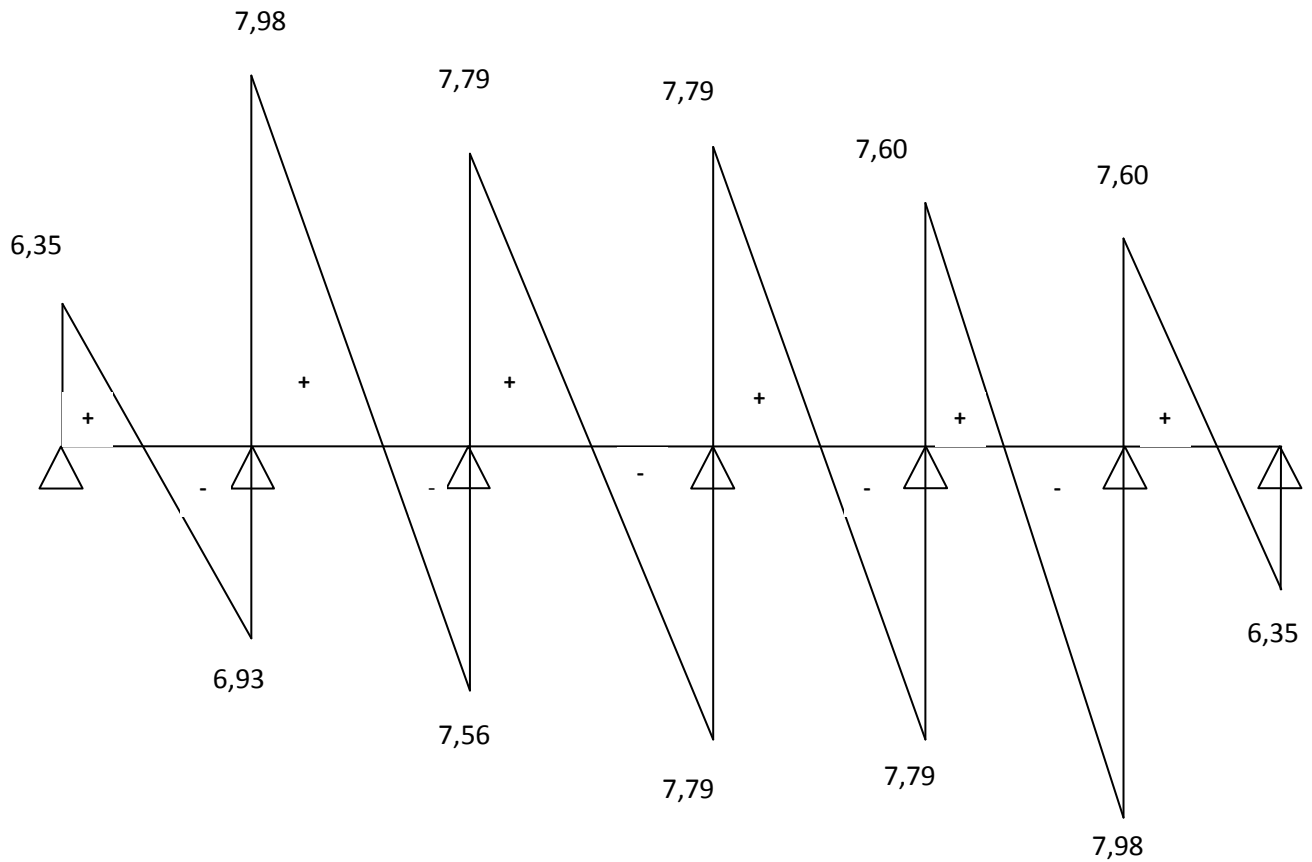
$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{4,35}{6,02} = 0,72$$



3.4.1).Les diagrammes des moments fléchissant L'ELS



3.4.2 : Diagramme des efforts Tranchants à l'ELS(K1)



3.4.3) Vérification des contraintes : à l'ELS

a) Etat limite de résistance du béton en compression :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \sigma_{st} / K1 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

✓ **En travées** : $M_{ts} = 6,43 \text{ KN.m}$ et $A_t = 2,35 \text{ cm}^2$.

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b d} = \frac{100 \times 2,35}{12 \times 18} = 1,0879 \rightarrow K_1 = 19,72 \rightarrow \beta_1 = 0,856$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ts}}{\beta_1 d A_t} = \frac{6,43 \times 10^3}{0,856 \times 18 \times 2,35} = 177,58 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 177,58 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_{st} / K1 = 177,58 / 19,72 = 9 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

✓ **aux appuis** : $M_{as} = 4,87 \text{ KN.m}$ et $A_a = 1,13 \text{ cm}^2$.

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b_0 d} = \frac{100 \times 1,13}{12 \times 18} = 0,523 \rightarrow K_1 = 31,08 \rightarrow \beta_1 = 0,8915$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{as}}{\beta_1 d A_a} = \frac{4,87 \times 10^3}{0,8915 \times 18 \times 1,13} = 268,57 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 268,57 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_{st} / K_1 = 268,57 / 31,08 = 8,64 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa Condition vérifiée.}$$

b) Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est peu nuisible ; donc aucune vérification n'est à effectuer

c) Etat limite de déformation (vérification de la flèche BAEL91 A.3.6.51) :

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

Les règles du BAEL.91 (article B.5.6.1), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier l'ELS les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$
- $\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$

Avec :

h : hauteur totale de la section de la nervure (épaisseur de la dalle comprise)

M₀ : Moment max de la travée isostatique

L : portée entre nus d'appuis.

M_t : moment max en travée.

b₀ : largeur de nervure.

A : section d'armature.

d : hauteur utile de la section droite.

$$\frac{20}{360} = 0,055 \text{ et } \frac{1}{16} = 0,062$$

La 1^{ère} condition n'est pas vérifiée, alors le calcul de la flèche est indispensable.

d) Calcul de la flèche :

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^S \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f} \quad \Rightarrow \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{3600}{500} = 7,20 \text{ mm}$$

Avec :

\bar{f} : La flèche admissible

E_v : Module de déformation différé

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10818,87 \text{ MPa}$$

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

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

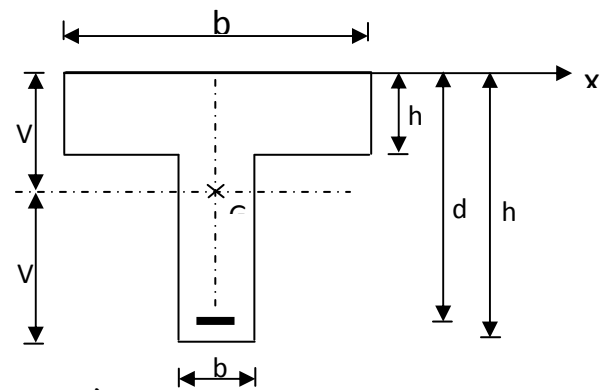
I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée ($n=15$) par rapport au centre de gravité de la section.

Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + nA = (b \cdot h_0) + (h - h_0) b_0 + 15A$$

$$B_0 = 65 \times 4 + (20 - 4) \times 12 + 15 \times 2,35$$

$$B_0 = 487,25 \text{ cm}^2$$



- **Moment statique de la section homogénéisée par rapport à xx :**

$$S /_{xx} = \frac{b \cdot h_0^2}{2} + (h - h_0) b_0 \left[\frac{h - h_0}{2} + h_0 \right] + 15 A_{st} \cdot d$$

$$S /_{xx} = \frac{65 \times 4^2}{2} + (20 - 4) \times 12 \times \left[\frac{20 - 4}{2} + 4 \right] + 15 \times 2,35 \times 18$$

$$S /_{xx} = 3458,5 \text{ cm}^3$$

- **Position du centre de gravité :**

$$V_1 = \frac{S /_{xx}}{B_0} = \frac{3458,5}{487,25} = 7,09 \text{ cm} \quad ; \text{ Donc : } V_1 = 7,09 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7,09 = 12,91 \text{ cm} \quad ; \text{ Donc : } V_2 = 12,91 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie de la section homogénéisée/G :**

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0) h_0 \left[\frac{h_0^2}{12} + \left(V_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right] + 15 A_{st} (V_2 - c)^2$$

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

$$I_0 = \mathbf{20003,27 \text{ cm}^4}$$

• **Calcul des coefficients :**

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

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

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i \quad ; \quad \lambda_v = \mathbf{0,609} \quad \lambda_v = \mathbf{0,61}$$

$$\mu = \max \left[0 ; 1 - \frac{2,35 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} \right]$$

$$\mu = \max \left[0 ; 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} \right] = \max \left[0 ; 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0108 \times 154,87 + 2,1} \right] = 0,58$$

$$\mu = \mathbf{0,58}$$

• **Calcul de l'inertie fictive I_{fv} :**

$$I_{fv} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1,1 \times 20003,27}{1 + 0,61 \times 0,58} = 16253,21 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = \mathbf{16253,21 \text{ cm}^4}$$

Calcul de flèche :

$$f = \frac{4,62 \times 10^6 (3600)^2}{10 \times 10819 \times 10^4 \times 16253,21} = 3,40 \text{ mm}$$

Donc la valeur de la flèche sera égale à : **f= 3,40mm**

$$f = 3,40 < \bar{f} = 7,20 \Rightarrow \mathbf{\text{La condition est vérifiée}}$$

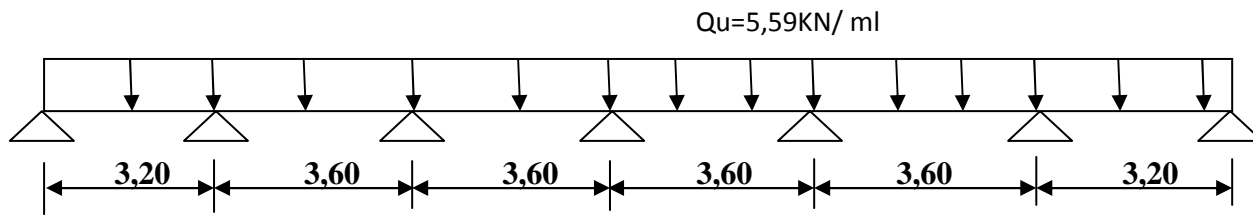
3.5) ETUDE DE PLANCHER TERRASSE:

Plancher terrasse:

Poids propre du plancher.....G=5,27x0,65=3,42KN/ml

Surcharge d'exploitation : Q=1x0,65=0,65KN/ml

$$q_u = 1,35 \times 3,42 + 1,5 \times 0,65 = 5,59 \text{ KN/ml} \quad \mathbf{q_u = 5,59 \text{ KN/ml}}$$



3.5.1) Calcul des moments :

La détermination des moments se fera à l'aide de l'une des trois méthodes suivantes :

- Méthode forfaitaire
- Méthode des 3 moments
- Méthode de Caquot

• Méthode forfaitaire : (BAEL91/annexe E.1)

Le principe consiste à évaluer les moments en travée et en appuis à partir de fraction fixé forfaitairement de la valeur maximale des moments fléchissant en travée, celle-ci étant supposé isostatique de même portée libre et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

Conditions d'application de la méthode :

- ① La valeur de la surcharge d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente ou 5 KN/m². $Q \leq (2G, 5 KN)$

AN: $G = 2 \times 5,27 = 10,54 \text{ KN}$

$Q = 1 \text{ KN/m}^2 \leq (10,4 \text{ KN} ; 5 \text{ KN}) \Rightarrow$ **La condition est vérifiée.**

- ② La fissuration est considérée comme étant peu nuisible.

\Rightarrow **La condition est vérifiée.**

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

$$\frac{L_1}{L_2} = \frac{3,20}{3,60} = 0,88 ; \frac{L_2}{L_3} = \frac{3,60}{3,60} = 1 ; \quad \frac{L_3}{L_4} = \frac{3,60}{3,60} = 1 ; \frac{L_4}{L_5} = \frac{3,60}{3,60} = 1 ; \frac{L_5}{L_6} = \frac{3,60}{3,20} =$$

1,125 \Rightarrow **La condition est vérifiée**

- ④ Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées considérée \Rightarrow **La condition est vérifiée.**

Les conditions sont toutes vérifiées, donc la méthode forfaitaire est applicable.

▪ Application de la méthode :

Soit α le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation en valeurs non pondérées :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q}$$

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

$$M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

Avec : M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison.

L longueurs entre nus des appuis.

M_w et M_e : les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche (w), et de droite (e) dans la travée considérée.

M_t : le moment maximal en travée dans la travée considérée.

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

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

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

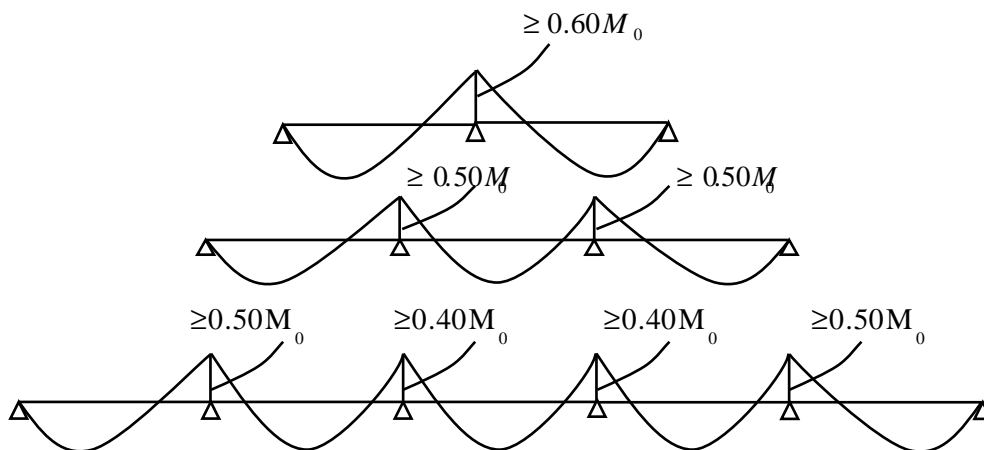
③ La valeur absolue de chaque moment sur appuis intermédiaire au moins égale à :

$0,6M_0$: Pour une poutre à deux travées.

$0,5M_0$: Pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.

$0,4M_0$: Pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

Sur les appuis de rive, il faut tenir compte du semi encastrement équilibrant un moment de $M_a = 0,3 M_0$.



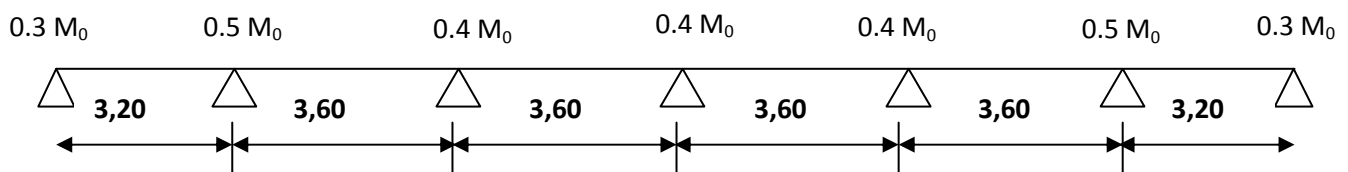
3.5.2) Application de la méthode :**1) Calcul du rapport des charges: α**

$$\alpha = \frac{1}{5,27 + 1} = 0,16$$

2) calcul Les moments isostatiques :

$$\text{Pour la 1}^{\text{ère}} \text{ travée A-B : } M_0^1 = \frac{5,59 \times 3,20^2}{8} = 5,15 \text{ KN.m} = M_0^6$$

$$\text{Pour la 2}^{\text{ème}} \text{ travée B-C : } M_0^2 = \frac{5,59 \times 3,60^2}{8} = 9,05 \text{ KN.m} = M_0^3 = M_0^4 = M_0^5$$

3) Moments aux appuis :

$$M_A = 0,3 M_0^1 = 0,3 \times 5,15 = 1,54 \text{ KN.m} = M_G$$

$$M_B = 0,5 \max (M_0^1 ; M_0^2) = 0,5 \times M_0^2 = 0,5 \times 9,05 = 4,52 \text{ KN.m} = M_F$$

$$M_C = 0,4 \max (M_0^2 ; M_0^3) = 0,4 \times M_0^3 = 0,4 \times 9,05 = 3,62 \text{ KN.m} = M_D = M_E$$

4) Moments en travées:

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} \Rightarrow \alpha = \frac{1}{5,27 + 1} = 0,16$$

a) Travée AB (travée de rive):

Il faut : $(1+0,3\alpha) \geq 1,05$ $1+0,3 \times 0,16 = 1,048$ (condition vérifier)

$$1) M_{TAB} + \frac{M_A + M_B}{2} \geq (1+0,3\alpha) M_{01} \Rightarrow M_{TAB} \geq (1+0,3\alpha) M_{01} - \frac{M_A + M_B}{2} \Rightarrow M_{TAB} \geq 1,048 \times 5,15 - \frac{1,54 + 4,52}{2} = 2,36 \text{ KN.m}$$

$$M_{TAB} \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{T_{01}}$$

$$\Rightarrow M_{TAB} \geq \frac{1,2 + 0,3 \times 0,16}{2} \times 5,15 = 3,21 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_{TAB} = 3,21 \text{ KN.m}$

b) Travée FG (travée de rive) :

$$2) M_{T_{FG}} + \frac{MF+MG}{2} \geq (1+0,3\alpha) M_{06} \Rightarrow M_{T_{FG}} \geq (1+0,3\alpha) M_{06} - \frac{MF+MG}{2} \Rightarrow M_{TDE} \geq 1,048 \times 5,15 - \frac{4,52+1,54}{2} = 2,37 \text{ KN.m}$$

$$M_i \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_{06} \Rightarrow M_{TDE} \geq \frac{1,2+0,3 \times 0,16}{2} \times 5,15 = 3,21 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_{TDE} = 3,21 \text{ KN.m}$

c) Travée BC (travée intermédiaire):

$$3) M_{TBC} + \frac{MB+MC}{2} \geq (1+0,3\alpha) M_{02} \Rightarrow M_{TBC} \geq (1+0,3\alpha) M_{02} - \frac{MB+MC}{2}$$

$$\Rightarrow M_{TBC} \geq 1,048 \times 9,05 - \frac{4,42+3,62}{2} = 5,46 \text{ KN.m}$$

$$M_{TBC} \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_{02} \Rightarrow M_{TBC} \geq \frac{1+0,3 \times 0,16}{2} \times 9,05 = 4,74 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_{TBC} = 5,46 \text{ KN.m} = M_{TEF}$

d) Travée CD (travée intermédiaire):

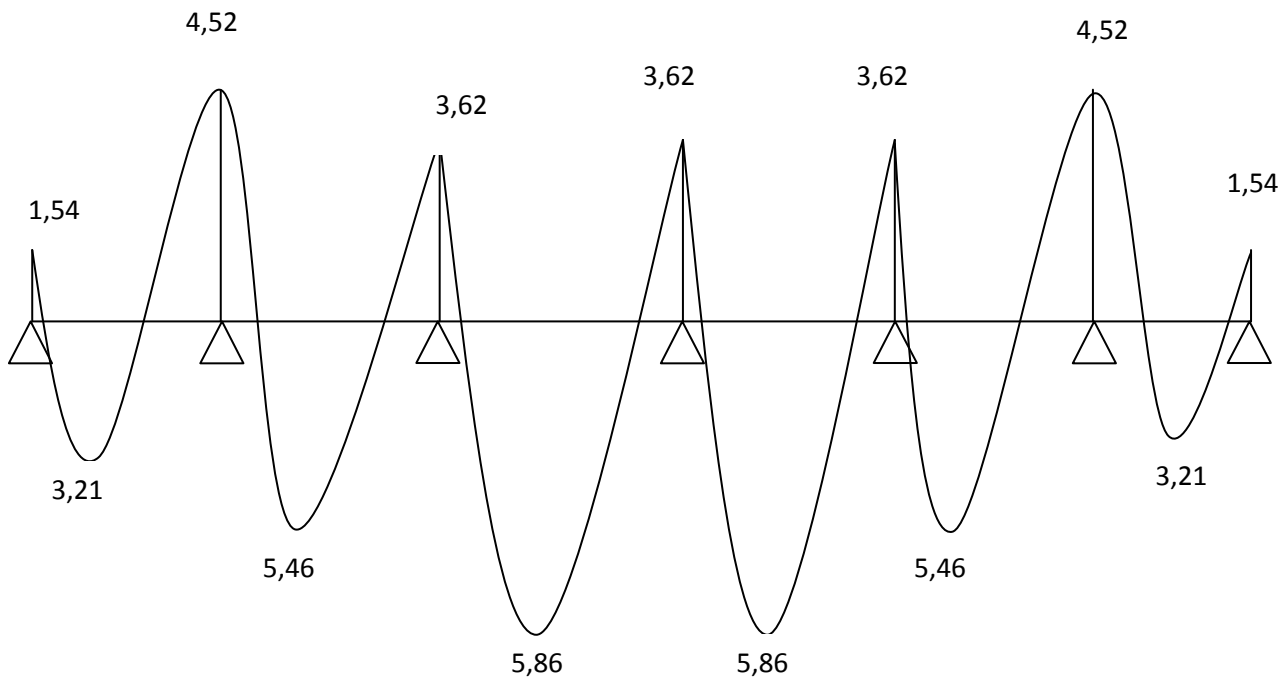
$$4) M_{TCD} + \frac{MC+MD}{2} \geq (1+0,3\alpha) M_{03} \Rightarrow M_{TCD} \geq (1+0,3\alpha) M_{03} - \frac{MC+MD}{2}$$

$$\Rightarrow M_{TCD} \geq 1,048 \times 9,05 - \frac{3,62+3,62}{2} = 5,86 \text{ KN.m}$$

$$M_{TCD} \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_{03} \Rightarrow M_{TCD} \geq \frac{1+0,3 \times 0,16}{2} \times 9,05 = 4,74 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_{TCD} = 5,86 \text{ KN.m} = M_{TDE}$

3.3) Les diagrammes des moments fléchissant L'ELU



3.3.1) Calcul des efforts tranchants :

$$T = V_x = \theta + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \theta = \frac{qL}{2}$$

La travée (A-B) :

$$\theta = \frac{5,59 \times 3,20}{2} = 8,94 \text{ KN}$$

$$V_A = 8,94 + \frac{(-4,52) - (-1,54)}{3,20} = 8 \text{ KN} \quad V_A = 8 \text{ KN}$$

$$V_B = -8,94 + \frac{(-4,52) - (-1,54)}{3,20} = -9,87 \text{ KN} \quad V_B = -9,87 \text{ KN}$$

La travée (B-C) :

$$\theta = \frac{5,59 \times 3,60}{2} = 10,06 \text{ KN}$$

$$V_B = 10,06 + \frac{(-3,62) - (-4,52)}{3,60} = 10,31 \text{ KN} \quad V_B = 10,31 \text{ KN}$$

$$V_C = -10,06 + \frac{(-3,62) - (-4,52)}{3,60} = -9,81 \text{ KN} \quad V_C = -9,81 \text{ KN}$$

La travée (C-D) :

$$\theta = \frac{5,59 \times 3,60}{2} = 10,06 \text{ KN}$$

$$V_C = 10,06 + \frac{(-3,62) - (-3,62)}{3,60} = 10,06 \text{ KN} \quad V_C = 10,06 \text{ KN}$$

$$V_D = -10,06 + \frac{(-3,62) - (-3,62)}{3,60} = -10,06 \text{ KN} \quad V_D = -10,06 \text{ KN}$$

La travée (D-E) :

$$\theta = \frac{5,59 \times 3,60}{2} = 10,06 \text{ KN}$$

$$V_D = 10,06 + \frac{(-3,62) - (-3,62)}{3,60} = 10,06 \text{ KN} \quad V_D = 10,06 \text{ KN}$$

$$V_E = -10,06 + \frac{(-3,06) - (-3,06)}{3,60} = -10,06 \text{ KN} \quad V_E = -10,06 \text{ KN}$$

La travée (E-F) :

$$\theta = \frac{5,59 \times 3,60}{2} = 10,06 \text{ KN}$$

$$V_D = 10,06 + \frac{(-4,52) - (-3,62)}{3,60} = 1 \text{ KN} \quad V_E = 9,81 \text{ KN}$$

$$V_E = -10,06 + \frac{(-4,52) - (-3,62)}{3,60} = -10,31 \text{ KN} \quad V_F = -10,31 \text{ KN}$$

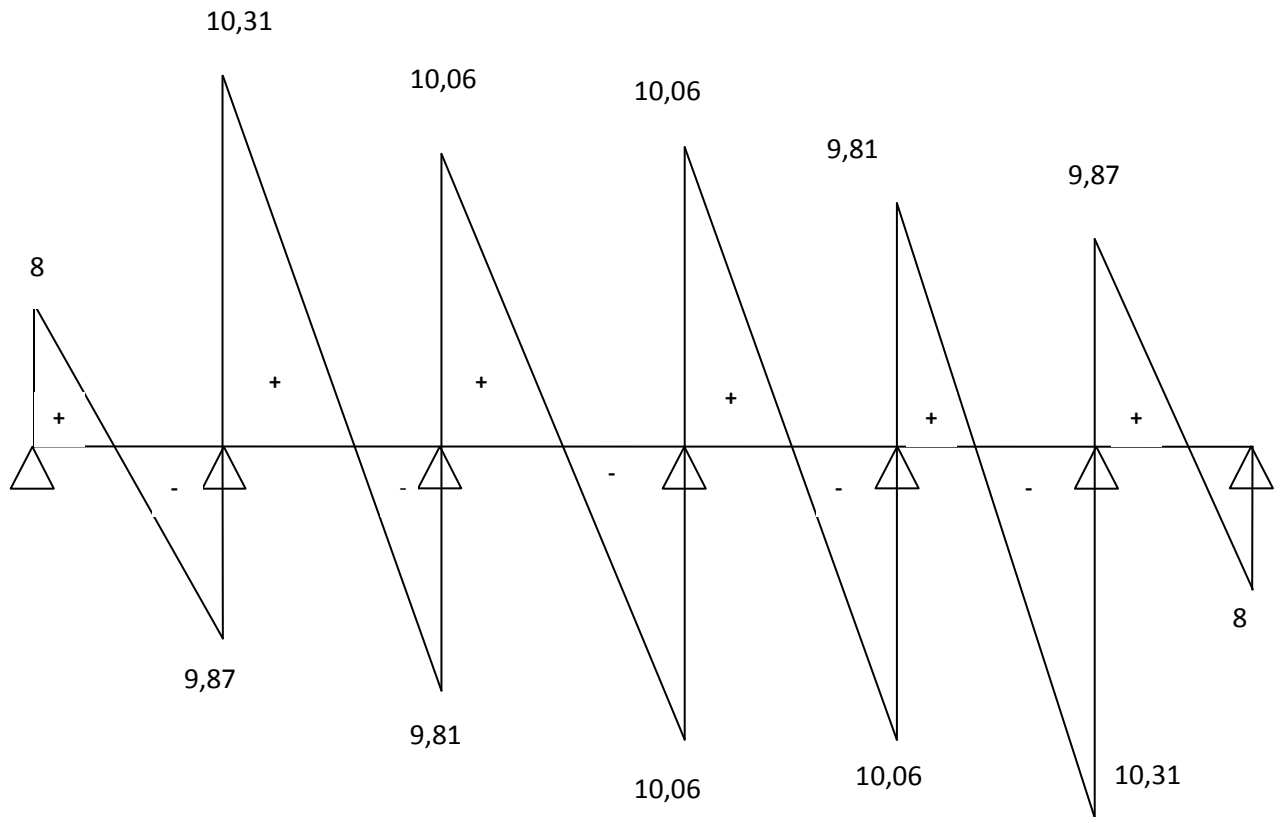
La travée (F-G) :

$$\theta = \frac{5,59 \times 3,20}{2} = 8,94 \text{ KN}$$

$$V_D = 8,94 + \frac{(-1,54) - (-4,52)}{3,20} = 9,87 \text{ KN} \quad V_F = 9,87 \text{ KN}$$

$$V_G = -8,94 + \frac{(-1,54) - (-4,52)}{3,20} = -8 \text{ KN} \quad V_E = -8 \text{ KN}$$

3.3.2) Diagramme des efforts Tranchants à l'ELU(KN)



3.3.3) Ferrailage à l'ELU :

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

a) Armatures longitudinales

- **En travée :** $M_t^{max} = M_u = 9,30 \text{KN.m}$

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_T = F_{bc} \times b \times h_0 (d - 0,5 h_0)$$

$$M_T = 14,2 \times 10^3 \times 0,65 \times 0,04 (0,18 - 0,02)$$

$$M_T = 59,07 \text{KN.m} > M_u = 5,86 \text{KN.m}$$

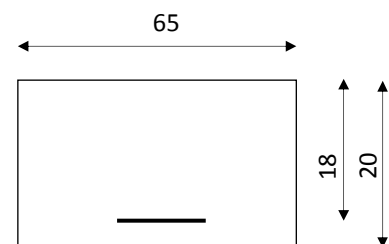
$M_T > M_u$; donc l'axe neutre tombe dans la table de compression.

- Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, Alors le calcul se fera en considérant **une section rectangulaire** (b x h) = (65x20).

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{5,86 \times 10^6}{650 \times (180)^2 \times 14,2} = 0,019$$

$$\mu = 0,019 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{(S.S.A.)}$$

$$\mu = 0,019 \Rightarrow \beta = 0,990$$

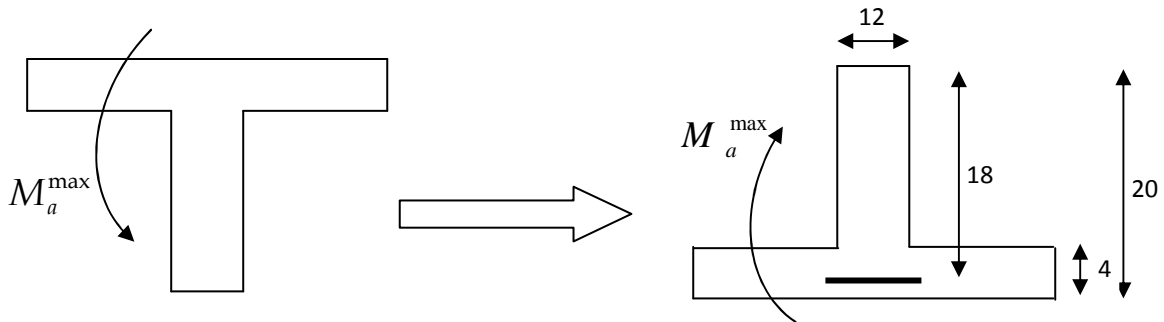


$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{5,86 \times 10^2}{0,990 \times 18 \times 34,8} = 0,94 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 0,94 \text{ cm}^2 \quad ; \quad \text{on prend: } \mathbf{3AH10 = 2,35 \text{ cm}^2}$$

- **Sur appuis:** $M_a^{\max} = 4,52 \text{ KN.m}$

Le moment est négatif, c'est à dire qu'il tend les fibres supérieures. Pour nos calculs, on renverse la section pour avoir des moments positifs.



$$\mu_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{4,52 \times 10^6}{120 \times (180)^2 \times 14,2} = 0,082$$

$$\mu = 0,082 < \mu_l = 0,392 \quad (\text{SSA})$$

$$\mu = 0,082 \Rightarrow \beta = 0,957$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{4,52 \times 10^2}{0,957 \times 18 \times 34,8} = 0,75 \text{ cm}^2$$

Soit : 2HA10 = 1,57 cm²

b) Armatures transversales :

Le diamètre minimal des armatures est donné par (Art A.7.2.12, BAEL91):

$$\Phi \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_l^{\max} \right\} = \min \left\{ \frac{20}{35}, \frac{12}{10}, 1,2 \right\} = 0,57 \text{ cm}$$

θ_1^{\max} : Diamètre maximal des armatures longitudinales

On choisit un cadre 2 ϕ 8 avec $A_t = 2HA8 = 1,00 \text{ cm}^2$.

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de $\phi 8$

L'espace des cadres :

$$St \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = \min(0,9 \times 18; 40 \text{ cm}) = 16,20 \text{ cm}$$

Soit un espacement **St = 15 cm**

3.3.4) Vérification à l'ELU :**1) Vérification de la condition de non fragilité (BAEL 91, A 4.2.1) :**

$$A_{\min} = 0.23b_0d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 18 \frac{2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_t = 2,35 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26$ **condition vérifiée.**
Aux appuis : $A_a = 1,57 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26$ **condition vérifiée**

2) Contrainte tangentielle « cisaillement » : (BAEL91/Art. A.5.1,1)

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_0d} \leq \bar{\tau}_u$; $V_u^{\max} = 14,70 \text{ KN}$

Fissuration peu nuisible : (BAEL91/Art A.5.1, 211)

Donc : $\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min \left(0,2 \times \frac{25}{1,5} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_0d} = \frac{10,31 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,48 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,48 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

3) Vérification de la contrainte d'adhérence :

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

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

Avec $\sum u_i$ somme des périmètres utiles des armatures.

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0.9d \sum u_i} = \frac{10,31 \times 1000}{0,9 \times 180 \times 2 \times 3,14 \times 10} = 1,01 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = 1,01 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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

4) Ancrage des barres aux appuis : (BAEL91/Art. A.6.1, 22)

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

La longueur de scellement droit : $L_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{se}} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,84} = 42,25 \text{ cm}$

Les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à **0,4.Ls** pour les aciers H.A ; **Donc : $L_c = 16.90\text{cm} = 17\text{cm}$.**

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

(BAEL91/art. A.5.1,3)

1-Sur le béton : (BAEL91/Art A.5.1,313)

$$\text{On doit vérifier : } \sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9d} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2 V_u}{b_0 \times 0,9d} = \frac{2 \times 10,31 \times 10^3}{120 \times 0,9 \times 180} = 1,06 \text{MPa}$$

$$\frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1,5} = 13,33 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9d} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b}$$

1,06MPa < 13,33 MPa \Rightarrow **Condition vérifiée.**

2-Sur l'acier :

✓ Appuis de rive : (BAEL91/Art A.5.1,312)

On doit prolonger les aciers au delà du bord de l'appui coté travée et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer l'effort tranchant V_U

$$A_{st \text{ adopté}} \rangle A_{st \text{ min à ancrer}}$$

$$A_{st \text{ min à ancrer}} \geq \frac{V_u^{\max}}{\sigma_{st}} = \frac{10,31 \times 10^3}{348 \times 100} = 0,30 \text{cm}^2$$

$A_{st \text{ adopté}} = 2,35 \text{cm}^2 \rangle A_{st \text{ min à ancrer}} = 0,30 \text{cm}^2 \Rightarrow$ Les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.

✓ Appuis intermédiaire : (BAEL91/Art A.5.1,321)

Le BAEL précise que lorsque la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l'état ultime M_u est inférieure à $0,9 V_u \cdot d$, on doit prolonger les armatures en travée au-delà des appuis et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer un effort égal à :

$$M_{\max} > 0,9 d . V_u^{\max}$$

$$M_{\max} = 5,86 \times 10^6 \text{ N.mm}$$

$$0,9d . V_u^{\max} = 0,9 \times 180 \times 5,86 \times 10^3 = 9,49 \times 10^5 \text{ N.mm.}$$

$$M_{\max} > 0,9d . V_u^{\max} \rightarrow \text{Les armatures calculées sont suffisantes.}$$

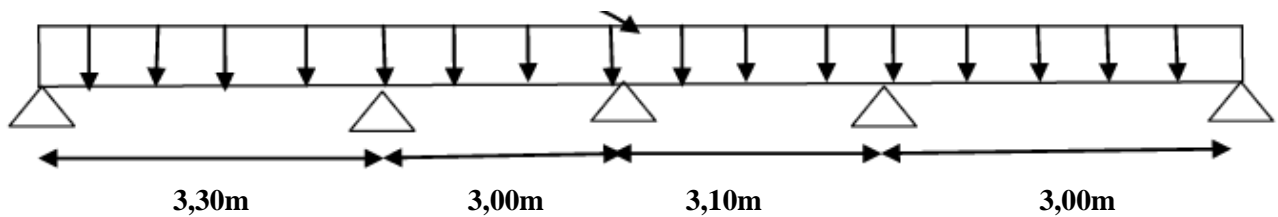
3.4) Combinaison de charge a l'ELS:

$$q_s = (G + Q) \times 0,65 = (5,27 + 1) \times 0,65 = 4,07 \text{ KN/ML.}$$

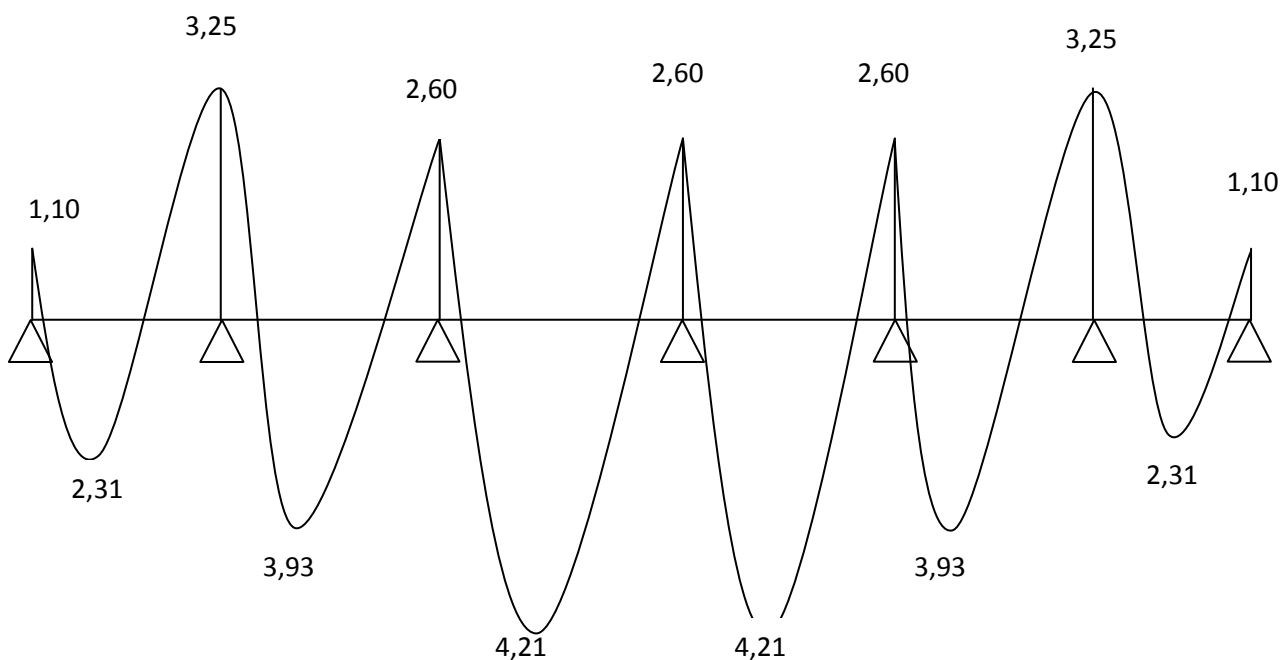
Lorsque la charge est la même sur toutes les travées, pour obtenir les valeurs des moments à l'E.L.S, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'E.L.U par le coefficient q_s/q_u .

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{4,07}{5,59} = 0,72$$

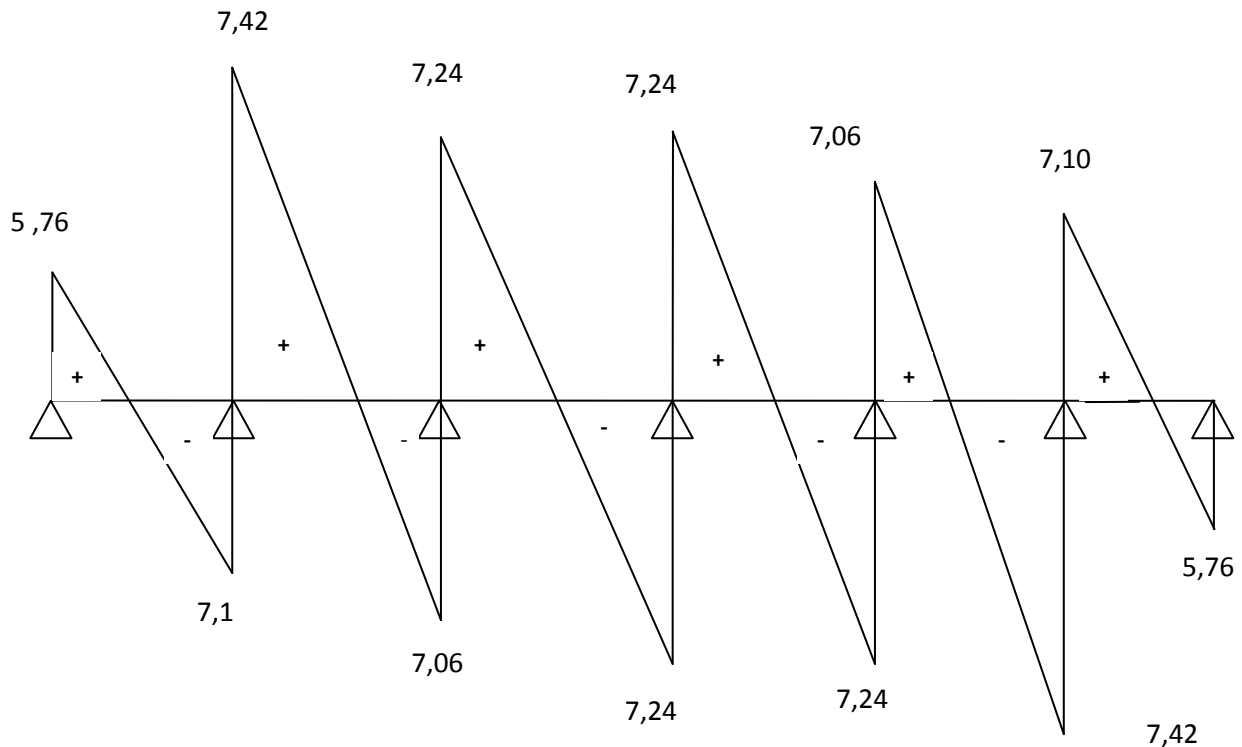
$$q_s = 4,07 \text{ K/ml}$$



3.4.1). Les diagrammes des moments fléchissant L'ELS



3.4.2) Diagramme des efforts Tranchants à l'ELS(KN)



3.4.3) Vérification des contraintes : à l'ELS

a) Etat limite de résistance du béton en compression :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \sigma_{st} / K1 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

✓ **En travées** : $M_{ts} = 5,86 \text{ KN.m}$ et $A_t = 2,35 \text{ cm}^2$.

✓

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b d} = \frac{100 \times 2,35}{12 \times 18} = 1,08 \rightarrow K_1 = 19,72 \rightarrow \beta_1 = 0,856$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ts}}{\beta_1 d A_t} = \frac{5,86 \times 10^3}{0,856 \times 18 \times 2,35} = 161,84 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 161,84 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_{st} / K1 = 161,84 / 19,72 = 8,20 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

✓ **aux appuis** : $M_{as} = 4,52 \text{ KN.m}$ et $A_a = 1,57 \text{ cm}^2$.

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b_0 d} = \frac{100 \times 1,57}{12 \times 18} = 0,727 \rightarrow K_1 = 25,48 \rightarrow \beta_1 = 0,8365$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{as}}{\beta_1 d A_a} = \frac{4,52 \times 10^3}{0,8365 \times 18 \times 1,57} = 191,20 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 191,20 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_{st} / K1 = 191,20 / 25,48 = 7,50 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

b) Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est peu nuisible ; donc aucune vérification n'est à effectuer

c) Etat limite de déformation (vérification de la flèche BAEL91 A.3.6.51) :

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

Les règles du BAEL.91 (article B.5.6.1), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier l'ELS les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$
- $\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$

.Avec :

h : hauteur totale de la section de la nervure (épaisseur de la dalle comprise)

M0 : Moment max de la travée isostatique

L : portée entre nus d'appuis.

Mt : moment max en travée.

b0 : largeur de nervure.

A : section d'armature.

d : hauteur utile de la section droite.

$$\frac{20}{360} = 0,055 \text{ et } \frac{1}{16} = 0,062$$

La 1^{ère} condition n'est pas vérifiée, alors le calcul de la flèche est indispensable.

d) Calcul de la flèche :

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^S \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f} \quad \Rightarrow \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{3600}{500} = 7,20 \text{ mm}$$

Avec :

\bar{f} : La flèche admissible

E_v : Module de déformation différé

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10818,87 \text{ MPa}$$

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

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

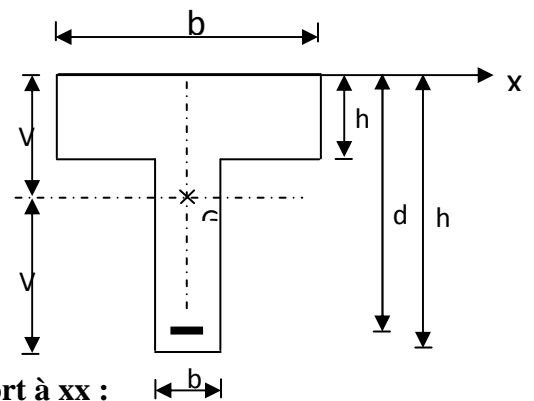
I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée (n=15) par rapport au centre de gravité de la section.

Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + nA = (b \cdot h_0) + (h - h_0) b_0 + 15A$$

$$B_0 = 65 \times 4 + (20 - 4) \times 12 + 15 \times 2,35$$

$$\mathbf{B_0 = 487,27 \text{ cm}^2}$$



- **Moment statique de la section homogénéisée par rapport à xx :**

$$S /_{xx} = \frac{b \cdot h_0^2}{2} + (h - h_0) b_0 \left[\frac{h - h_0}{2} + h_0 \right] + 15 A_{st} \cdot d$$

$$S /_{xx} = \frac{65 \times 4^2}{2} + (20 - 4) \times 12 \times \left[\frac{20 - 4}{2} + 4 \right] + 15 \times 2,35 \times 18$$

$$S /_{xx} = \mathbf{3458,5 \text{ cm}^3}$$

- **Position du centre de gravité :**

$$V_1 = \frac{S /_{xx}}{B_0} = \frac{3458,5}{487,27} = 7,09 \text{ cm} \quad ; \text{ Donc : } \mathbf{V_1 = 7,09 \text{ cm}}$$

$$; \text{ Donc : } \mathbf{V_2 = 12,91 \text{ cm}}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7,09 = 12,91 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie de la section homogénéisée/G :**

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0)h_0 \left[\frac{h_0^2}{12} + \left(V_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right] + 15A_{st} (V_2 - c)^2$$

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

$$I_0 = \mathbf{20003,27 \text{ cm}^4}$$

- **Calcul des coefficients :**

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

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

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i \quad ; \quad \lambda_v = \mathbf{0,609} \quad \lambda_v = \mathbf{0,61}$$

$$\mu = \max \left[0 ; 1 - \frac{2,35 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} \right]$$

$$\mu = \max \left[0 ; 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} \right] = \max \left[0 ; 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0108 \times 141,15 + 2,1} \right] = 0,55$$

$$\mu = \mathbf{0,55}$$

- **Calcul de l'inertie fictive I_{fv} :**

$$I_{fv} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1,1 \times 20003,27}{1 + 0,61 \times 0,55} = 16475,92 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = \mathbf{16475,92 \text{ cm}^4}$$

Calcul de flèche :

$$f = \frac{4,22 \times 10^6 (3600)^2}{10 \times 10819 \times 10^4 \times 16475,92} = 3,06 \text{ mm}$$

Donc la valeur de la flèche sera égale à : **f = 3,06 mm**

$$f = 4,06 < \bar{f} = 7,20 \Rightarrow \mathbf{\text{La condition est vérifiée}}$$

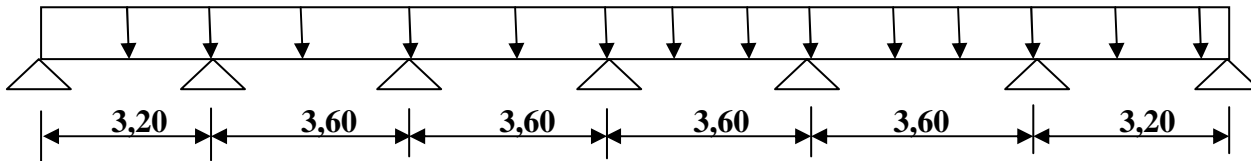
ETUDE DE PLANCHER DE SOUS-SOL 02 (à usage commerciale) :**Plancher sous-sol02 :**

Poids propre du plancher..... $G=5,20 \times 0,65=3,38\text{KN/ml}$

Surcharge d'exploitation (usage commerciale)... $Q=3,5 \times 0,65=2,275\text{KN/ml}$

$$q_u = 1,35 \times 3,38 + 1,5 \times 2,275 = 7,97 \text{ KN/ml} \quad q_u=7,97\text{KN/ml}$$

$$Q_u=7,97\text{KN/ml}$$

**3.1.3) Calcul des moments :**

La détermination des moments se fera à l'aide de l'une des trois méthodes suivantes :

- Méthode forfaitaire
- Méthode des 3 moments
- Méthode de Caquot

- **Méthode forfaitaire : (BAEL91/annexe E.1)**

Le principe consiste à évaluer les moments en travée et en appuis à partir de fraction fixé forfaitairement de la valeur maximale des moments fléchissant en travée, celle-ci étant supposé isostatique de même portée libre et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

Conditions d'application de la méthode :

- ① La valeur de la surcharge d'exploitation est au plus égale a deux fois la charge permanente ou 5 KN/m^2 . $Q \leq (2G, 5 \text{ KN})$

AN: $G = 2 \times 5,20 = 10,4\text{KN}$

$Q = 3,5 \text{ KN/m}^2 \leq (10,4\text{KN} ; 5 \text{ KN}) \Rightarrow$ **La condition est vérifiée.**

- ② La fissuration est considérée comme étant peu nuisible.

\Rightarrow **La condition est vérifiée.**

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

$$\frac{L_1}{L_2} = \frac{3,20}{3,60} = 0,88 ; \frac{L_2}{L_3} = \frac{3,60}{3,60} = 1; \quad \frac{L_3}{L_4} = \frac{3,60}{3,60} = 1; \frac{L_4}{L_5} = \frac{3,60}{3,60} = 1; \frac{L_5}{L_6} = \frac{3,60}{3,20} =$$

1,125 \Rightarrow **La condition est vérifiée**

- ④ Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées considérée \Rightarrow **La condition est vérifiée.**

Les conditions sont toutes vérifiées, donc la méthode forfaitaire est applicable.

▪ **Application de la méthode :**

Soit α le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation en valeurs non pondérées :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q}$$

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

$$M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

Avec : M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison.

L longueurs entre nus des appuis.

M_w et M_e : les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche (w), et de droite (e) dans la travée considérée.

M_t : le moment maximal en travée dans la travée considérée.

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

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

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

- ③ La valeur absolue de chaque moment sur appuis intermédiaire au moins égale à :

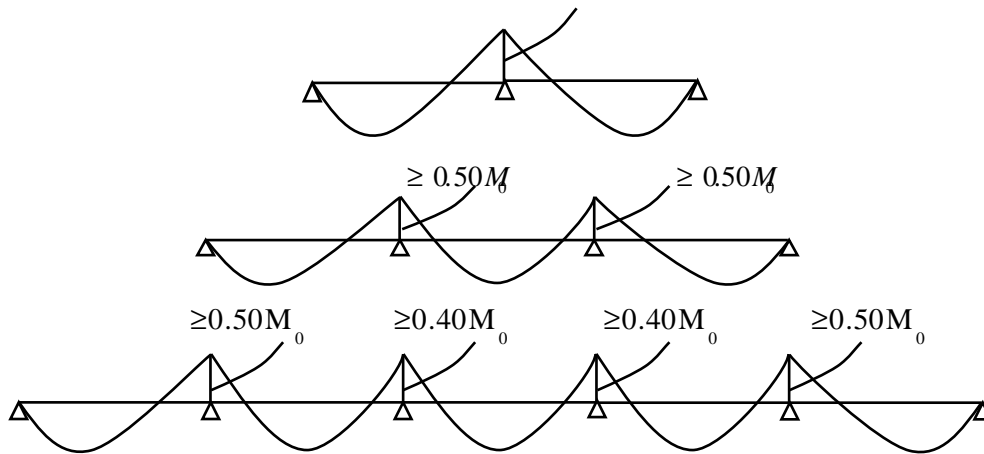
$0,6M_0$: Pour une poutre à deux travées.

$0,5M_0$: Pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.

$0,4M_0$: Pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

Sur les appuis de rive, il faut tenir compte du semi encasté équilibrant un moment de $M_a = 0,3 M_0$.

$$\geq 0.60M_0$$



3.2) Application de la méthode :

1) Calcul du rapport des charges: α

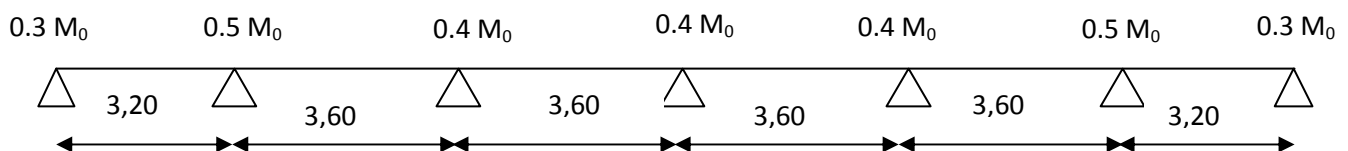
$$\alpha = \frac{3,5}{5,20 + 3,5} = 0,40$$

2) calcul Les moments isostatiques :

Pour la 1^{ère} travée **A-B** : $M_0^1 = \frac{7,97 \times 3,20^2}{8} = 10,20 \text{ KN.m} = M_0^6$

Pour la 2^{ème} travée **B-C** : $M_0^2 = \frac{7,97 \times 3,60^2}{8} = 12,91 \text{ KN.m} = M_0^3 = M_0^4 = M_0^5$

3) Moments aux appuis :



$$M_A = 0,3 M_0^1 = 0,3 \times 10,20 = 3,06 \text{ KN.m} = M_G$$

$$M_B = 0,5 \max (M_0^1 ; M_0^2) = 0,5 \times M_0^2 = 0,5 \times 12,91 = 6,45 \text{ KN.m} = M_F$$

$$M_C = 0,4 \max (M_0^2 ; M_0^3) = 0,4 \times M_0^3 = 0,4 \times 12,91 = 5,16 \text{ KN.m} = M_D = M_E$$

4) Moments en travées:

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} \Rightarrow \alpha = \frac{3,5}{5,20 + 3,5} = 0,40$$

a) Travée AB (travée de rive):

Il faut : $(1+0,3\alpha) \geq 1,05$ $1+0,3 \times 0,40 = 1,12$ (condition vérifiée)

$$1) M_{TAB} + \frac{MA+MB}{2} \geq (1+0,3\alpha) M_{01} \Rightarrow M_{TAB} \geq (1+0,3\alpha) M_{01} - \frac{MA+MB}{2} \Rightarrow M_{TAB} \geq 1,12 \times 10,20 - \frac{3,06+6,45}{2} = 6,67 \text{KN.m}$$

$$M_{TAB} \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{T01}$$

$$\Rightarrow M_{TAB} \geq \frac{1,2+0,3 \times 0,40}{2} \times 10,20 = 6,73 \text{KN.m}$$

On prend : $M_{TAB} = 6,73 \text{KN.m}$

b) Travée FG (travée de rive) :

$$2) M_{TFG} + \frac{MF+MG}{2} \geq (1+0,3\alpha) M_{06} \Rightarrow M_{TFG} \geq (1+0,3\alpha) M_{06} - \frac{MF+MG}{2} \Rightarrow M_{TDE} \geq 1,12 \times 10,20 - \frac{6,45+3,06}{2} = 6,67 \text{KN.m}$$

$$M_i \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{06} \Rightarrow M_{TDE} \geq \frac{1,2+0,3 \times 0,40}{2} \times 10,20 = 6,73 \text{KN.m}$$

On prend : $M_{TDE} = 6,73 \text{KN.m}$

c) Travée BC (travée intermédiaire):

$$3) M_{TBC} + \frac{MB+MC}{2} \geq (1+0,3\alpha) M_{02} \Rightarrow M_{TBC} \geq (1+0,3\alpha) M_{02} - \frac{MB+MC}{2}$$

$$\Rightarrow M_{TBC} \geq 1,12 \times 12,91 - \frac{6,45+5,16}{2} = 8,65 \text{KN.m}$$

$$M_{TBC} \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_{02} \Rightarrow M_{TBC} \geq \frac{1+0,3 \times 0,40}{2} \times 12,91 = 7,23 \text{KN.m}$$

On prend : $M_{TBC} = 8,65 \text{KN.m} = M_{TEF}$

d) Travée CD (travée intermédiaire):

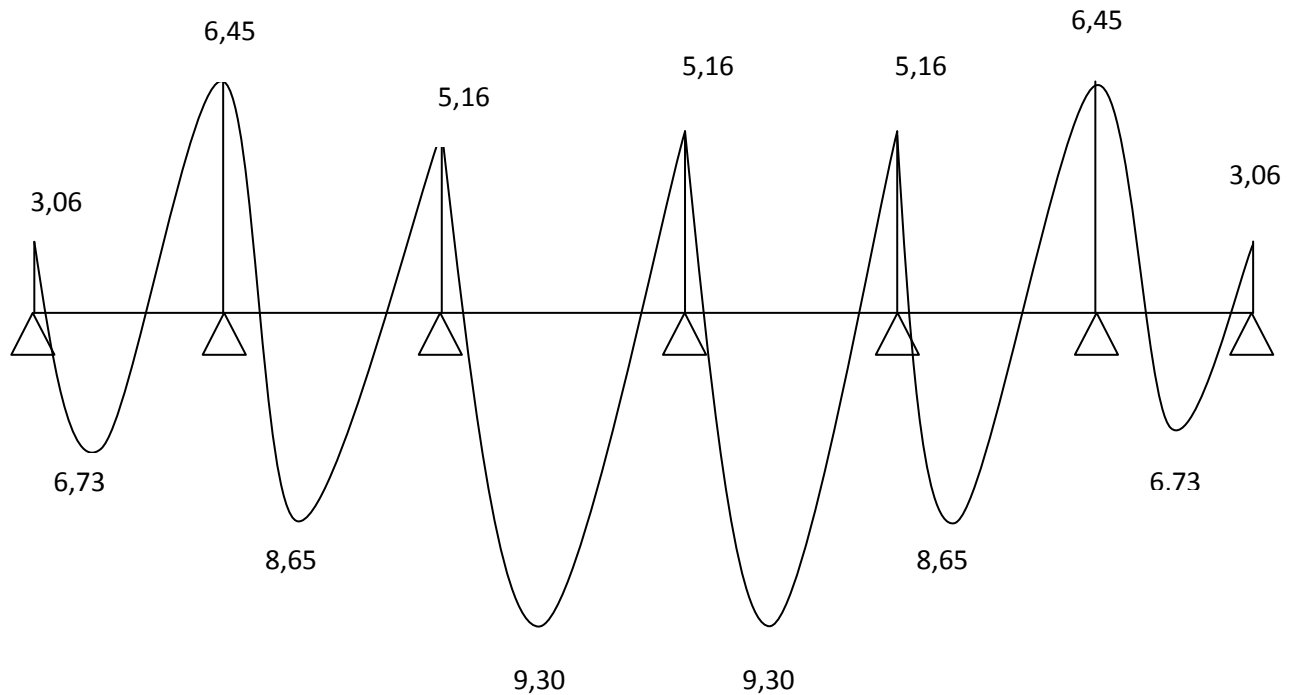
$$4) M_{TCD} + \frac{MC+MD}{2} \geq (1+0,3\alpha) M_{03} \Rightarrow M_{TCD} \geq (1+0,3\alpha) M_{03} - \frac{MC+MD}{2}$$

$$\Rightarrow M_{TCD} \geq 1,12 \times 12,91 - \frac{5,16+5,16}{2} = 9,30 \text{KN.m}$$

$$M_{TCD} \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_{03} \Rightarrow M_{TCD} \geq \frac{1+0,3 \times 0,40}{2} \times 12,91 = 7,30 \text{KN.m}$$

_ On prend : $M_{TCD} = 9,30 \text{KN.m} = M_{TDE}$

3.3) Les diagrammes des moments fléchissant L'ELU



3.3.1) Calcul des efforts tranchants :

$$T = V_x = \theta + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \theta = \frac{qL}{2}$$

La travée (A-B) :

$$\theta = \frac{7,97 \times 3,20}{2} = 12,75 \text{KN}$$

$$V_A = 12,75 + \frac{(-6,45) - (-3,06)}{3,20} = 11,69 \text{KN} \quad V_A = 11,69 \text{KN}$$

$$V_B = -12,75 + \frac{(-6,45) - (-3,06)}{3,20} = -13,81 \text{KN} \quad V_B = -13,81 \text{KN}$$

La travée (B-C) :

$$\theta = \frac{7,97 \times 3,60}{2} = 14,34 \text{KN}$$

$$V_B = 14,34 + \frac{(-5,16) - (-6,45)}{3,60} = 14,70 \text{KN} \quad V_B = 14,70 \text{KN}$$

$$V_C = -14,34 + \frac{(-5,16) - (-6,45)}{3,60} = -10,56 \text{KN} \quad V_C = -13,98 \text{KN}$$

La travée (C-D) :

$$\theta = \frac{7,97 \times 3,60}{2} = 14,34 \text{KN}$$

$$V_C = 14,34 + \frac{(-5,16) - (-5,16)}{3,60} = 14,34 \text{KN} \quad V_C = 14,34 \text{KN}$$

$$V_D = -14,34 + \frac{(-5,16) - (-5,16)}{3,60} = -14,34 \text{KN} \quad V_D = -14,34 \text{KN}$$

La travée (D-E) :

$$\theta = \frac{7,97 \times 3,60}{2} = 14,34 \text{KN}$$

$$V_D = 14,34 + \frac{(-5,16) - (-5,16)}{3,60} = 14,34 \text{KN} \quad V_D = 14,34 \text{KN}$$

$$V_E = -14,34 + \frac{(-5,16) - (-5,16)}{3,60} = -14,34 \text{KN} \quad V_E = -14,34 \text{KN}$$

La travée (E-F) :

$$\theta = \frac{7,97 \times 3,60}{2} = 14,34 \text{KN}$$

$$V_E = 14,34 + \frac{(-6,45) - (-5,16)}{3,60} = 13,98 \text{KN} \quad V_E = 13,98 \text{KN}$$

$$V_F = -14,34 + \frac{(-6,45) - (-5,16)}{3,60} = -14,70 \text{KN} \quad V_F = -14,70 \text{KN}$$

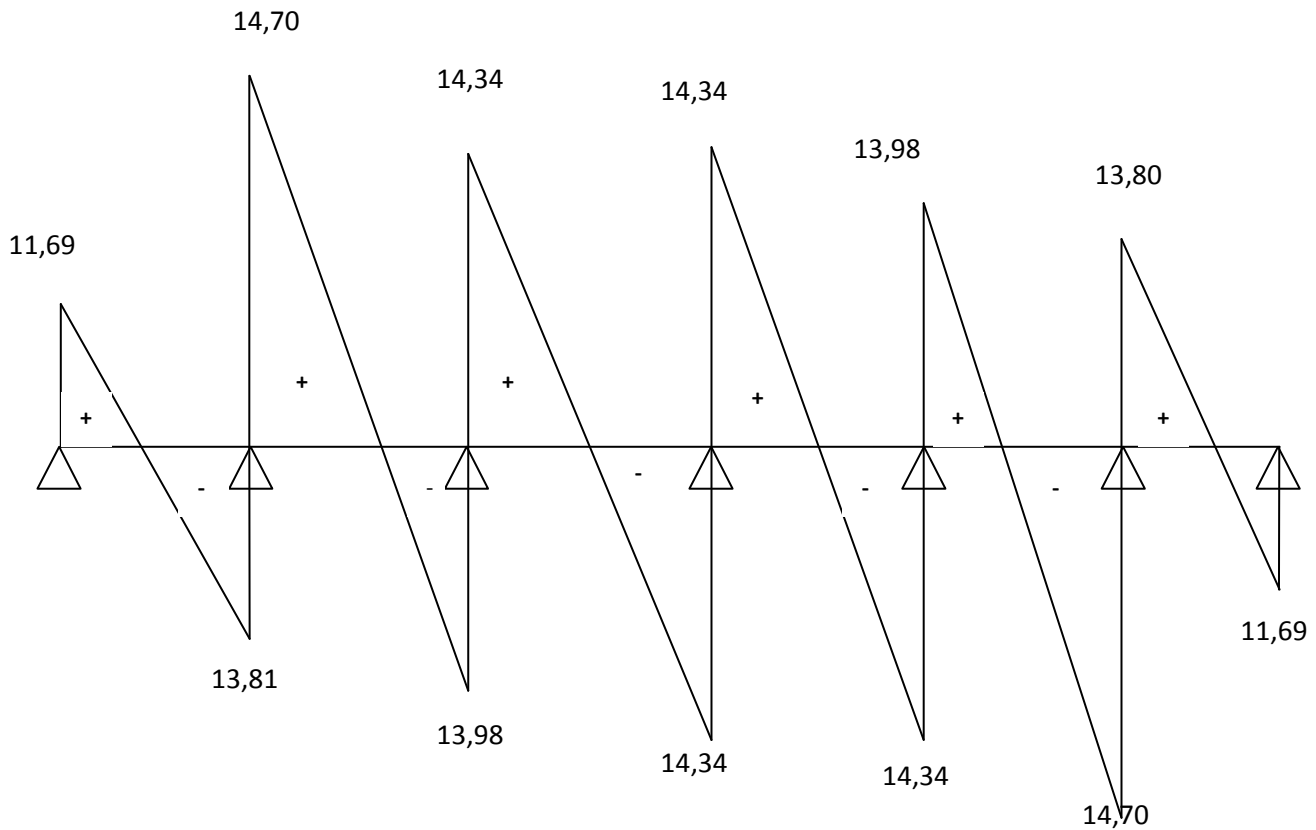
La travée (F-G) :

$$\theta = \frac{7,97 \times 3,20}{2} = 12,75 \text{KN}$$

$$V_F = 12,75 + \frac{(-3,06) - (-6,45)}{3,20} = 13,80 \text{KN} \quad V_F = 13,80 \text{KN}$$

$$V_G = -12,75 + \frac{(-3,06) - (-6,45)}{3,20} = -8,83 \text{KN} \quad V_G = -11,69 \text{KN}$$

3.3.2) Diagramme des efforts Tranchants à l'ELU(KN)



3.3.3) Ferrailage à l'ELU :

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

a) Armatures longitudinales

- **En travée :** $M_t^{\max} = M_u = 9,30 \text{KN.m}$

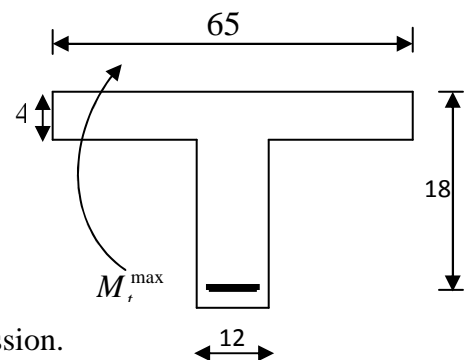
Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_T = F_{bc} \times b \times h_0 (d - 0,5 h_0)$$

$$M_T = 14,2 \times 10^3 \times 0,65 \times 0,04 (0,18 - 0,02)$$

$$M_T = 59,07 \text{KN.m} > M_u = 9,30 \text{KN.m}$$

$M_T > M_u$; donc l'axe neutre tombe dans la table de compression.



- Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, Alors le calcul se fera en considérant **une section rectangulaire** (b x h) = (65x20).

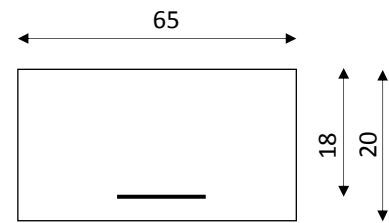
$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{9,30 \times 10^6}{650 \times (180)^2 \times 14,2} = 0,031$$

$$\mu = 0,031 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow (\text{S.S.A.})$$

$$\mu = 0,031 \Rightarrow \beta = 0,984$$

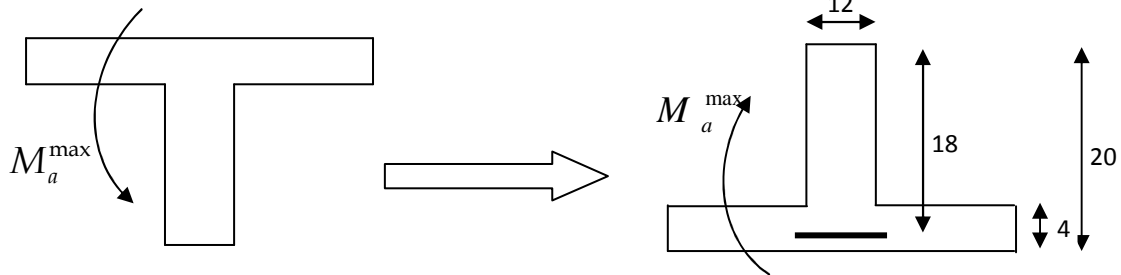
$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{9,30 \times 10^2}{0,984 \times 18 \times 34,8} = 1,50 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 1,50 \text{ cm}^2 \quad ; \quad \text{on prend: } \mathbf{3AH12 = 3,39 \text{ cm}^2}$$



- **Sur appuis:** $M_a^{\max} = 6,45 \text{ KN.m}$

Le moment est négatif, c'est à dire qu'il tend les fibres supérieures. Pour nos calculs, on renverse la section pour avoir des moments positifs.



$$\mu_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{6,45 \times 10^6}{120 \times (180)^2 \times 14,2} = 0,116$$

$$\mu = 0,116 < \mu_l = 0,392 \quad (\text{SSA})$$

$$\mu = 0,116 \Rightarrow \beta = 0,938$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{6,45 \times 10^2}{0,938 \times 18 \times 34,8} = 1,09 \text{ cm}^2$$

Soit : 2HA10 = 1,57 cm²

b) Armatures transversales :

Le diamètre minimal des armatures est donné par (Art A.7.2.12, BAEL91):

$$\Phi \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_l^{\max} \right\} = \min \left\{ \frac{20}{35}, \frac{12}{10}, 1,2 \right\} = 0,57 \text{ cm}$$

θ_l^{\max} : Diamètre maximal des armatures longitudinales

On choisit un cadre $2 \phi 8$ avec $A_t = 2HA8 = 1,00 \text{ cm}^2$.

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de $\phi 8$

L'espace des cadres :

$$St \leq \min(0.9d; 40cm) = \min(0.9 \times 18; 40cm) = 16.20cm$$

Soit un espacement **St = 15 cm**

3.3.4) Vérification à l'ELU :**1) Vérification de la condition de non fragilité (BAEL 91, A 4.2.1) :**

$$A_{\min} = 0.23b_0d \frac{f_{t28}}{f_c} = 0.23 \times 12 \times 18 \frac{2.1}{40} = 0.26cm^2$$

En travée : $A_t = 3,39 cm^2 > A_{\min} = 0,26$ **condition vérifiée.**

Aux appuis : $A_a = 1,57 cm^2 > A_{\min} = 0,26$ **condition vérifiée**

2) Contrainte tangentielle « cisaillement » : (BAEL91/Art. A.5.1,1)

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{V_{\max}}{b_0d} \leq \bar{\tau}_u ; V_u^{\max} = 14,70 \text{ KN}$$

Fissuration peu nuisible : (BAEL91/Art A.5.1, 211)

$$\text{Donc : } \bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5MPa \right) = \min \left(0,2 \times \frac{25}{1,5} ; 5MPa \right) = 3,33MPa$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_0d} = \frac{14,70 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,68 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,68MPa < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

3) Vérification de la contrainte d'adhérence :

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

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

Avec $\sum u_i$ somme des périmètres utiles des armatures.

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0.9d \sum u_i} = \frac{14,70 \times 1000}{0,9 \times 180 \times 2 \times 3,14 \times 10} = 1,44MPa$$

$$\tau_{se} = 1,44MPa < \bar{\tau}_{se} = 3,15MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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

4) Ancrage des barres aux appuis : (BAEL91/Art. A.6.1, 22)

$$\tau_s = 0,6\Psi^2 f_{t28} = 0,6.(1,5)^2.2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

$$\text{La longueur de scellement droit : } L_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{se}} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,84} = 42,25 \text{ cm}$$

Les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « Lc » est au moins égale à **0,4.Ls** pour les aciers H.A ; **Donc : Lc = 16.90cm=17cm.**

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

(BAEL91/art. A.5.1,3)

1-Sur le béton : (BAEL91/Art A.5.1,313)

$$\text{On doit vérifier : } \sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9d} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2 V_u}{b_0 \times 0,9d} = \frac{2 \times 14,70 \times 10^3}{120 \times 0,9 \times 180} = 1,51 \text{ MPa}$$

$$\frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1,5} = 13,33 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9d} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b}$$

1,51 MPa < 13,33 MPa \Rightarrow **Condition vérifiée.**

2-Sur l'acier :

✓ **Appuis de rive : (BAEL91/Art A.5.1,312)**

On doit prolonger les aciers au delà du bord de l'appui coté travée et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer l'effort tranchant V_U

$$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ min à ancrer}}$$

$$A_{st \text{ min à ancrer}} \geq \frac{V_u^{\max}}{\sigma_{st}} = \frac{14,70 \times 10^3}{348 \times 100} = 0,42 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ adopté}} = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{st \text{ min à ancrer}} = 0,42 \text{ cm}^2$$

\Rightarrow Les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.

✓ **Appuis intermédiaire : (BAEL91/Art A.5.1,321)**

Le BAEL précise que lorsque la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l'état ultime M_u est inférieure à $0,9 V_u \cdot d$, on doit prolonger les armatures en travée au-delà des appuis et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer un effort égal à :

$$M_{\max} > 0,9 d \cdot V_u^{\max}$$

$$M_{\max} = 9,30 \times 10^6 \text{ N.mm}$$

$$0,9d \cdot V_u^{\max} = 0,9 \times 180 \times 9,30 \times 10^3 = 15,06 \times 10^5 \text{ N.mm.}$$

$$M_{\max} > 0,9d \cdot V_u^{\max} \quad \longrightarrow \text{Les armatures calculées sont suffisantes.}$$

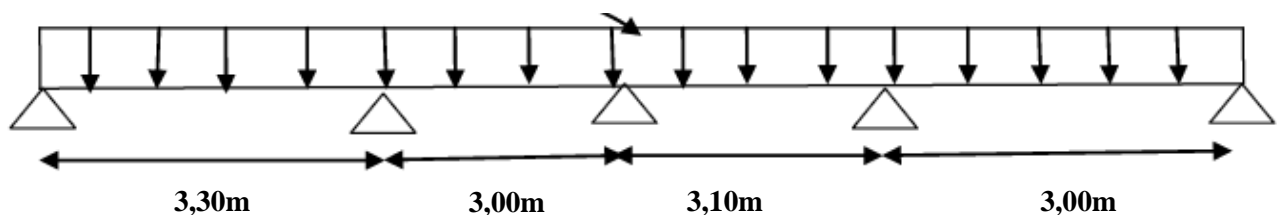
3.4) Combinaison de charge a l'ELS:

$$q_s = (G + Q) \times 0,65 = (5,20 + 3,5) \times 0,65 = 5,65 \text{ KN/ML.}$$

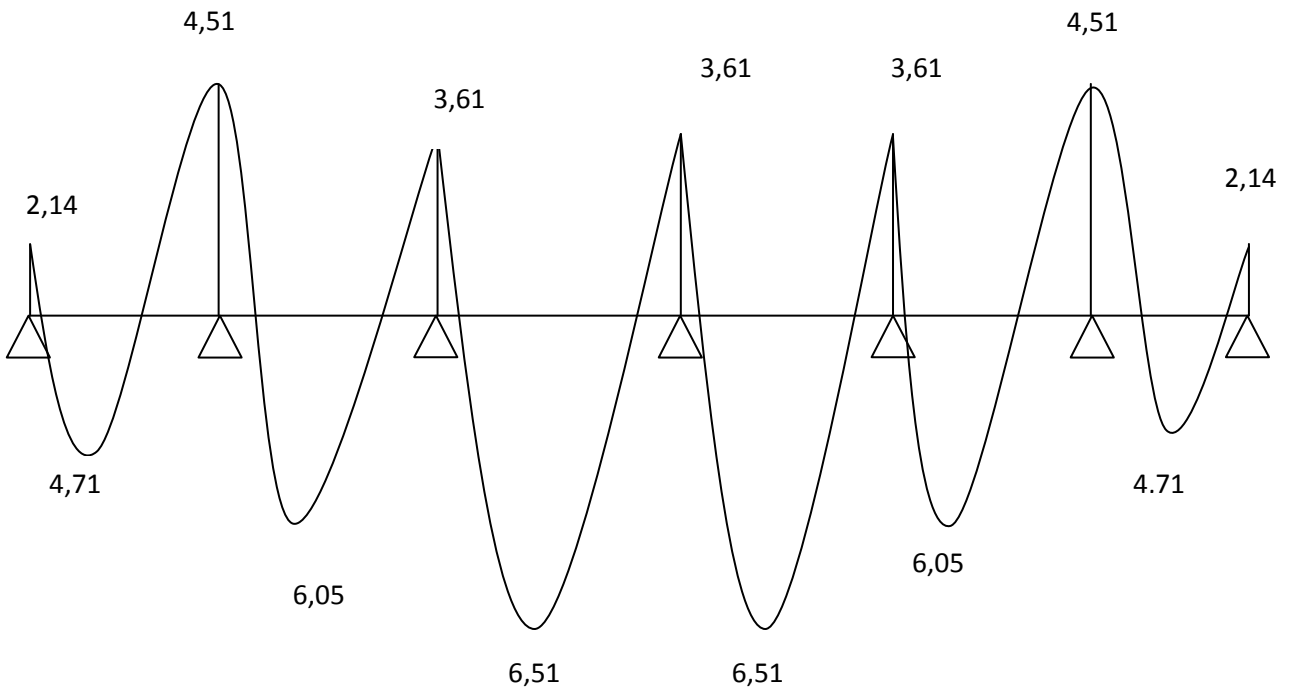
Lorsque la charge est la même sur toutes les travées, pour obtenir les valeurs des moments à l'E.L.S, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'E.L.U par le coefficient q_s/q_u .

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{5,65}{7,97} = 0,70$$

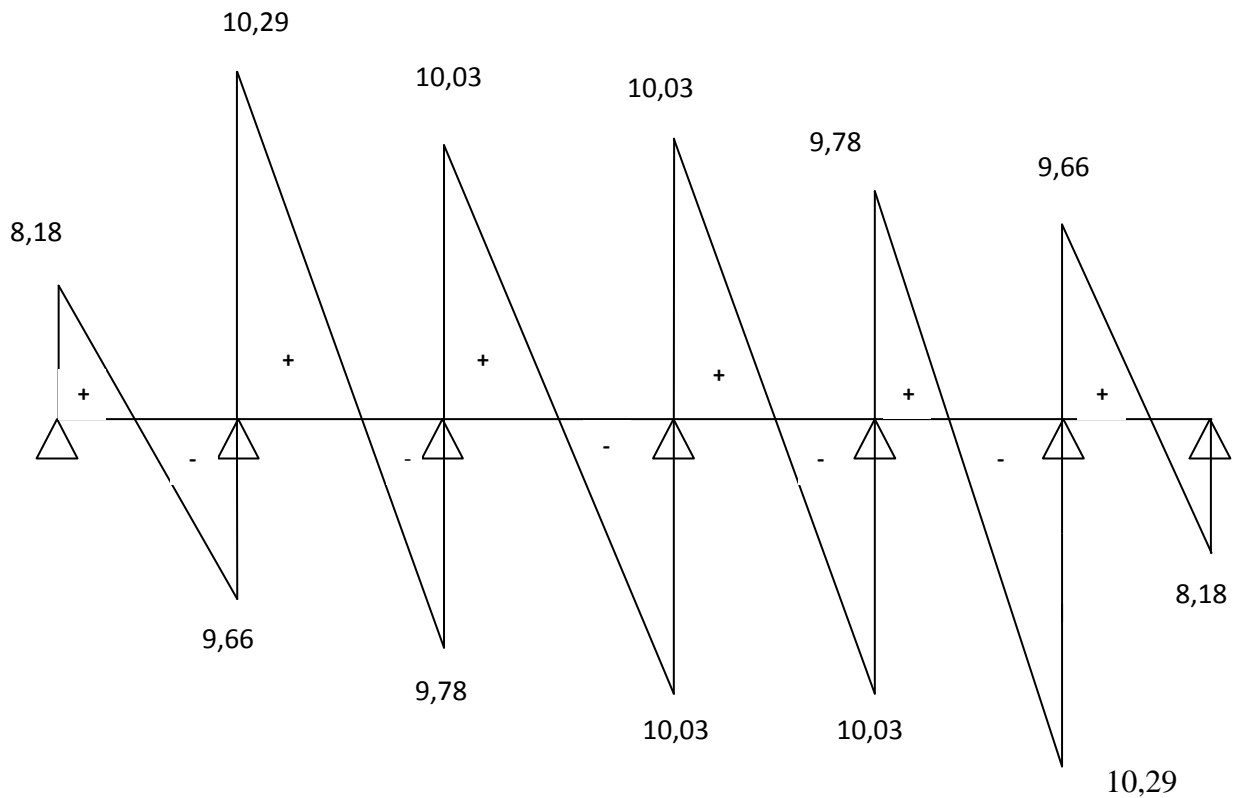
$$q_s = 5,65 \text{ K/ml}$$



3.4.1). Les diagrammes des moments fléchissant L'ELS



3.4.2) Diagramme des efforts Tranchants à l'ELS(KN)



3.4.3) Vérification des contraintes : à l'ELS

a) Etat limite de résistance du béton en compression :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \sigma_{St} / K_1 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

✓ **En travées** : $M_{ts} = 9,30 \text{ KN.m}$ et $A_t = 3,39 \text{ cm}^2$.

✓

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b d} = \frac{100 \times 3,39}{12 \times 18} = 1,57 \rightarrow K_1 = 15,58 \rightarrow \beta_1 = 0,8765$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ts}}{\beta_1 d A_t} = \frac{9,30 \times 10^3}{0,8765 \times 18 \times 3,39} = 173,88 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 173,88 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_{St} / K_1 = 173,88 / 15,58 = 11,16 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

✓ **aux appuis** : $M_{as} = 6,45 \text{ KN.m}$ et $A_a = 1,57 \text{ cm}^2$.

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b_0 d} = \frac{100 \times 1,57}{12 \times 18} = 0,727 \rightarrow K_1 = 25,48 \rightarrow \beta_1 = 0,8365$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{as}}{\beta_1 d A_a} = \frac{6,45 \times 10^3}{0,8365 \times 18 \times 1,57} = 272,85 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 272,85 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_{St} / K_1 = 272,85 / 25,48 = 10,70 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

b) Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est peu nuisible ; donc aucune vérification n'est à effectuer

c) Etat limite de déformation (vérification de la flèche BAEL91 A.3.6.51) :

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

Les règles du BAEL.91 (article B.5.6.1), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier l'ELS les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$
- $\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_c}$

Avec :

h : hauteur totale de la section de la nervure (épaisseur de la dalle comprise)

M0 : Moment max de la travée isostatique

L : portée entre nus d'appuis.

Mt : moment max en travée.

b0 : largeur de nervure.

A : section d'armature.

d : hauteur utile de la section droite.

$$\frac{20}{360} = 0,055 \text{ et } \frac{1}{16} = 0,062$$

La 1^{ère} condition n'est pas vérifiée, alors le calcul de la flèche est indispensable.

d) Calcul de la flèche :

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^S \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f} \quad \Rightarrow \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{3600}{500} = 7,20 \text{ mm}$$

Avec :

\bar{f} : La flèche admissible

E_v : Module de déformation différé

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10818,87 \text{ MPa}$$

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

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

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

Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + nA = (b \cdot h_0) + (h - h_0) b_0 + 15A$$

$$B_0 = 65 \times 4 + (20 - 4) \times 12 + 15 \times 3,39$$

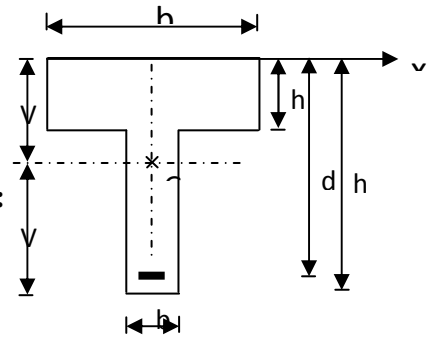
$$B_0 = 502,85 \text{ cm}^2$$

- **Moment statique de la section homogénéisée par rapport à xx :**

$$S /_{xx} = \frac{b \cdot h_0^2}{2} + (h - h_0) b_0 \left[\frac{h - h_0}{2} + h_0 \right] + 15 A_{st} \cdot d$$

$$S /_{xx} = \frac{65 \times 4^2}{2} + (20 - 4) \times 12 \times \left[\frac{20 - 4}{2} + 4 \right] + 15 \times 3,39 \times 18$$

$$S /_{xx} = 3739,3 \text{ cm}^3$$



- **Position du centre de gravité :**

$$V_1 = \frac{S /_{xx}}{B_0} = \frac{3739,3}{502,85} = 7,43 \text{ cm} \quad ; \text{ Donc : } V_1 = 7,43 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7,43 = 12,57 \text{ cm} \quad ; \text{ Donc : } V_2 = 12,57 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie de la section homogénéisée/G :**

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0) h_0 \left[\frac{h_0^2}{12} + (V_1 - \frac{h_0}{2})^2 \right] + 15 A_{st} (V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} (7,43^3 + 12,57^3) + (65 - 12) 4 \left[\frac{4^2}{12} + (7,43 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 \times 3,39 (12,57 - 2)^2$$

$$I_0 = 21799,852 \text{ cm}^4$$

- **Calcul des coefficients :**

$$\rho = \frac{A}{b_0 d} = \frac{3,39}{12 \times 18} = 0,015$$

$$\lambda_i = \frac{0,02 f_{t28}}{\rho \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} = \frac{0,02 \times 2,1}{0,015 \times \left(2 + \frac{3 \times 12}{65} \right)} = 1,09$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i \quad ; \quad \lambda_v = 0,436 \quad \lambda_v = 0,44$$

$$\mu = \max \left[0 ; 1 - \frac{3,39 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} \right]$$

$$\mu = \max \left[0 ; 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} \right] = \max \left[0 ; 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,015 \times 109,08 + 2,1} \right] = 0,57$$

$$\mu = 0,57$$

- Calcul de l'inertie fictive I_{fv} :

$$I_{fv} = \frac{1,1I_0}{1+\lambda_v\mu} = \frac{1,1 \times 21799,852}{1+0,44 \times 0,57} = 19171,60 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = 19171,60 \text{ cm}^4$$

Calcul de flèche :

$$f = \frac{6,51 \times 10^6 (3600)^2}{10 \times 10819 \times 10^4 \times 19171,60} = 4,06 \text{ mm}$$

Donc la valeur de la flèche sera égale à : $f = 4,06 \text{ mm}$

$$f = 4,06 < \bar{f} = 7,20 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

3.7) Calcul des balcons :

Introduction :

Le balcon se calcule comme une console encastrée au niveau de la poutre Du plancher, soumis à des charges permanentes dues à son poids à propre (G) Au poids propre du garde corps. Le calcul du ferrailage se fera pour une bande De 1m. en flexion simple.

e : épaisseur du balcon est donner par la formule suivante.

L : la largeur de balcon.

$$L = 1,10 \text{ (cm)}$$

$$e = L/10 = 10 \text{ cm}$$

on prend $e = 15 \text{ cm}$

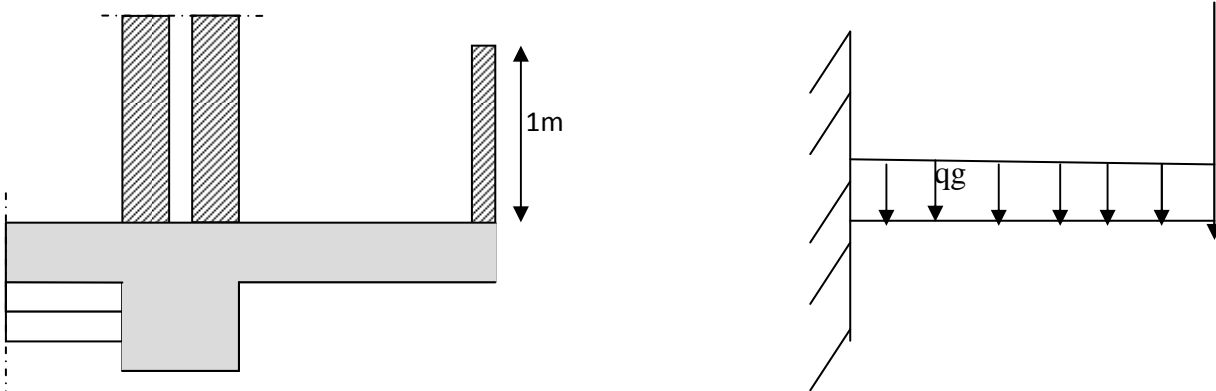


Figure 3.7.1) : Schéma statique du balcon

3.7.2) Détermination des charges et surcharges :**-Les charges permanentes :**

Poids propre de balcon $G=5,39 \text{ KN/m}^2$

$G=5,20 \times 1\text{m}=5,20\text{KN/ml}$

-Charges concentrée :

Poids propre du garde corps (mure extérieure) $G_1=2,40\text{KN/m}^2$

$G_1=2,40\text{KN/m}^2 \times 1\text{m}=2,40\text{KN/ml}$

-Surcharge d'exploitation :

Surcharge revenant au balcon : $Q=3.5\text{KN/m}^2 \times 1\text{m}=3.5\text{KN/ml}$

La poussée dus à la main courante : $F = 1\text{kN/ml}$

Le moment engendré par l'effort de poussée due à la main courante et faible devant le moment d'encastrement des charges uniformément réparties ; donc on néglige cette effort dans les calcul.

III.7.3.Les combinaisons des charges :**- Les combinaisons des charges à l'ELU :**

Pour la dalle : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 5,20 + 1,5 \times 3,5 = 12,27\text{KN/ml}$

Pour le garde corps : $g_u = 1,35G = 1,35 \times 2,40 = 3,24\text{KN/ml}$

-Les combinaisons des charges à l'ELS :

Pour la dalle : $q_s = G + Q = 5,20 + 3,5 = 8,70\text{KN/ml}$

Pour le garde corps : $g_s = G = 2,40\text{KN/ml}$

3.7.4) Ferrailage :**Calcul des moments :****ELU :**

Moment provoqué par la charge q_u :

$$M_{qu} = (q_u \times l^2 / 2) = (12,27 \times 1,1^2 / 2) = 7,42\text{KN.m}$$

Moment provoqué par la charge g_u :

$$M_{gu} = g_u \times L = 3,24 \times 1,10 = 3,56\text{KN.m}$$

Moment total:

$$M_u = M_{qu} + M_{gu} = 7,42 + 3,56 = 10,98\text{KN.m}$$

ELS :

Moment provoqué par charge q_s :

$$M_{qs} = (q_s \times l^2 / 2) = (8,70 \times 1,10^2 / 2) = 5,26\text{KN.m}$$

Moment provoqué par surcharge g_s :

$$M_{gs} = g_s \times L = 2,40 \times 1,10 = 2,64\text{KN.m}$$

Moment total:

$$M_s = M_{qs} + M_{gs} = 5,26 + 2,64 = 7,90\text{KN.m}$$

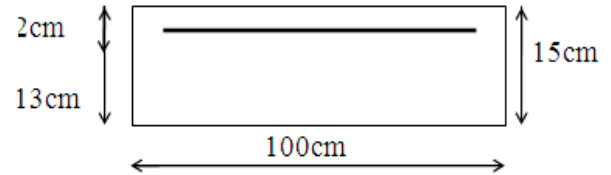
3.7.5)Calcul des armatures à l'ELU :

Il consiste à étudier unesection rectangulaire soumise à la flexion simple.

-Les armatures principales :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 f_{bc}} = \frac{10,98 \times 10^2}{100 \times 13^2 \times 1,42} = 0,046 < \mu_1 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow \beta = 0,976$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{10,98 \times 10^2}{0,976 \times 13 \times 34,8} = 2,49 \text{ cm}^2$$



On adopte : 5HA12 = 5,65 cm² avec e=20cm.

-Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,49}{4} = 0,63 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4HA10 = 3,14 cm² avec e=25cm

3.7.6) Vérification à l'ELU:

a-Vérification de la condition de non fragilité (BAEL 91, A 4.2.1) :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \left(\frac{f_{t28}}{f_e} \right) = 0,23 \times 100 \times 13 \frac{2,1}{400} = 1,57 \text{ cm}^2$$

$A_s = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,57 \text{ cm}^2$ ——— Condition vérifiée.

b-Vérification au cisaillement : (BAEL91/Art A.5.1.2111) :

$$T_u = q_u \times l + g_u = 12,27 \times 1,1 + 3,24 = 16,74 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{16,74 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,128 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa} \right) = 2,5 \text{ Mpa}$$

→ condition vérifiée.

c-Vérification de la contrainte d'adhérence : (BAEL91/Art 6.1.3) :

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

Avec $\sum u_i$ somme des périmètres utiles des armatures d'appui

$$\sum u_i = n \phi \pi = 5 \times 1,1 \times 3,14 = 17,27 \text{ cm} = 172,7 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 d \sum u_i} = \frac{16,74 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 172,7} = 0,83 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

d-Vérification de la longueur de scellement :

Longueur de scellement (Art A.6. 1.221 BAEL91)

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} \text{ avec: } \tau_{su} = 0,6 \Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5^2) \times 2,1 = 2,835 \text{ Mpa.}$$

$$l_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ cm} \rightarrow l_s = 45 \text{ cm}$$

Les règles de BAEL 91 (article. A.6.1) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée ancrée assurée hors crochet est au moins égale à $0,4 l_s$ pour les aciers HA

$$l_s = 0,4 \times 45 = 18 \text{ cm}$$

e-Espacement des barres :

- Pour les armatures principales :

$$St < \min \{2h, 25\text{cm}\} = 25 \text{ cm.}$$

$St = 20\text{cm} < 25\text{cm}$ → **Condition est vérifiée.**

- Pour les armatures de répartition :

$$St < \text{Min} \{4h, 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

$St = 25\text{cm} < 45\text{cm}$ → **Condition est vérifiée.**

⇒ Les armatures calculées sont suffisantes.

3.7.7) Vérifications à l'ELS :

a-Vérification des contraintes à l'ELS :

Dans l'acier :

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{5,65}{100 \times 13} \times 100 = 0,434 \rightarrow \beta = 0,8995 \rightarrow k_1 = 34,75$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{7,90 \times 10^6}{0,8995 \times 130 \times 565} = 119,57\text{Mpa} < \bar{\sigma}_s = 348\text{Mpa}$$

Dans le béton:

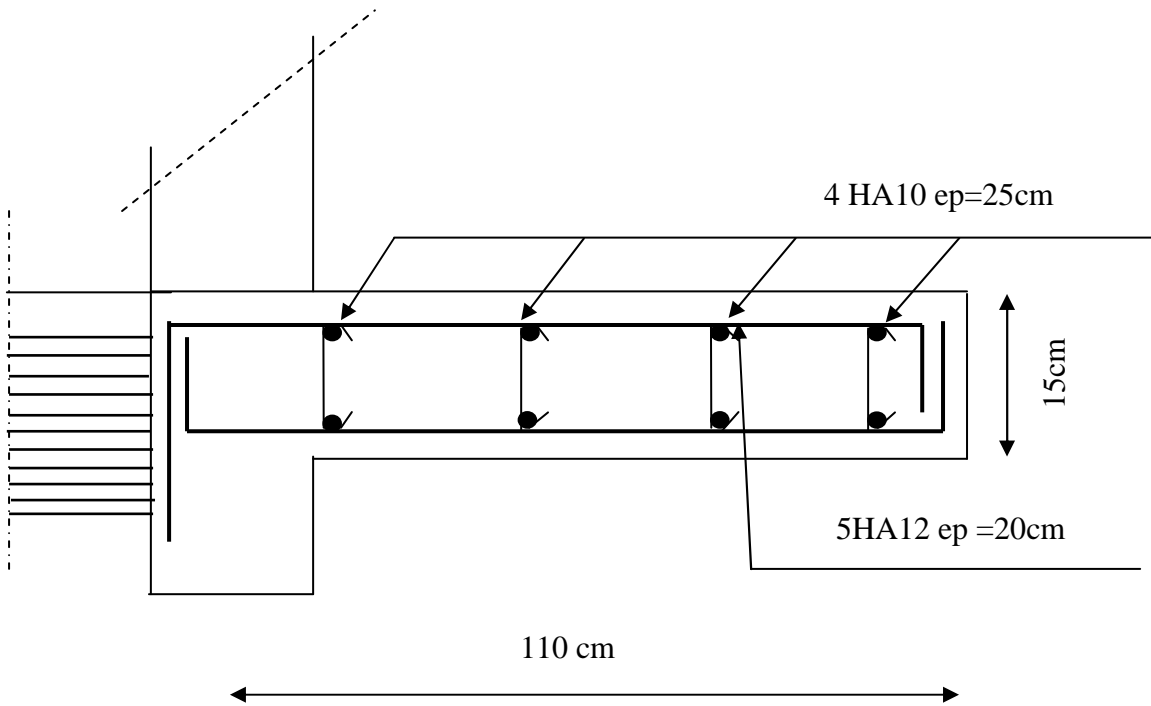
$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{119,57}{34,75} = 3,44\text{Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{Mpa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

b-Vérification de la flèche :

$$\frac{e}{l} \geq \frac{1}{16}; \frac{e}{l} \geq \frac{M_s}{10M_s}; \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{fe}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{e}{L} = \frac{15}{110} = 0,136 > \frac{1}{16} = 0,062 \\ \frac{e}{L} = 0,136 \geq \frac{M_s}{10 \times M_s} = \frac{7,90}{10 \times 7,90} = 0,1 \\ \frac{A}{b \cdot d} = \frac{5,65}{100 \times 13} = 0,0043 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \end{array} \right.$$

N.B : toutes les conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.



Ferrailage de balcon

3. 2) L'escalier :

Un escalier est un ouvrage constitué d'un ensemble de marches échelonné, qui permettent la circulation verticale entre les différents niveaux.

3.2.1) Terminologie et définitions :

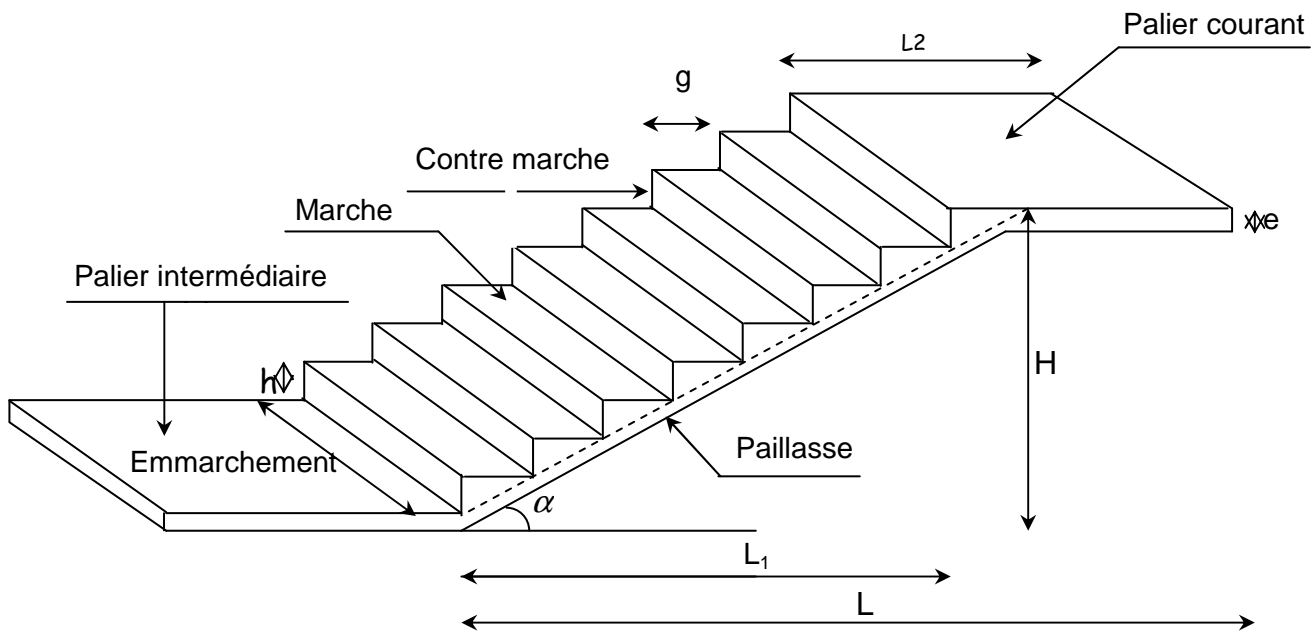


Fig. 3.2.1: présentation de l'escalier.

g : Giron (largeur des marches).

h : Hauteur de la contre marche.

E : Emmarchement.

e : Epaisseur de la paillasse et du palier.

H : Hauteur de la volée.

L₁ : Longueur projeté de la volée.

L₂ : Largeur du palier.

L : La somme de la longueur linéaire de la paillasse et celle du palier.

- ❖ L'escalier de notre immeuble est un escalier droit conçu en béton armé coulé sur place,

La paillasse assimilée dans le calcul à des poutres isostatiques.

Nous calculerons l'escalier d'étage et nous adopterons le même ferrailage pour les escaliers de RDC

3.2.2) Dimensionnement :(TYPE01)

Le dimensionnement des marches et contre marches sera déterminé à l'aide de la formule de BLONDEL

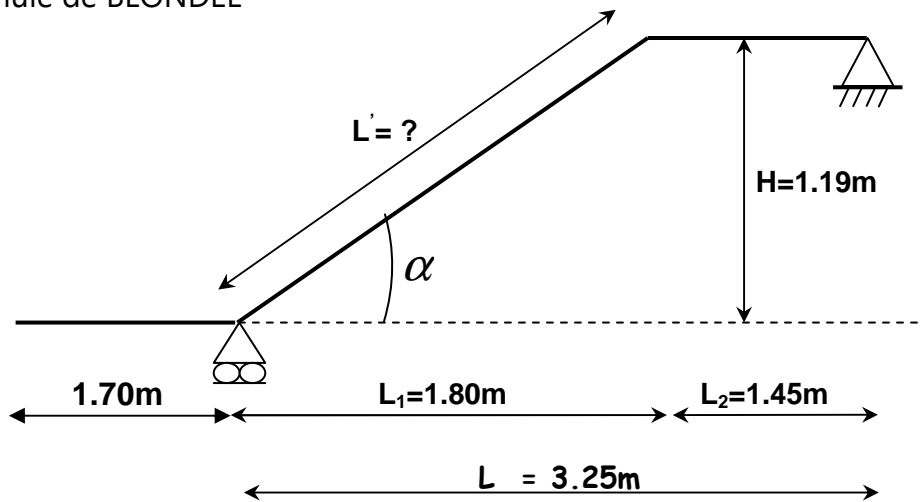


Fig. 3.2.2: Schéma statique

Pour avoir un escalier confortable, on cherche à réaliser cette condition.

$$g + 2 h = 64 \text{ cm}$$

Avec : $14\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$
 $27\text{cm} \leq g \leq 34\text{cm}$ \Rightarrow on choisi: $\begin{cases} h = 17\text{cm} \\ g = 30\text{cm} \end{cases}$

$$59\text{cm} \leq (2 \times 17) + 30 \leq 66\text{cm} \Rightarrow 59\text{cm} \leq 64 \leq 66\text{cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Donc : $\begin{cases} h = 17\text{cm} \\ g = 30\text{cm} \end{cases}$

L'embranchement est de 180cm.

La longueur de la ligne de foulée : $L = g (n-1) = 30 (7-1) = 180\text{cm}.$

a) Calcul du nombre de marches et contre marches :

Calcul du nombre de marches pour chaque volée :

Nombre de contre marches (n) : $n = \frac{H}{h}$

Nombre de marches : $m = n-1$

Application :

Soit : Dans notre cas $H=1,60 \text{ m}.$

$$h = 17\text{cm}$$

$$n = \frac{H}{h} = \frac{119}{17} = 7 \quad \text{Nombre de contre marches } n=7$$

$$m = n - 1 = 6$$

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

b-Détermination de l'épaisseur de la pailleuse et des paliers :

Prenant compte des recommandations du BAEL 91, la pailleuse prendra une épaisseur comprise dans l'intervalle suivant :

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

Avec : L_0 : longueur développée.

$$L_0 = L_1 + L_2$$

$$\text{On a : } \operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{L} = \frac{119}{180} = 0,666 \Rightarrow \alpha = 33,47^\circ$$

$$L = 1.70 + (1.80 / \cos 33.47) + 1.45 = 5.30\text{m}$$

$$\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{530}{30} \leq e_p \leq \frac{530}{20} \Rightarrow 17.66\text{cm} \leq e_p \leq 26.5\text{cm}$$

🚧 On opte pour une pailleuse d'épaisseur : $e_p = 20 \text{ cm}$

3.2.3) Estimation des charges et surcharges :

Le calcul s'effectuera, pour une bande de (1m) d'embranchement et une bande de (1m) de projection horizontale de la volée. En considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple.

a) Charge permanente :

Revêtement de carrelage (2 cm) : $20 \times 0.02 = 0.40 \text{ KN/m}^2$.

Mortier de pose (2 cm) : $22 \times 0.02 = 0.44 \text{ KN/m}^2$

Couche de sable (2 cm) : $18 \times 0.02 = 0.36 \text{ KN/m}^2$

Enduit en plâtre (2 cm) : $10 \times 0.02 = 0.20 \text{ KN/m}^2$

Charge totale : $G_r = 1,40 \text{ KN/m}^2$

• **La volée :**

Poids de la pailleuse : $\gamma_{ba} \times \frac{e_{\text{pailleuse}}}{\cos \beta} \times 1\text{m} = 25 \times \frac{0,20}{\cos 33,47^\circ} \times 1 = 5,99 \text{ KN / ml.}$

Poids des marches : $\gamma_b \times \frac{h}{2} \times 1\text{m} = 25 \times \frac{0,17}{2} \times 1 = 2.125 \text{ KN / ml.}$

Garde corps : $G_{Gc} \times 1\text{m} = 0,2 \times 1 = 0,20 \text{ KN / ml.}$

Poids des revêtements : $G_r \times 1\text{m} = 1,40 \times 1 = 1,40 \text{ KN / ml.}$

Poids total de la volée :..... $G_2 = 9,51\text{KN/ml}$.

• **Le palier :**

Poids propre de la dalle pleine:..... $\rho_{ba} \times e_{palier} \times 1m = 25 \times 0,20 \times 1 = 5\text{KN / ml}$.

Revêtement :..... $G_r \times 1m = 1,40 \times 1 = 1,40\text{KN / ml}$.

Poids total du palier :..... $G_1 = 6,4 \text{ KN/ml}$.

b) Les charges d'exploitations : (Art. 7.2.1 / DTR B.C.2.2)

La surcharge d'exploitation des escaliers donnés par le DTR B.C.2.2 est :

$Q = 2.5 \times 1m = 2.5 \text{ KN/ml} \quad Q = 2.5 \text{ KN/ml}$


3.2.4) Combinaisons des charges :

• **ELU :**

Volée : $q_{1u} = 1,35G_2 + 1,5Q = 1,35 \times 9,51 + 1,5 \times 2,5 = 16,58 \text{ KN/ml}$.

Palier: $q_{2u} = 1,35G_1 + 1,5Q = 1,35 \times 6,4 + 1,5 \times 2,5 = 12,39 \text{ KN/ml}$.

La charge concentrée : $q_u = 1,35 G_{mur} (3,06 - ep) = 1,35 \times 2,40(3,06 - 0.20) = 9,26 \text{ KN}$.

 (Voire chapitre II)

• **ELS :**

Volée : $q_{1s} = G_2 + Q = 9,51 + 2,5 = 12,01 \text{ KN/ml}$.

Palier : $q_{2s} = G_1 + Q = 6,4 + 2,5 = 8,9\text{KN/ml}$.

La charge concentrée : $q_s = G_{mur} (3,06 - ep) = 6,86 \text{ KN}$.

3.2.5) Détermination des sollicitations de calcul :

Pour déterminer les efforts dans la volée et les paliers, on fera référence aux lois de RDM en prenant l'ensemble (palier + volée + palier) comme une poutre isostatique partiellement encastré aux appuis.

• **ELU :**

Réactions d'appuis :

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow R_A + R_B - 9,26 - 12,39 \times 1,70 - 16,58 \times 1,80 - 12,39 \times 1,45 = 0$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 78,12 \text{ KN} \dots\dots\dots (*)$$

$$\sum M_A = 0 \Rightarrow -R_B \times 3,25 - 9,26 \times 1,70 - 12,39 \times \frac{1,7^2}{2} + 16,58 \times \frac{1,80^2}{2} + 12,39 \times 1,45 \times \left(\frac{1,45}{2} + 1,8 \right) = 0$$

$$R_B = \frac{38,54}{3,25} = 11,86 \text{ KN} \Rightarrow R_B = 11,86 \text{ KN}.$$

$$(*) \Rightarrow R_A + 11,86 = 78,12 \Rightarrow R_A = 66,26 \text{ KN}.$$

Efforts internes :

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1,70\text{m}$ (de gauche à droite)

$$T(x) = -q_u - q_{2u} x \quad \begin{cases} T(x=0) = -9,26 \text{ KN} \\ T(x=1,7\text{m}) = -30,32 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = -q_u x - q_{2u} \frac{x^2}{2} \quad \begin{cases} M(x=0) = 0 \\ M(x=1,7\text{m}) = -33,64 \text{ KN.m} \end{cases}$$

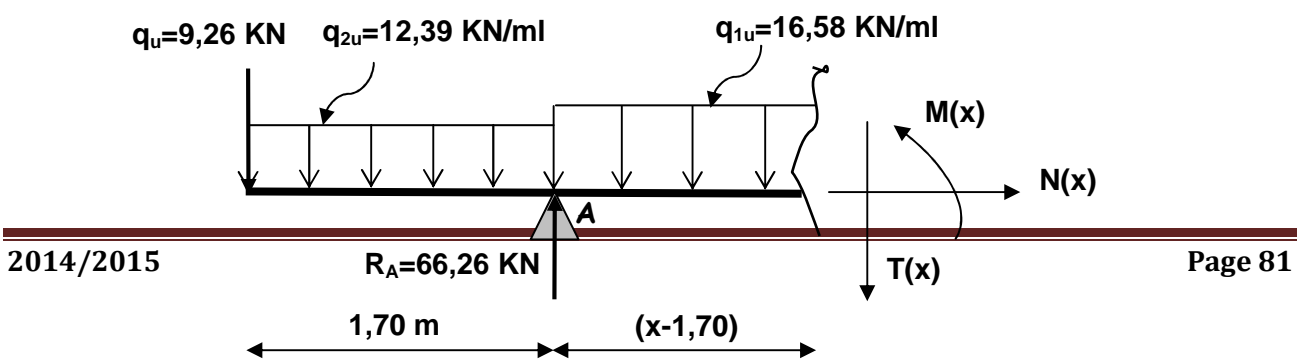
2^{ème} tronçon : $1,70 \leq x \leq 3,50\text{m}$ (de gauche à droite)

$$T(x) = R_A - q_u - q_{2u} \times 1,7 - q_{1u} (x - 1,7)$$

$$T(x) = -16,58(x - 1,70) + 35,86 \quad \begin{cases} T(x=1,7\text{m}) = 35,86 \text{ KN} \\ T(x=3,50\text{m}) = -6,01 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = R_A(x - 1,7) - q_u x - q_{2u} \times 1,7 \left(x - \frac{1,7}{2} \right) - q_{1u} \frac{(x - 1,7)^2}{2}$$

$$M(x) = -8,29x^2 + 39,95x - 97,75 \quad \begin{cases} M(x=1,7\text{m}) = -33,64 \text{ KN.m} \\ M(x=3,5\text{m}) = 4,2 \text{ KN.m} \end{cases}$$



3^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1,45\text{m}$ (de droite à gauche)

$$T(x) = q_{1u} x - R_B$$

$$T(x) = 12,39 x - 11,86$$

$$M(x) = q_{1u} \frac{x^2}{2} - R_B x$$

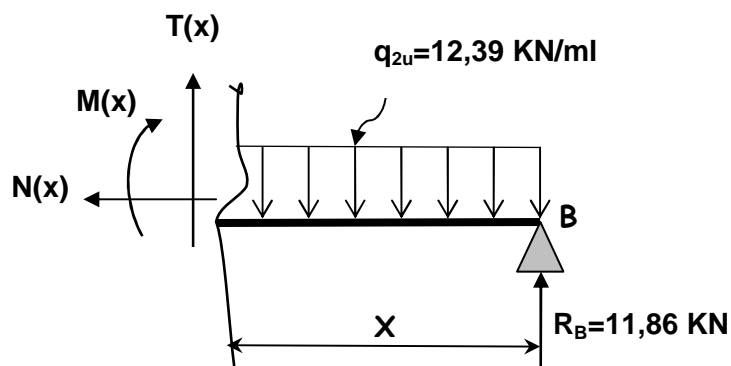
$$M(x) = 12,39 \frac{x^2}{2} - 11,86x$$

$$T(x=0) = -11,86 \text{ KN}$$

$$T(x=1,45\text{m}) = -6,10 \text{ KN}$$

$$M(x=0) = 0$$

$$M(x=1,45\text{m}) = 4,2 \text{ KN.m}$$

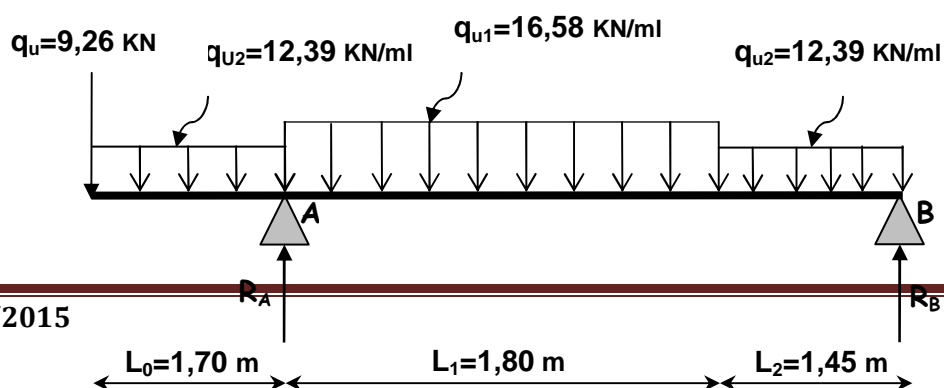


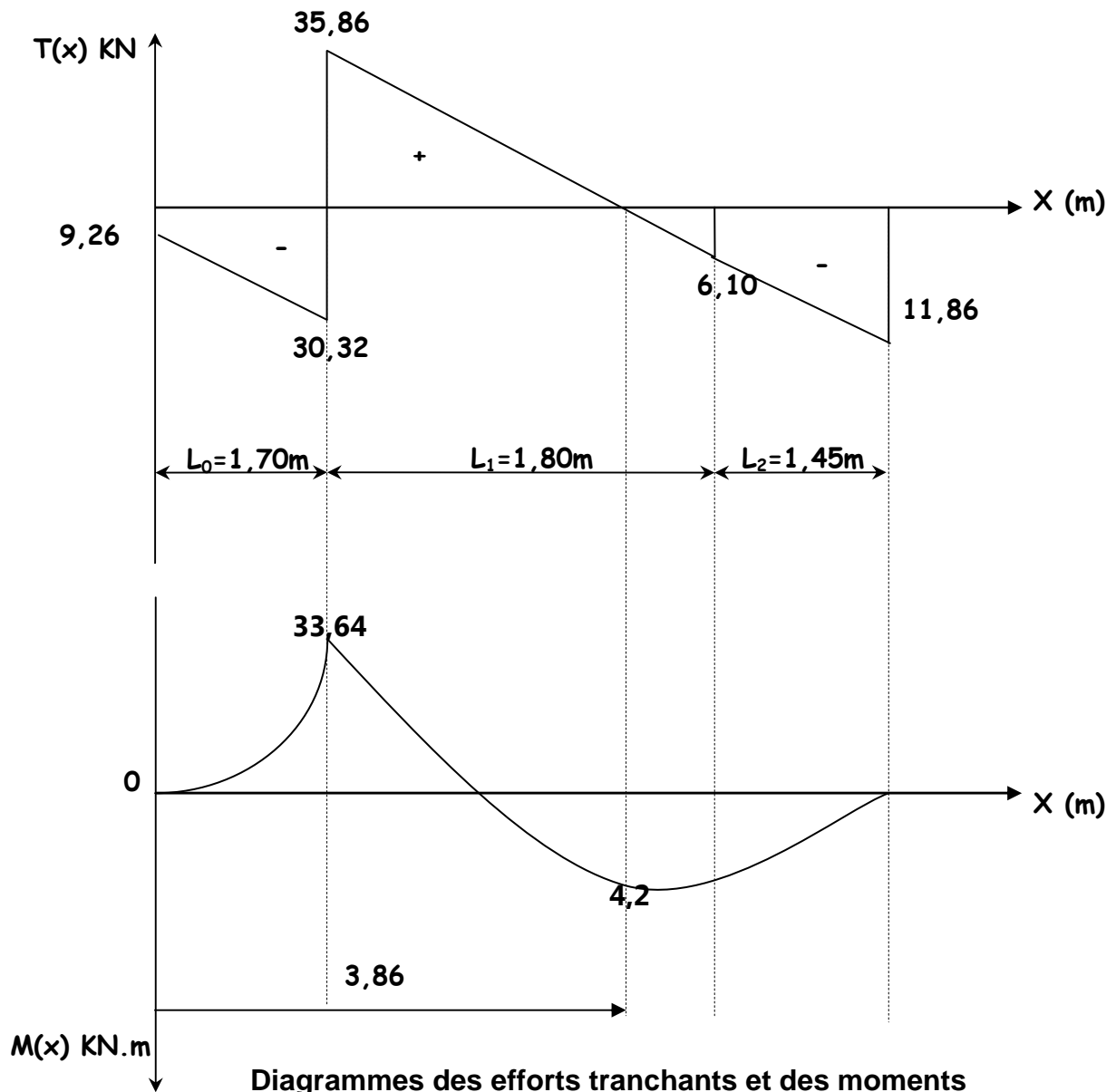
- Calcul de M_{\max} :

$$\text{À } T(x) = 0 \Rightarrow -16,58x + 64,04 = 0 \Rightarrow x = 3,86\text{m}$$

$$M(3,86\text{m}) = 6,195x^2 - 11,86x$$

$$M(x=3,86\text{m}) = 46,52 \text{ KNm} = M_{\max}$$





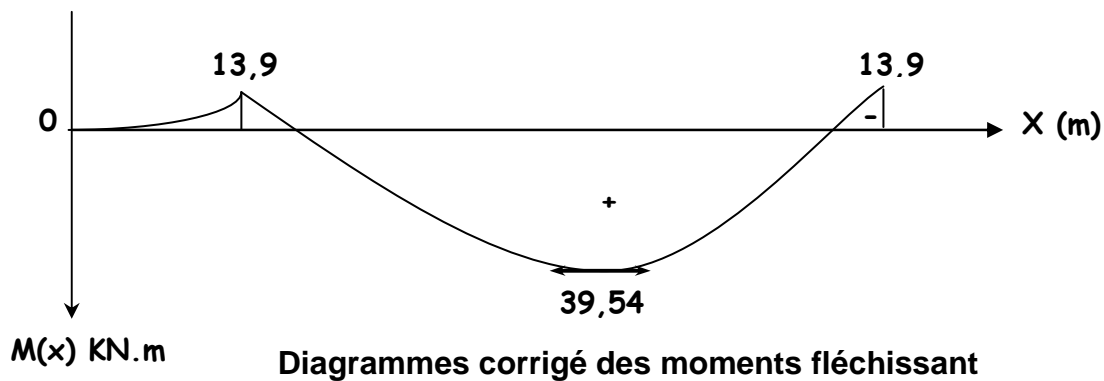
Afin de tenir compte des semis encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs :

- **Aux appuis** : $M_{uA} = -0,3 \times 46,52 = -13,95$ KNm

$$M_{uB} = -0,3 M_{\max} = -0,3 \times 46,52 = -13,95 \text{ KNm}$$

- **en travée** : $M_{ut} = 0,85 M_{\max} = 0,85 \times 46,52 = 39,54$ KNm

les résultats trouvés figurent sur le diagramme des moments fléchissant ci-dessous :



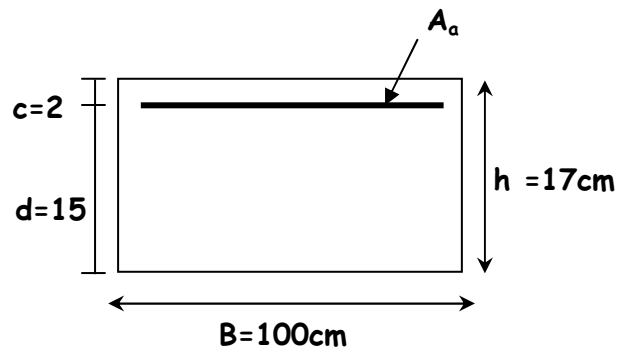
3.2.6) Calcul des armatures à l'ELU :

Le calcul se fera en flexion simple pour une bande de largeur ($b=1\text{m}$) et d'épaisseur ($e_p = 20\text{cm}$)

✓ **Aux appuis** : $M_{ua} = 13,9$ KN.m

• Armatures principales :

$$\mu = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{13,9 \times 10^3}{100 \times 15^2 \times 14,2} = 0,044$$



$\mu = 0,044 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow$ La section est simplement armée (S.S.A)

Du tableau : $\mu = 0,044 \Rightarrow \beta = 0,978$

$$A_a = \frac{M_{ua}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{13,9 \times 10^3}{0,978 \times 15 \times 348} = 2,72 \text{ cm}^2$$

On opte pour 5HA10 ($A_a = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$) ; soit 1T10 tous les 20cm.

• Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98 \text{ cm}^2$$

On opte pour 4HA8 ($A_r = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$) ; soit 1T8 tous les 20 cm.

✓ **En travées** : $M_t = 39,54 \text{ KN.m}$

• Armatures principales :

$$\mu = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{39,54 \times 10^3}{100 \times 15^2 \times 14,2} = 0,1236$$

$\mu = 0,1236 < \mu_l = 0,293 \Rightarrow$ La section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu = 0,1236 \Rightarrow \beta = 0,951$$

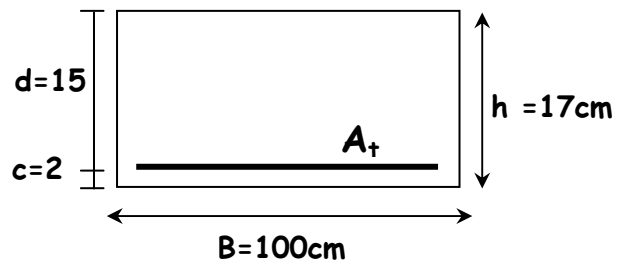
$$A_t = \frac{M_{ut}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{sr}} = \frac{39,54 \times 10^3}{0,951 \times 16 \times 348} = 7,96 \text{ cm}^2$$

On opte pour 6HA14 ($A_t = 9,24 \text{ cm}^2/\text{ml}$) ; soit 1T14 tous les 20cm.

• Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{9,24}{4} = 2,31 \text{ cm}^2$$

On opte pour 5HA8 ($A_r = 2,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$) ; soit 1T8 tous les 20cm.



3.2.7) Vérification à l'ELU :

• **Condition de non fragilité** : (BEAL 91 / Art. A.4.2.1)

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

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

- Aux appuis : $A_a = 7,70 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,81 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée

- En travées : $A_t = 9,24 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,81 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée

• **Espacement des barres** : (BAEL 91/Art A.8.2.42)

- Armatures principales :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Aux appuis : } S_t = 20 \text{ cm} \\ \text{En travées : } S_t = 20 \text{ cm} \end{array} \right\} < \text{Min} \{3h, 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- Armatures de répartition

$$\left. \begin{array}{l} \text{Aux appuis : } S_t = 20 \text{ cm} \\ \text{En travées : } S_t = 20 \text{ cm} \end{array} \right\} < \text{Min} \{4h, 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement : (BAEL91/Art. A.5.1,1)**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u$

Pour les fissurations non préjudiciables : **(BAEL91/Art A.5.1,211)**

donc : $\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28}; 5MPa \right) = \min \left(\frac{0,2}{1,5} \times 25; 5MPa \right) = 3,33MPa$

Effort tranchant : $V_{u\max} = 35,86 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_0 d} = \frac{33,86 \times 10^3}{1000 \times 150} = 0,225 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,225 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres: (BAEL 91/Art A.6.1,3)**

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

Avec : $\Psi_s = 1.5$ (Acier de haute adhérence).

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

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

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 5 \times 3,14 \times 1,4 = 21,98 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{33,86 \times 10^3}{0,9 \times 150 \times 219,8} = 1,14 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,14 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

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

- **Ancrage des barres aux appuis : (BAEL 91/Art. A.6.1,22)**

La longueur de scellement droit :

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

$$\bar{\tau}_{se} = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \cdot (1,5)^2 \cdot 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

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

Vu que L_s dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle les barres seront encrées, les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un

crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet L_c est au moins égale à $0,4 L_s$ pour les aciers H.A.

$L_c = 0,4 \cdot L_s = 0,4 \times 42,25 = 16,90 \text{ cm}$; Soit : $L_c = 17 \text{ cm}$.

- **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :**
(BAEL 91/Art A 5.1,3)

1) sur le béton : (BAEL 91/Art A 5.1,313)

On doit vérifier : $\sigma_{bc} = \frac{2 V_u}{b \times 0,9d} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b}$

$$\sigma_{bc} = \frac{2 V_u}{b \times 0,9d} = \frac{2 \times 33,86 \times 10^3}{1000 \times 0,9 \times 150} = 0,50 \text{ MPa}$$

$$\frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1,5} = 13,33 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2 V_u}{b \times 0,9d} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b}$$

$0,50 \text{ MPa} < 13,33 \text{ MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

2) Sur l'acier : (BAEL 91/Art A.5.1,312)

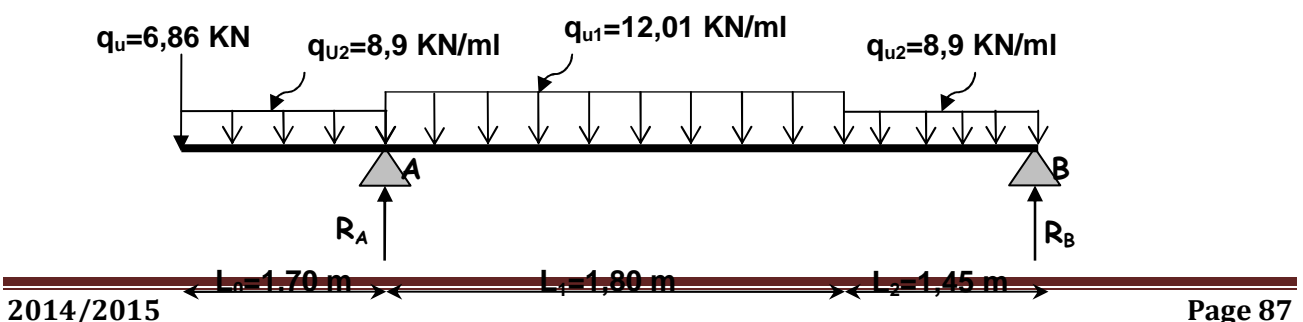
On doit prolonger les aciers au delà du bord de l'appui coté travée et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer l'effort tranchant V_u

$$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ min à ancrer}}$$

$$A_{st \text{ min à ancrer}} \geq \frac{V_u^{\max}}{\sigma_{st}} = \frac{33,86 \times 10^3}{348 \times 100} = 0,97 \text{ cm}^2$$

$A_{st \text{ adopté}} = 3,93 \text{ cm}^2 > A_{st \text{ min à ancrer}} = 0,97 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.

- **ELS:**



Réactions d'appuis :

$$\sum F_{/y} = 0 \Rightarrow R_A + R_B - 6,86 - 8,9 \times 1,70 - 12,01 \times 1,80 - 8,9 \times 1,45 = 0$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 56,5 \text{ KN} \dots \dots \dots (*)$$

$$\sum M' /_A = 0 \Rightarrow -R_B \times 3,25 - 5,26 \times 1,70 - 8,9 \times \frac{1,7^2}{2} + 12,01 \times \frac{1,8^2}{2} + 8,9 \times 1,45 \times \left(\frac{1,45}{2} + 1,8 \right) = 0$$

$$\Rightarrow R_B = \frac{27,51}{3,25} = 8,46 \text{ KN} \Rightarrow \mathbf{R_B = 8,46 \text{ KN}}$$

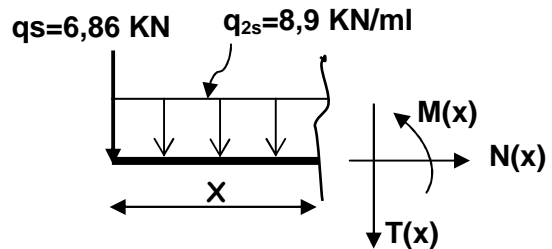
$$(*) \Rightarrow R_A + 8,46 = 56,5 \Rightarrow \mathbf{R_A = 48,04 \text{ KN}}$$

Efforts internes :

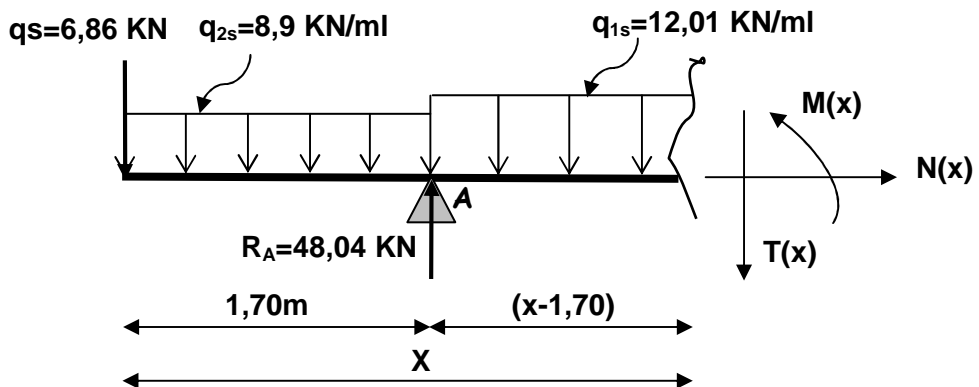
1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1,70\text{m}$ (de gauche à droite)

$$T(x) = -q_s - q_{2s} x \begin{cases} T(x=0) = -6,86 \text{ KN} \\ T(x=1,7\text{m}) = -21,99 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = -q_s x - q_{2s} \frac{x^2}{2} \begin{cases} M(x=0) = 0 \\ M(x=1,7\text{m}) = -24,52 \text{ KN.m} \end{cases}$$



2^{ème} tronçon : $1,70 \leq x \leq 3,5\text{m}$ (de gauche à droite)



$$T(x) = R_A - q_s - q_{2s} \times 1,7 - q_{1s} (x - 1,7)$$

$$T(x) = -12,01x + 46,46 \quad \left\{ \begin{array}{l} T(x=1,7\text{m}) = 26,03 \text{ KN} \\ T(x=3,5\text{m}) = 4,42 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$M(x) = R_A(x-1,7) - q_s x - q_{2s}x1,7 \left(x - \frac{1,7}{2} \right) - q_{1s} \frac{(x-1,7)^2}{2}$$

$$M(x) = -6,005x^2 + 46,46x - 86,15 \quad \left\{ \begin{array}{l} M(x=1,7\text{m}) = -24,52 \text{ KN.m} \\ M(x=3,5\text{m}) = 2,91 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

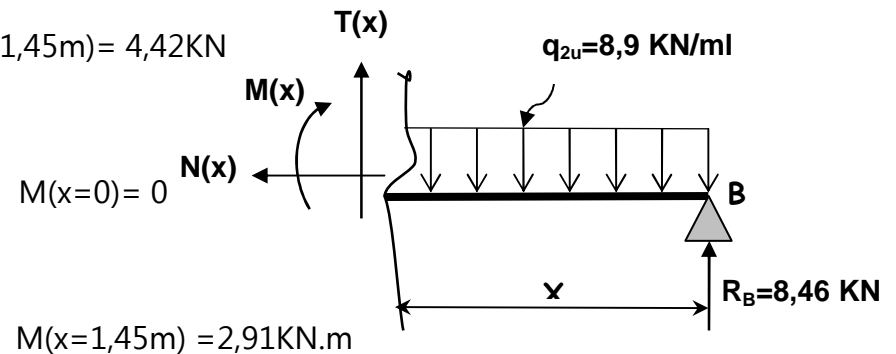
3^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1,45\text{m}$ (de droite à gauche)

$$T(x) = q_{1s} x - R_B$$

$$T(x) = 8,9x - 8,46 \quad \left\{ \begin{array}{l} T(x=0) = -8,46 \text{ KN} \\ T(x=1,45\text{m}) = 4,42\text{KN} \end{array} \right.$$

$$M(x) = q_{1s} \frac{x^2}{2} - R_B x$$

$$M(x) = -8,9 \frac{x^2}{2} + 8,46x \quad \left\{ \begin{array}{l} M(x=0) = 0 \\ M(x=1,45\text{m}) = 2,91\text{KN.m} \end{array} \right.$$



-Calcul de M_{max} :

À $T(x) = 0 \Rightarrow -12,01x + 46,46 = 0 \Rightarrow x = 3,86\text{m}$

$M(3,86\text{m}) = -6,005x^2 + 46,46x - 86,15$

$M(x=3,86\text{m}) = 3,73 \text{ KNm} = M_{max}$

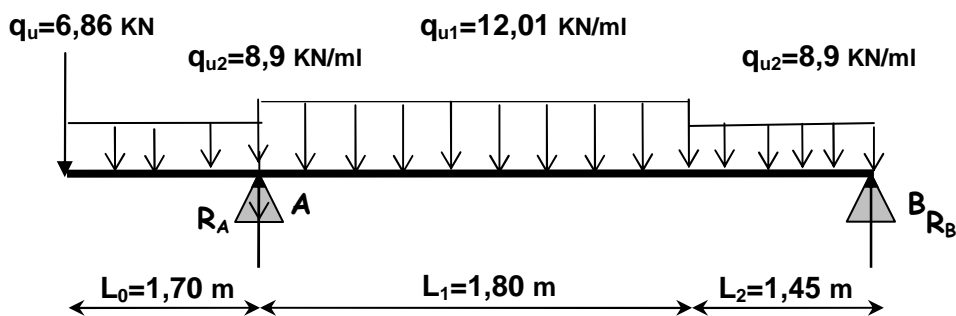
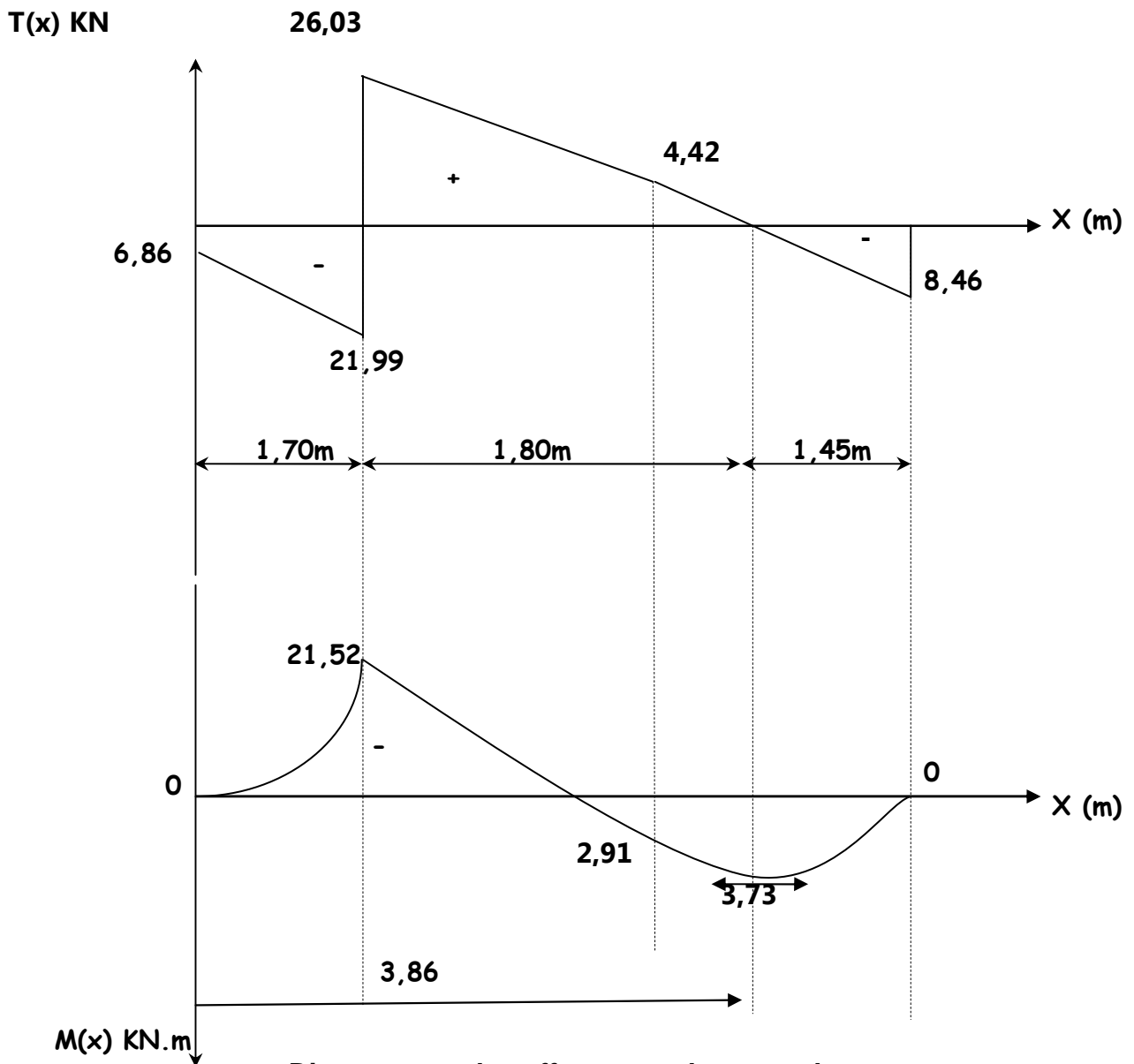


Schéma de chargement à l'ELS

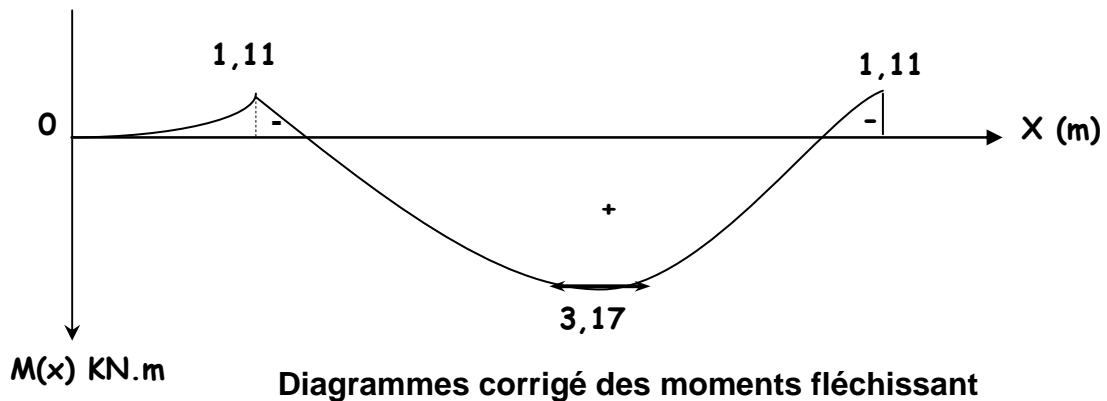


Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à L'ELS

Afin de tenir compte des semis encastrement aux extrémités, on porte une correction des moments à l'aide des coefficients réducteurs :

- **Aux appuis** : $M_{uA} = -1,11$ KNm
 $M_{uB} = -0,3 M_{max} = -0,3 \times 2,91 = -1,11$ KNm
- **en travée** : $M_{ut} = 0,85 M_{max} = 0,85 \times 3,73 = 3,17$ KNm

les résultats trouvés figurent sur le diagramme des moments fléchissant ci-dessous :



3.2.8) Vérifications à l'ELS :

Dans notre cas, les fissurations sont considérées comme peu nuisibles, on se dispense de vérifier l'état limite d'ouverture des fissures.

a) contrainte limite dans l'acier : (BAEL91/Art A.4.5,2)

On doit donc s'assurer que : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s}$$

Pour les fissurations non préjudiciables: $\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ Mpa}$

✓ En travées :

$M_{ts} = 3,17 \text{ KN.m}$ et $A_t = 9,24 \text{ cm}^2$.

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \cdot d} = \frac{100 \times 9,24}{100 \times 15} = 0,619 \rightarrow K_1 = 28,10 \rightarrow \beta_1 = 0,884$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ts}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_t} = \frac{3,17 \times 10^3}{0,884 \times 15 \times 9,24} = 25,87 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 25,87 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ aux appuis :

$M_{as} = 1,11 \text{ KN.m}$ et $A_a = 3,93 \text{ cm}^2$.

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b d} = \frac{100 \times 3,93}{100 \times 15} = 0,260 \rightarrow K_1 = 46,73 \rightarrow \beta_1 = 0,919$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{as}}{\beta_1 d A_a} = \frac{1,11 \times 10^3}{0,919 \times 15 \times 3,93} = 40,06 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 40,06 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

b) contrainte limite dans le béton comprimé:(BAEL91/Art A.4.5,2)

On doit donc s'assurer que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$K_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}}; \text{ donc : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

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

✓ En travées :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{25,87}{28,10} = 0,92 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,92 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ Aux appuis :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{40,06}{46,73} = 0,85 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,85 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

c) Etat limite de déformation : (BAEL91/Art B.6.8,424)

On peut se dispenser du calcul de la flèche sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$✓ \frac{h}{\ell} = \frac{0,17}{3,25} = 0,052 \geq \frac{1}{15} = 0,0666 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$✓ \frac{h}{\ell} = 0,052 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{4,66}{10 \times 30,40} = 0,015 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

$$✓ \frac{A_s}{b \times d} = \frac{9,24}{100 \times 15} = 0,00616 < \frac{4,2}{f_e} = 0,011 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{Avec : } M_0 = \frac{q \ell^2}{8} = \frac{12,01 \times 3,25^2}{8} = 15,85 \text{ KNm}$$

✚ Deux conditions non vérifiées, alors il faut procéder au calcul de la flèche.

❖ Calcul de la flèche : (BAEL 91/Art B.6.5,2) :

On doit vérifier que : $f = \frac{M_t l^2}{10 E_v I_{fv}} \leq \bar{f}$

La flèche admissible est : $\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{3250}{500} = 6,5 \text{ cm}$

Avec : E_v : Module de la déformation différée.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f c_{28}} = 10819 \text{ MPa}$$

I_f : Inertie fictive pour les charges de longue durée ; $I_f = \frac{1,1 I_0}{1 + \mu \lambda_v}$

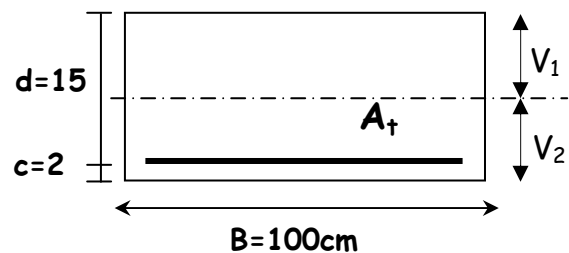
I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée.

➤ **Aire de la section homogénéisée :**

$$B_0 = B + \eta A = b \times h + 15A$$

$$B_0 = 100 \times 17 + 15 \times 9,24 = 1838,6 \text{ cm}^2$$

$$B_0 = \mathbf{1838,6 \text{ cm}^2}$$



➤ **Moment statique de la section homogénéisée par rapport à xx :**

$$S_{/xx} = \frac{b h^2}{2} + 15 A_s d$$

$$S_{/xx} = \frac{100 \times 17^2}{2} + 15 \times 9,24 \times 15 = 16529 \text{ cm}^3$$

$$S_{/xx} = \mathbf{16529 \text{ cm}^3}$$

➤ **Position du centre de gravité :**

$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{16529}{1838,6} = 8,98 \text{ cm} \quad ; \text{Donc : } V_1 = 8,98 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 17 - 8,98 = 8,02 \text{ cm} \quad ; \text{Donc : } V_2 = 8,02 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'inertie de la section homogénéisée /G :**

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

$$\text{D'où : } I_0 = (8,98^3 + 8,02^3) \frac{100}{3} + 15 \times 9,24 \times (8,02 - 2)^2$$

$$I_0 = \mathbf{67022,86 \text{ cm}^4}$$

➤ **Calcul des coefficients :**

$$\rho = \frac{A}{b d} = \frac{9,24}{100 \times 15} = 0,006$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\rho \left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)} = \frac{0,05 \times 2,1}{0,006 \times (2 + 3)} = 3,5$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = \frac{2}{5} \times 3,5 \quad \lambda_v = \mathbf{1,4}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_{st} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{(4 \times 0,006 \times 212,78) + 2,1} = 0,490$$

➤ **Calcul de l'inertie fictive I_f :**

$$I_{fv} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1,1 \times 67022,86}{1 + 1,4 \times 0,490} = 43727,80 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = \mathbf{43727,08 \text{ cm}^4}$$

Calcul de flèche:

$$f = \frac{M_t l^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{3,96 \times 3250^2 \times 10}{10819 \times 43727,80} = 0,88 \text{ mm}$$

$$f = 0,88 \text{ mm} < \bar{f} = 6,5 \text{ mm}$$

Flèche admissible.

✚ Toutes les conditions sont vérifiées donc les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

Armatures principales :

*En travées :

- **6HA14** filante pour le lit inférieur et supérieur.

*aux appuis :

- **5HA10** filante pour le lit inférieur et supérieur.

Armatures de répartition :

*En travées :

- **5HA8** filante pour le lit inférieur et supérieur.

*aux appuis :

- **4HA8** filante pour le lit inférieur et supérieur.

3.5) Calcul de la poutre brisée :

La poutre palière est une poutre de section rectangulaire de dimension (bxh) . Elle est soumise à son poids propre et la réaction des escaliers. Elle est parfaitement encastree à ses extrémités dans les deux poteaux.

Etant donné que l'escalier a deux paliers de repos, la poutre palière sera brisée partiellement encastree dans les poteaux.

3.5.1. Pré dimensionnement

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

$$0.4h \leq b \leq 0.7h$$

- Avec :
- h : hauteur de la poutre,
 - b : largeur de la poutre,
 - L : portée maximum entre nus d'appuis.

L=450 cm

$$\frac{450}{15} \leq h \leq \frac{450}{10} \Rightarrow 30\text{cm} \leq h \leq 45\text{cm} ;$$

On opte pour : h = 40cm

$$0,4 \times 40 \leq b \leq 0,7 \times 40 \Rightarrow 16\text{cm} \leq b \leq 28\text{cm} ;$$

On opte pour : b = 25 cm

❖ Vérification des conditions sur RPA :

$$\left. \begin{array}{l} h = 40\text{ cm} > 30\text{ cm} \\ b = 25\text{ cm} > 20\text{ cm} \\ h/b = 1.6 < 4 \end{array} \right\} \dots \text{Toutes les conditions sont Vérifiées.}$$

Section adoptée

Poutre palière \Rightarrow (25x40) cm²

3.5.2. Détermination des Charges et surcharges

Elle est soumise à son poids propre, aux réactions du palier et aux poids du mur extérieur ($G_{me} = 2,40\text{KN/M}^2$).

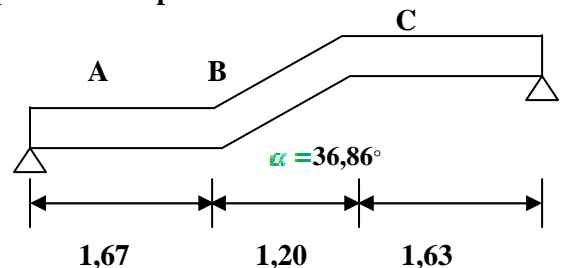
❖ Poids propre de la poutre :

- Parties A et C : $0,25 \times 0,40 \times 25 = 2,5\text{KN/ML}$.
- Partie B : $0,25 \times 0,40 \times 25 \times \frac{1}{\cos 36,86} = 3,12\text{KN/ML}$.

❖ Chargement dû aux réactions du palier :

- Parties A et C : 66,26 KN/ML.
- Partie B : 0

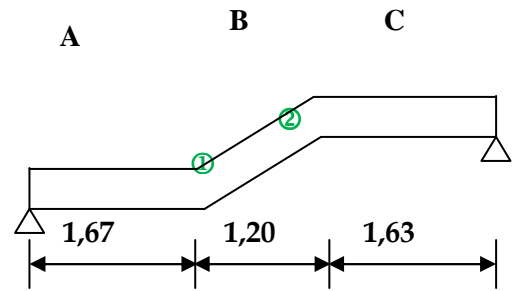
❖ Chargement dû au poids du mur extérieur :



- Partie A: 2,40x1, 19=2,86KN/ML.
- Partie C : 2,40x0, 91 =2,16 KN/ML. 1,19
- Parties B: On aura un chargement trapézoïdale

0,91

Point φ: 2,86KN/ML ; Point κ: 2,16KN/ML.



2.5.3) Calcul des efforts internes

1) Combinaison de charges à l'ELU

Figure 3.2.13 : Répartition des Chagres

- Partie A : $q_u = 1,35(2,5 + 2,86) + 66,26 = 73,50$ KN/ML.
- Partie C : $q_u = 1,35(2,5 + 2,16) + 66,26 = 72,55$ KN/ML
- Partie B: Point 1 : $q_u = 1,35(3,12 + 2,86) + 0 = 8,07$ KN/ML.
Point 2: $q_u = 1,35(3,12 + 2,16) + 0 = 7,13$ KN/ML.

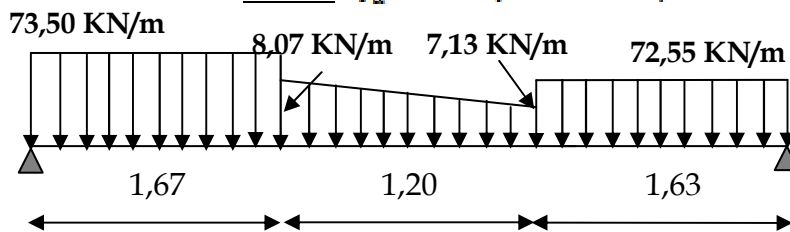


Figure 3.2.14 : Diagramme des charges est surcharge

3.5.4) Calcul des réactions d'appuis

$$R_A + R_B = 73,50 \times 1,67 + 7,13 \times 1,20 + \frac{8,07 - 7,13}{2} \times 1,20 + 72,55 \times 1,63$$

$$R_A + R_B = 250,12 \text{ KN.}$$

$$\sum M /_A = 0$$

$$73,50 \times 1,67 \times 0,84 + 7,13 \times 1,20 \times 2,27 + (8,07 - 7,13) \times 1,20 \times 2,07 + 72,55 \times 1,63 \times 3,69 = R_B \times 4,50$$

$$R_A = 125,4 \text{ KN et } R_B = 124,72 \text{ KN.}$$

- 1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1,63\text{m}$

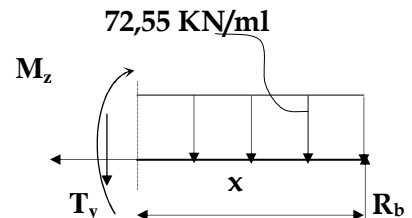
$$\sum M /_\delta = 0$$

$$M_z = -36,28 x^2 + 124,72 x$$

- Pour $x=0 \rightarrow M_z = 0$
- Pour $x=1,63 \rightarrow M_z = 106,59 \text{ KN.m}$

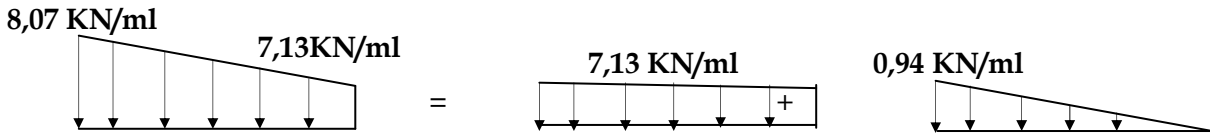
$$T_y = \frac{d(M_z)}{dx} = -72,55x + 124,72$$

- Pour $x=0 \rightarrow T_y = 124,72 \text{ KN.}$
- Pour $x=1,42 \rightarrow T_y = 6,46 \text{ KN}$



- 2^{eme} tronçon : $0 \leq x \leq 1,20$

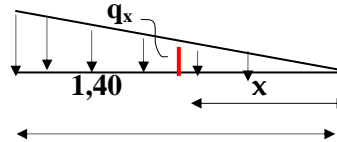
La charge trapézoïdale sera décomposée comme montré dans le schéma ci dessous



Détermination de la charge q en fonction de x

A partir des triangles semblables nous avons :

$x/q_x = 1,20/0,94$; **Donc:** $q_x = 12x$



$$\sum M / \delta = 0$$

$$M_z = 124,72(x+1,63) - 72,55 \times 1,63(x + \frac{1,63}{2}) - 7,13 \frac{x^2}{2} - \frac{(12x)x}{2} \frac{x}{3}$$

$$M_z = -2x^3 - 3,56x^2 + 6,47x + 106,32$$

- Pour $x=0 \rightarrow M_z = 106,32 \text{ KN.m}$
- Pour $x=1,20 \rightarrow M_z = 105,50 \text{ KN.m}$

$$T_y = \frac{d(M_z)}{dx} = -6x^2 - 7,13x + 6,46$$

- Pour $x=0 \rightarrow T_y = 6,46 \text{ KN}$.
- Pour $x=1,20 \rightarrow T_y = -10,73 \text{ KN}$

M_z Atteint la valeur max à $x=0,99$

En injectant $x=1,00$ dans M_z , on obtient $M_z^{\text{max}} = 107,23 \text{ KN.m}$

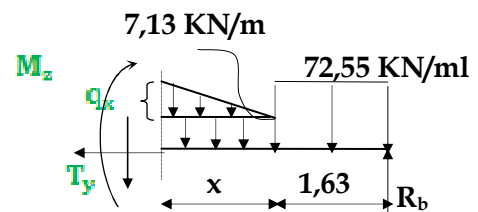


Figure 3.2.15 : **Diagrammes des efforts internes**

○ **3^{eme} tronçon** $0 \leq x \leq 1,67 \text{ m}$

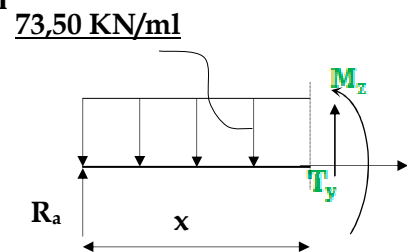
$$\sum M / \delta = 0$$

$$M_z = -36,75x^2 + 125,4x$$

- Pour $x=0 \rightarrow M_z = 0$
- Pour $x=1,67 \rightarrow M_z = 106,90 \text{ KN.m}$

$$T_y = -\frac{d(M_z)}{dx} = 73,50x - 125,4$$

- Pour $x=0 \rightarrow T_y = -125,4 \text{ KN}$.
- Pour $x=1,67 \rightarrow T_y = -2,65 \text{ KN}$



▪ **Remarque**

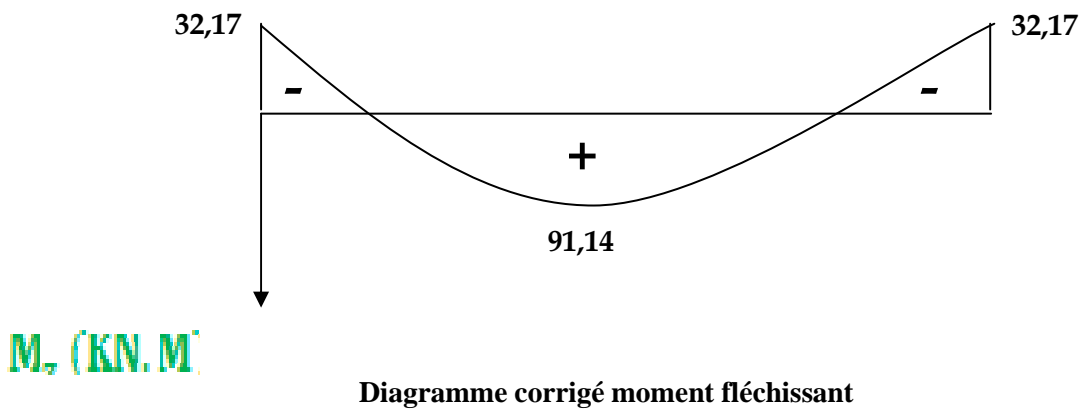
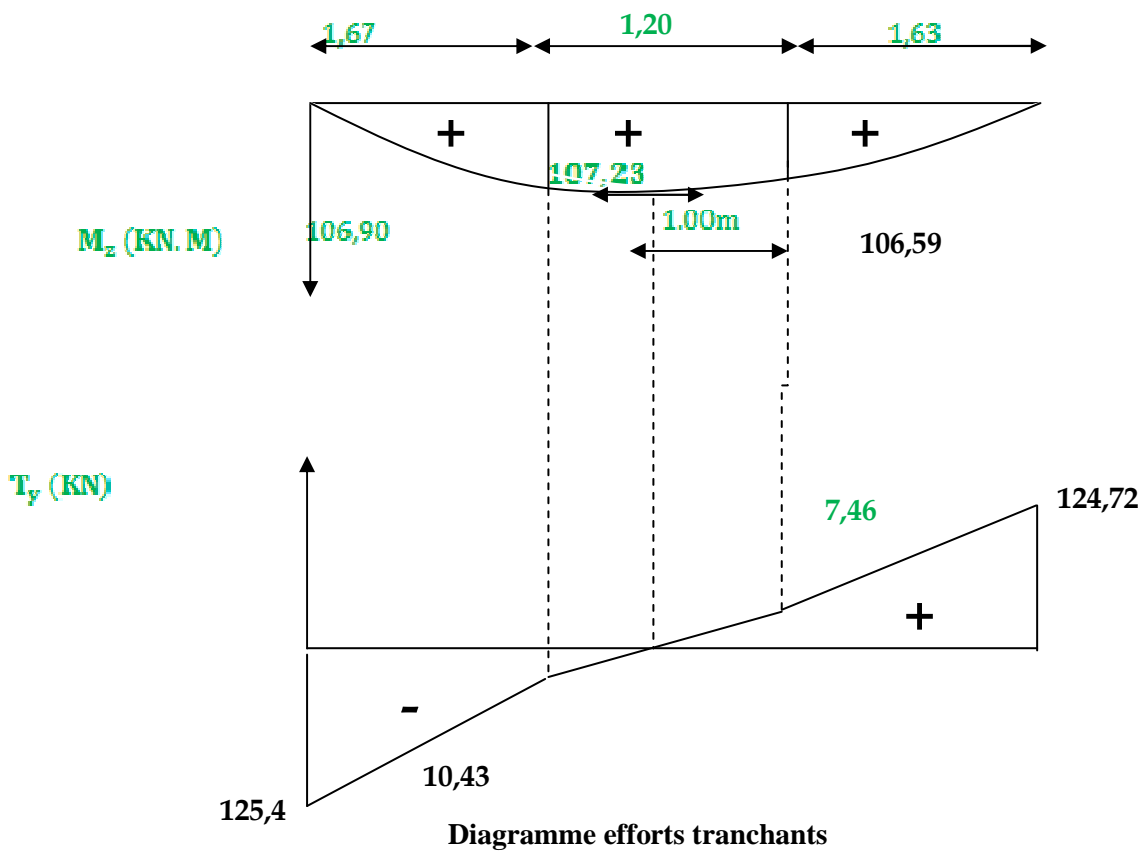
Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on multiplie M_z^{max} par des coefficients réducteurs, on obtient ainsi les moments suivants :

-Aux appuis

$$M_a = -0,3 \cdot M_z^{\text{max}} = -0,3 \times 107,23 = -32,17 \text{ Kn.m}$$

-En travée

$$M_t = 0,85 \cdot M_z^{\text{max}} = 0,85 \times 107,23 = 91,14 \text{ Kn.m}$$



2.5.5) Calcul des armatures longitudinales à l'ELU

Le ferrailage va se faire avec les moments max à l'ELU.

$M_{a\ max} = 32,17\text{KN.m}$

$M_{t\ max} = 91,14\ \text{KN.m}$

- **En travée**

Le moment max en travée est : $M_{t\ max} = 91,14\ \text{KN.m}$

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{91,14 \times 10^5}{25 \times 37^2 \times 14,2 \times 100}$$

$\mu = 0,188 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow SSA$

$\mu = 0,188 \Rightarrow \beta = 0,895$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{91,14 \times 10^5}{0,895 \times 37 \times 348 \times 100} \Rightarrow A_{st} = 7,90\text{cm}^2$$

Soit : 4 HA16 = 8,04 cm².

- **Aux appuis**

Le moment max aux appuis est : $M_{a\ max} = 32,17\ \text{KN.m}$

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{32,17 \times 10^5}{25 \times 37^2 \times 14,2 \times 100}$$

$\mu = 0,066 \Rightarrow \beta = 0,966$

$$A_{st} = \frac{M_a^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{32,17 \times 10^5}{0,966 \times 37 \times 348 \times 100} \Rightarrow A_{st} = 2,59\text{cm}^2$$

Soit : 4 HA12 = 4,52 cm².

❖ **Exigences du RPA pour les aciers longitudinaux :(Art 7.5.2.1/RPA2003)....[2]**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0.5%** en toute section.

$A_s\ total = 4HA12 + 4HA16 = 12,56\ \text{cm}^2 > 0.005 \times b \times h = 5\ \text{cm}^2 \dots\dots\dots\text{verifier}$

❖ **Vérification à l'ELU**

❖ **Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91)..... [2]**

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$

▪ En travée

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 25 \times 37 \times 2,1}{400} = 1,12 \text{ cm}^2$$

$A_{ad} = 8,04 \text{ cm}^2 > 1,12 \text{ cm}^2$ verifier

➤ Aux appuis

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 25 \times 37 \times 2,1}{400} = 1,12 \text{ cm}^2$$

$A_{ad} = 3,39 \text{ cm}^2 > 1,12 \text{ cm}^2$ verifier

➤ Contrainte tangentielle: (Art.A.5.1,1/ BAEL91)..... [2]

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u$$

✓ Calcul de $\bar{\tau}_u$:

Pour les fissurations non préjudiciables :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \left(0,2 \frac{f_c}{\gamma_B} ; 5 \text{ MPa} \right) \right\} \quad \text{Donc : } \bar{\tau}_u = \underline{\underline{3,33 \text{ MPa}}}$$

✓ Calcul de τ_u :

$V_{\max} = 125,40 \text{ KN}$.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{125,40 \times 10^3}{250 \times 370} \quad ; \quad \text{Donc : } \tau_u = \underline{\underline{1,35 \text{ MPa}}}$$

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

➤ Entraînement des barres : (Art.A.6.1, 3 / BAEL91).... [2]

Pour qu'il n'y est pas entraînement de barres il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9 \times d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se}$$

❖ Calcul de $\bar{\tau}_{se}$:

$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$; Avec : $\Psi_s = 1,5$ (pour les aciers H.A).

$$\bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa.}$$

❖ Calcul de

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles.

$$\sum U_i = 4 \times 3,14 \times 12 = 150,72 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{125,40 \times 10^3}{0,9 \times 370 \times 150,72} \text{ Donc : } \tau_{se} = 2,50 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \dots\dots\dots \text{verifier}$$

➤ Longueur du scellement droit : (Art A.6.1, 22 / BAEL91)..... [2]

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

$$L_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

❖ Calcul de τ_{su} :

$$\tau_{su} = 0.6 \psi^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa.}$$

$$L_s^1 = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42.32 \text{ cm ; On prend } L_s = 45 \text{ cm.}$$

$$L_s^2 = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 40.61 \text{ cm ; On prend } L_s = 45 \text{ cm.}$$

Pour des raisons pratiques, il est nécessaire d'adopter un crochet normal. D'après le BAEL 91, la longueur nécessaire pour les aciers HA est $L_s = 0.4 L_s = 18 \text{ cm}$

❖ Influence de l'effort tranchant sur les armatures

○ Appuis de rive : (Art 5.1.1312 / BAEL91,)..... [2]

On doit prolonger au delà du bord de l'appui coté travée et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer l'effort tranchant V_u .

$$A_{st \text{ min à ancrer}} \geq \frac{V_u^{\text{max}}}{f_{su}} = \frac{125,40.10^3}{348.100} = 3,60 \text{ cm}^2 ; A_{st \text{ adopté}} = 8,04 \text{ cm}^2$$

$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ min à ancrer}} \dots\dots \text{Les armatures inférieures ancrées sont suffisantes}$

❖ Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art A.5.1, 313 / BAEL91)..... [2]

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9d} = \frac{2 \times 125,40 \times 10^3}{250 \times 0,9 \times 370} = 3,01 \text{MPa.}$$

$$\frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1,5} = 13,33 \text{MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots \text{verifier}$$

3.5.6) Calcul des armatures transversales :

▪ Diamètre armatures transversales : (Art A.7.2 / BAEL91)..... [2]

$$\varphi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \varphi_1, \frac{b}{10} \right)$$

$$\varphi_t \leq \min \left\{ \left(\frac{400}{35}, 12, \frac{250}{10} \right) \right\} \Rightarrow \text{soit : } \varphi_t = 8 \text{ mm.}$$

Nous adopterons 1cadre et un étrier en $\phi 8$; Donc : $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$

▪ Espacement max des armatures transversales : Art A.5.1, 22 / BAEL91..... [2]

$$S_{t \max} \leq \min(0,9 \times d; 40 \text{cm})$$

$$S_t \leq \min(33,3; 40 \text{cm}) = 33,3 \text{cm}$$

▪ Exigences du RPA pour les aciers transversales : (Art 7.5.2.2/RPA2003)..... [2]

• Zone nodale :

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\varphi \right) = \min \left(\frac{40}{4}; 12 \times 1,2 \right) = \min (10 \text{cm}; 14,4 \text{cm}) = 10 \text{ cm}$$

Soit : $S_{t \max} \leq \min (33,3 \text{cm}; 10 \text{cm}) = 10 \text{cm.}$

On opte pour $S_{t \max} = 10 \text{ cm.}$

• Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 20\text{cm.}$$

Soit : $S_{t\max} \leq \min(33,3\text{cm} ; 20\text{cm})=20\text{cm}$

On opte pour $S_{t\max} = 20\text{cm}$

• Quantité d'armatures transversales minimale :

$$A_{\min} = 0.003 S_t \times b$$

$$A_{\min} = 0.003 \times 20 \times 25 = 1,5 \text{ cm}^2.$$

$A_{\text{adopté}} > A_{\min}$ du RPA *verifier*

• Pourcentage minimum des armatures transversales: :(Art 5.1,22 / BAEL91)..[2]

La section des armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > \frac{0.4 b s_t}{f_r}$$

$$A_{\min} = \frac{0,4 \times 25 \times 20}{400} = 0,50 \text{ cm}^2$$

$A_{\text{adopté}} > A_{\min}$ du BAEL *verifier*

3.5.7) Vérification à l'ELS

❖ Combinaison de charges à l'ELS

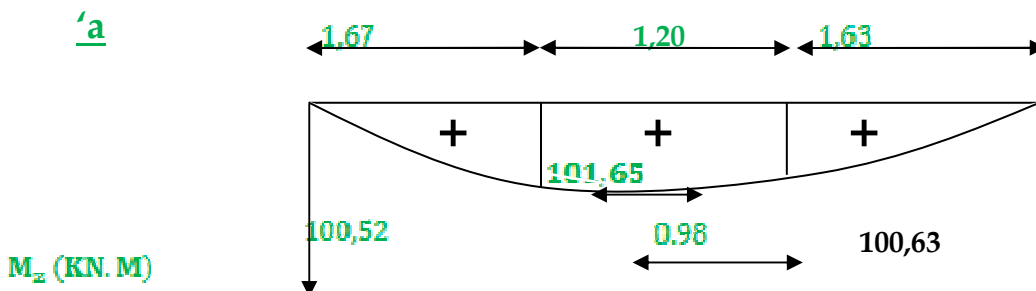
Partie A : $q_u = (2,5 + 2,86) + 66,26 = 71,62 \text{ KN/Ml.}$

Partie C : $q_u = (2,5 + 2,16) + 66,26 = 70,92 \text{ KN/Ml}$

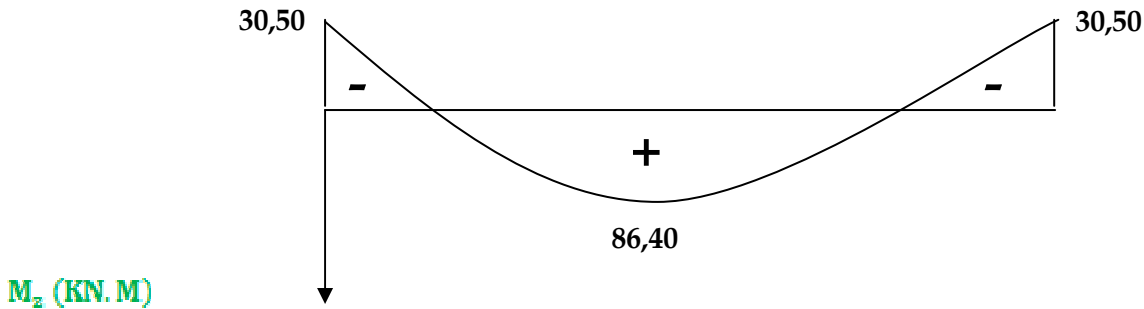
Partie B: Point 1 : $q_u = (3,12 + 2,86) + 0 = 5,98 \text{ KN/Ml.}$

Point 2: $q_u = (3,12 + 2,16) + 0 = 5,28 \text{ KN/Ml.}$

➤ Diagramme des moments à l'ELS



3.2.19 Diagramme moment fléchissant



3.2.20 Diagramme corrigé moment fléchissant

➤ Etat limite d'ouverture des fissures (Art. A.5.3,2 /BAEL91).....[2]

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable, on se dispense donc de faire de vérification à l'état limite d'ouverture des fissures.

➤ Etat limite de compression de béton : (Art. A.4.5,2 /BAEL91).....[2]

❖ En travée

• Contrainte dans l'acier

On doit donc s'assurer que :

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

$$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{8,04}{25 \times 37} \times 100 = 0,869$$

$$\rho_1 = 0,869 \Rightarrow k_1 = 22,59 \text{ et } \beta_1 = 0,867$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{86,40 \times 10^6}{0,867 \times 370 \times 804} ; \text{ Donc } \sigma_{st} = 334,99 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 334,99 \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{verifier}$$

• Contrainte dans le béton

On doit donc s'assurer que :

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

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

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} ; \text{Donc : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{334,99}{22,59} \quad \text{Donc } \sigma_{bc} = 14,82 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 14,82 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \quad \dots\dots\dots \text{verifier}$$

❖ **Aux appuis**

• **Contrainte dans l'acier :**

$$\rho_1 (\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{4,52}{25 \times 37} \times 100 = 0,488$$

$$\rho_1 = 0,488 \Rightarrow k_1 = 32,62 \text{ et } \beta_1 = 0,895$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{30,50 \times 10^6}{0,895 \times 370 \times 452} ; \quad \text{Donc : } \sigma_{st} = 203,76 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 203,76 \leq \bar{\sigma}_s = 348 \quad \dots\dots\dots \text{verifier}$$

• **Contrainte dans le béton :**

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} ; \text{Donc : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{203,76}{32,62} ; \quad \text{Donc : } \sigma_{bc} = 6,24 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6,24 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \quad \dots\dots\dots \text{verifier}$$

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

On peut se dispenser du calcul de la flèche sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} ; \quad \frac{A_s}{b_0 \cdot d} < \frac{4,2}{f_e} ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0}$$

- $\frac{h}{L} = \frac{40}{445} = 0,089$
- $\frac{1}{16} = 0,066$.

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \quad \dots\dots\dots \text{verifier}$$

- $\frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{8,04}{25 \times 37} = 0,0087$
- $\frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,01$

$$\frac{A_s}{b.d} < \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots \text{verifier}$$

$$\circ \frac{M_t}{10.M_0} = \frac{8 \times 86,40}{10 \times 71,62 \times 4,50^2} = 0,048$$

$$\frac{h}{L} > \frac{M_t}{10.M_0} \dots\dots\dots \text{verifier}$$

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

❖ **Conclusion** : le ferrailage de la poutre palière sera comme suit :

Armatures longitudinales

- 4HA16 filantes pour le lit inférieur.
- 4HA 12 filantes pour le lit supérieur.

Armatures transversales

- 1cadre et 1 étrier en **HA8**.

TYPE(03) :

3.2.2) Dimensionnement :

Le dimensionnement des marches et contre marches sera déterminé à l'aide de la formule de BLONDEL

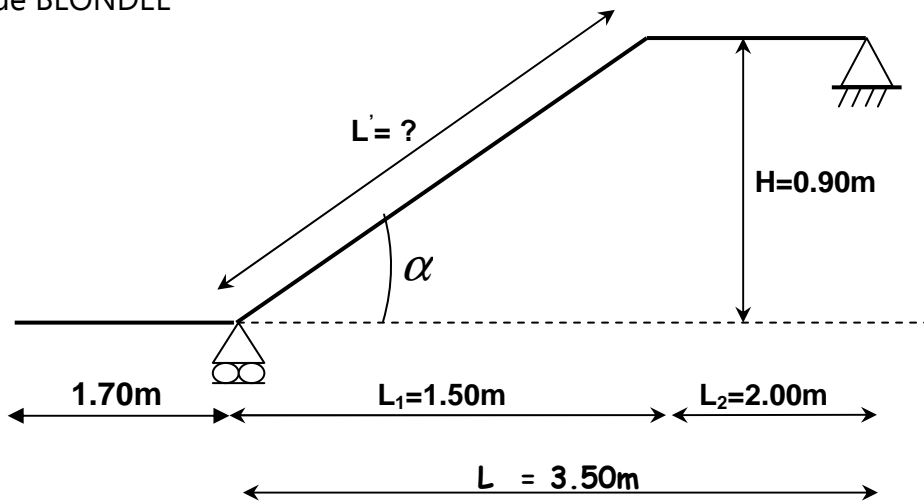


Fig. III-2-2: Schéma statique

Pour avoir un escalier confortable, on cherche à réaliser cette condition.

$$g + 2 h = 64 \text{ cm}$$

Avec : $14\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$
 $27\text{cm} \leq g \leq 34\text{cm}$ \Rightarrow on choisi: $\begin{cases} h = 17\text{cm} \\ g = 30\text{cm} \end{cases}$

$$59\text{cm} \leq (2 \times 17) + 30 \leq 66\text{cm} \Rightarrow 59\text{cm} \leq 64 \leq 66\text{cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Donc : $\begin{cases} h = 17\text{cm} \\ g = 30\text{cm} \end{cases}$

L'embranchement est de 180cm.

La longueur de la ligne de foulée : $L = g(n-1) = 30(5-1) = 120\text{cm}$.

b) Calcul du nombre de marches et contre marches :

Calcul du nombre de marches pour chaque volée :

$$\text{Nombre de contre marches (n)} : n = \frac{H}{h}$$

$$\text{Nombre de marches} : m = n-1$$

Application :

Soit : Dans notre cas $H=0,90\text{ m}$.

$$h = 17\text{cm}$$

$$n = \frac{H}{h} = \frac{90}{17} = 5 \quad \text{Nombre de contre marches } n=4)$$

$$m = n - 1 = 4$$

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

Comme les étages comportent 2 volées, on optera pour la répartition suivante :

La 1^{ère} et 2^{ème} volées seront identiques et auront 5 contre marches et donc 4 marches.

c) Détermination de l'épaisseur de la paillasse et des paliers :

Prenant compte des recommandations du BAEL 91, la paillasse prendra une épaisseur comprise dans l'intervalle suivant :

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

Avec : L_0 : longueur développée.

$$L_0 = L' + L_2$$

$$\text{On a : } \text{tg} \alpha = \frac{H}{L} = \frac{90}{150} = 0,60 \Rightarrow \alpha = 30,96^\circ$$

$$L = 1.70 + (1.50 / \cos 30,96) + 2.00 = 5.45\text{m}$$

$$\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{545}{30} \leq e_p \leq \frac{545}{20} \Rightarrow 18,16\text{cm} \leq e_p \leq 27,25\text{cm}$$

🚧 On opte pour une paillasse d'épaisseur : **$e_p = 20\text{ cm}$**

III-2-3) Estimation des charges et surcharges :

Le calcul s'effectuera, pour une bande de (1m) d'embranchement et une bande de (1m) de projection horizontale de la volée. En considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple.

b) Charge permanente :

Revêtement de carrelage (2 cm) :	$22 \times 0.02 = 0.44 \text{ KN/m}^2$
Mortier de pose (2 cm) :	$20 \times 0.02 = 0.40 \text{ KN/m}^2$
Couche de sable (2 cm) :	$18 \times 0.02 = 0.36 \text{ KN/m}^2$
Enduit en plâtre (2 cm) :	$10 \times 0.02 = 0.20 \text{ KN/m}^2$
Charge totale :	$G_r = 1,40 \text{ KN/m}^2$

• **La volée :**

Poids de la pailleasse :..... $\gamma_{ba} \times \frac{e_{pailleasse}}{\cos \beta} \times 1m = 25 \times \frac{0,20}{\cos 30,96^\circ} \times 1 = 5,83 \text{ KN / ml.}$

Poids des marches :..... $\gamma_b \times \frac{h}{2} \times 1m = 25 \times \frac{0,17}{2} \times 1 = 2.125 \text{ KN / ml.}$

Garde corps :..... $G_{Gc} \times 1m = 0,2 \times 1 = 0,20 \text{ KN / ml.}$

Poids des revêtements : $G_r \times 1m = 1,40 \times 1 = 1,40 \text{ KN / ml.}$

Poids total de la volée :..... **$G_2 = 9,55 \text{ KN/ml.}$**

• **Le palier :**

Poids propre de la dalle pleine:..... $\rho_{ba} \times e_{palier} \times 1m = 25 \times 0,20 \times 1 = 5 \text{ KN / ml.}$

Revêtement :..... $G_r \times 1m = 1,40 \times 1 = 1,40 \text{ KN / ml.}$

Poids total du palier :..... **$G_1 = 6,4 \text{ KN/ml.}$**

b) Les charges d'exploitations : (Art. 7.2.1 / DTR B.C.2.2)

La surcharge d'exploitation des escaliers donnés par le DTR B.C.2.2 est :

$Q = 2.5 \times 1m = 2.5 \text{ KN/ml} \quad \mathbf{Q = 2.5 \text{ KN/ml}}$


3.2.4) Combinaisons des charges :

• **ELU :**

Volée : $q_{1u} = 1,35G_2 + 1,5Q = 1,35 \times 9,55 + 1,5 \times 2,5 = 16,64 \text{ KN/ml.}$

Palier: $q_{2u} = 1,35G_1 + 1,5Q = 1,35 \times 6,4 + 1,5 \times 2,5 = 12,39 \text{ KN/ml.}$

La charge concentrée : $q_u = 1,35 G_{mur} (3,06 - ep) = 1,35 \times 2,40(3,06 - 0.20) = 9,26 \text{ KN.}$

 (Voir chapitre II)

• **ELS :**

Volée : $q_{1s} = G_2 + Q = 9,55 + 2,5 = 12,05 \text{ KN/ml.}$

Palier : $q_{2s} = G_1 + Q = 6,4 + 2,5 = 8,9 \text{ KN/ml.}$

La charge concentrée : $q_s = G_{mur} (3,06 - ep) = 6,86 \text{ KN.}$

3.2.5) Détermination des sollicitations de calcul :

Pour déterminer les efforts dans la volée et les paliers, on fera référence aux lois de RDM en prenant l'ensemble (palier + volée + palier) comme une poutre isostatique partiellement encastré aux appuis.

- **ELU :**

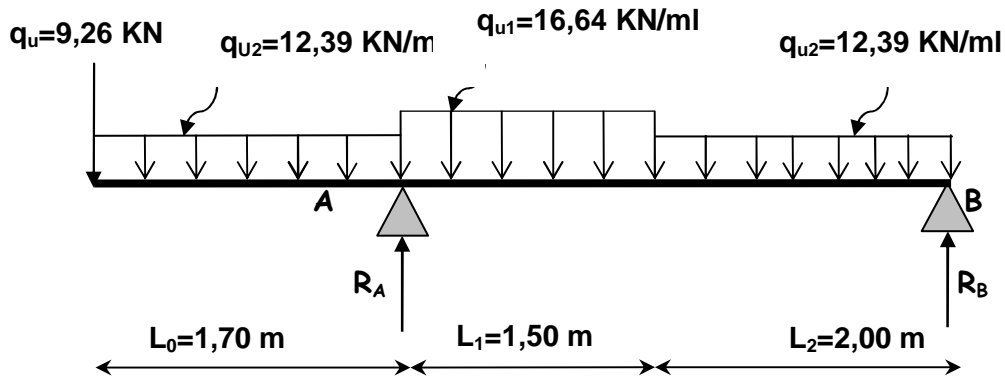


Schéma de chargement à l'ELU

Réactions d'appuis :

$$\sum F_{/y} = 0 \Rightarrow R_A + R_B - 9,26 - 12,39 \times 1,70 - 16,64 \times 1,50 - 12,39 \times 2,00 = 0$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 80,06 \text{ KN} \dots \dots \dots (*)$$

$$\sum M' /_A = 0 \Rightarrow -R_B \times 3,50 - 9,26 \times 1,70 - 12,39 \frac{1,7^2}{2} + 16,64 \times \frac{1,50^2}{2} + 12,39 \times 2,00 \times \left(\frac{2,00}{2} + 1,50 \right) = 0$$

$$R_B = \frac{47,02}{3,50} = 13,43 \text{ KN} \Rightarrow \mathbf{R_B = 13,43 \text{ KN.}}$$

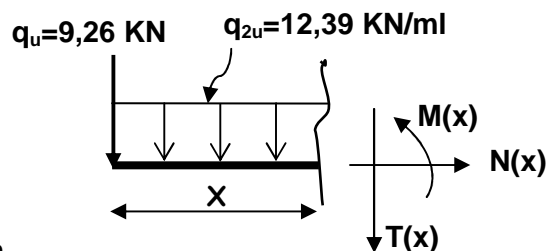
$$(*) \Rightarrow R_A + 13,43 = 80,06 \Rightarrow \mathbf{R_A = 66,63 \text{ KN.}}$$

Efforts internes :

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1,70\text{m}$ (de gauche à droite)

$$T(x) = -q_u - q_{2u} \times \begin{cases} T(x=0) = -9,26 \text{ KN} \\ T(x=1,7\text{m}) = -30,32 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = -q_u x - q_{2u} \frac{x^2}{2} \begin{cases} M(x=0) = 0 \\ M(x=1,7\text{m}) = -33,64 \text{ KN.m} \end{cases}$$



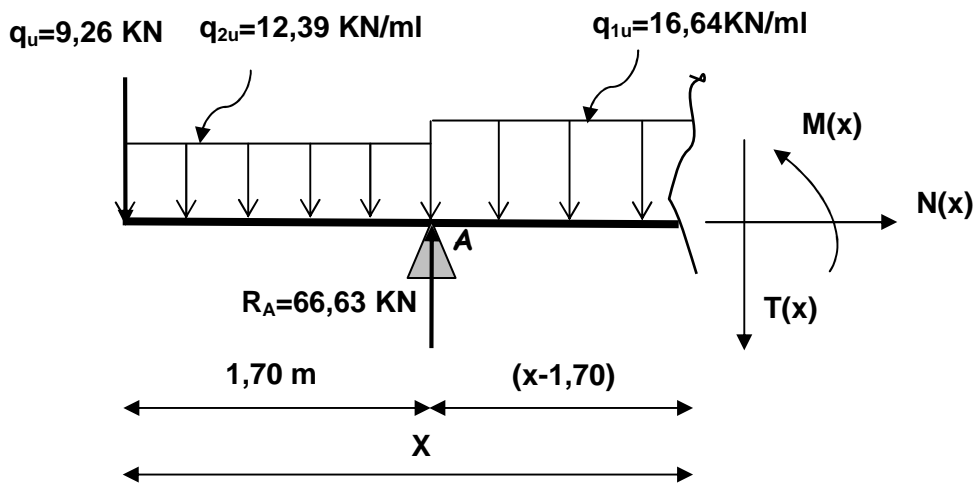
2^{ème} tronçon : $1,70 \leq x \leq 3,20\text{m}$ (de gauche à droite)

$$T(x) = R_A - q_u - q_{2u}x + q_{1u}(x - 1,7)$$

$$T(x) = -16,64(x - 1,70) + 36,30 \quad \left\{ \begin{array}{l} T(x=1,7\text{m}) = 36,30 \text{ KN} \\ T(x=3,20\text{m}) = 11,35 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$M(x) = R_A(x - 1,7) - q_u x - q_{2u}x(1,7 - \frac{x - 1,7}{2}) - q_{1u} \frac{(x - 1,7)^2}{2}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M(x=1,7\text{m}) = -33,64 \text{ KN.m} \\ M(x=3,2\text{m}) = 2,10 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$



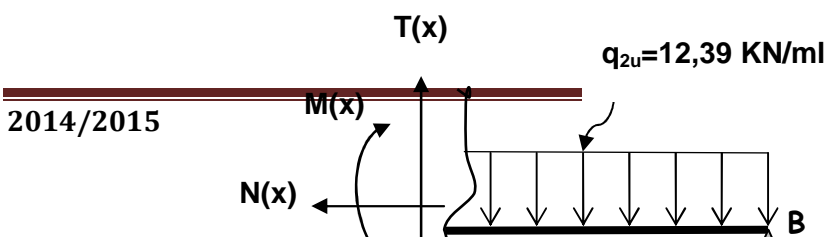
3^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 2,00\text{m}$ (de droite à gauche)

$$T(x) = q_{1u} x - R_B$$

$$T(x) = 12,39 x - 13,43 \quad \left\{ \begin{array}{l} T(x=0) = -13,43 \text{ KN} \\ T(x=1,45\text{m}) = 11,35 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$M(x) = q_{1u} \frac{x^2}{2} - R_B x$$

$$M(x) = -12,39 \frac{x^2}{2} + 13,43 x \quad \left\{ \begin{array}{l} M(x=0) = 0 \\ M(x=2,00\text{m}) = 2,10 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$



- Calcul de M_{max} :

À $T(x) = 0 \Rightarrow -16,64x + 64,59 = 0 \Rightarrow x = 3,88m$

$M(3,88m) = -6,195x^2 - 13,43x = 41,15KN.m$

$q_u = 9,26 \text{ KN}$ $q_{u2} = 12,39 \text{ KN/ml}$ $q_{u1} = 16,64 \text{ KN/ml}$ $q_{u2} = 12,39 \text{ KN/ml}$

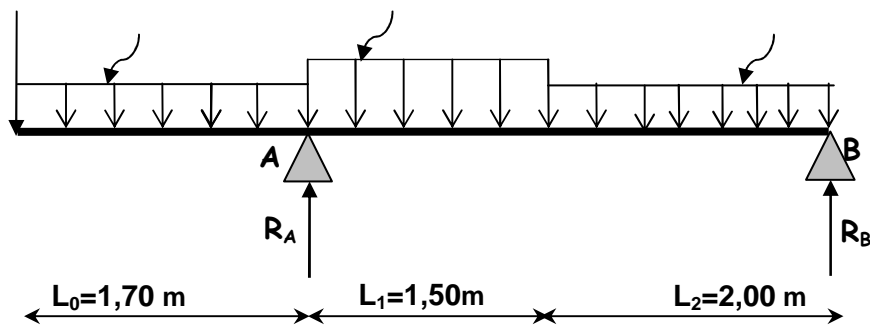
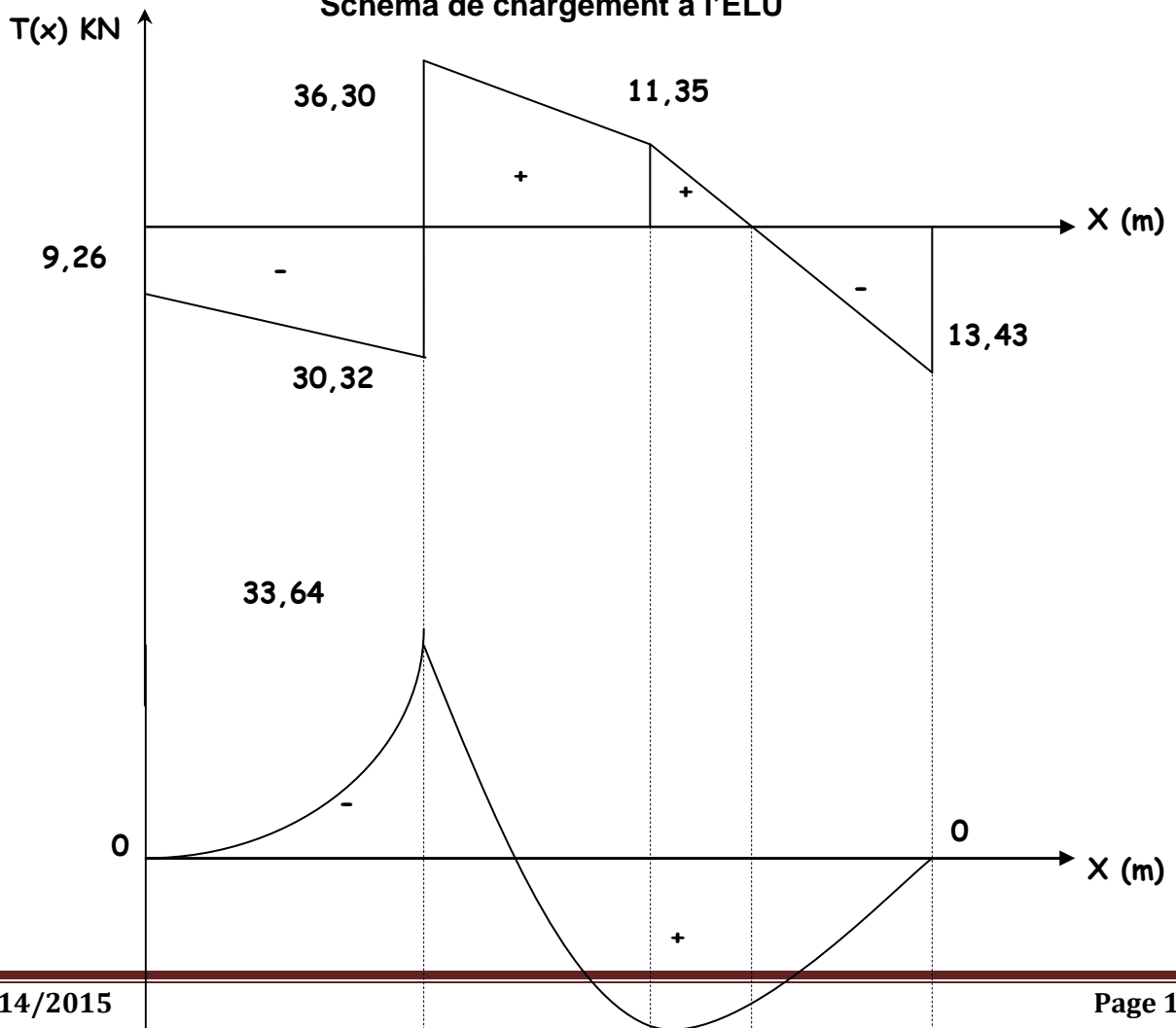
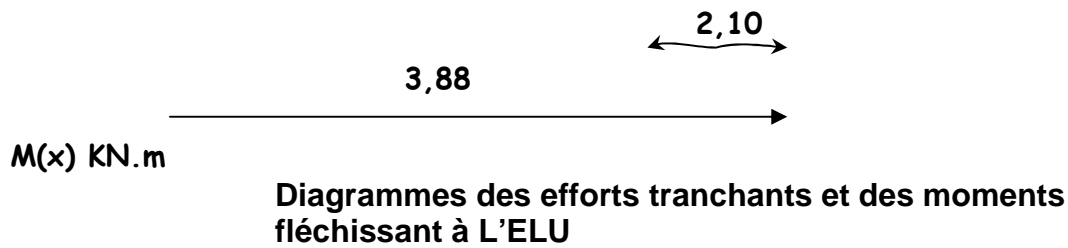


Schéma de chargement à l'ELU





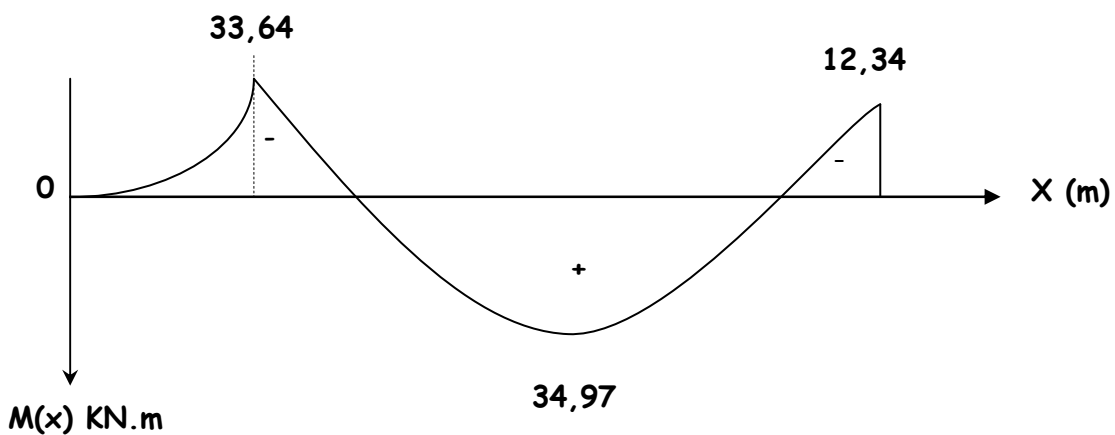
Afin de tenir compte des semis encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs :

- **Aux appuis :**

$$M_{uA} = -0,3 M_{max} = -0,3 \times 41,15 = -12,34 \text{ KNm}$$

- **en travée :** $M_{ut} = 0,85 M_{max} = 0,85 \times 41,15 = 34,97 \text{ KNm}$

les résultats trouvés figurent sur le diagramme des moments fléchissant ci-dessous :



3.2.6) Calcul des armatures à l'ELU :

Le calcul se fera en flexion simple pour une bande de largeur ($b=1\text{m}$) et d'épaisseur ($e_p = 20\text{cm}$)

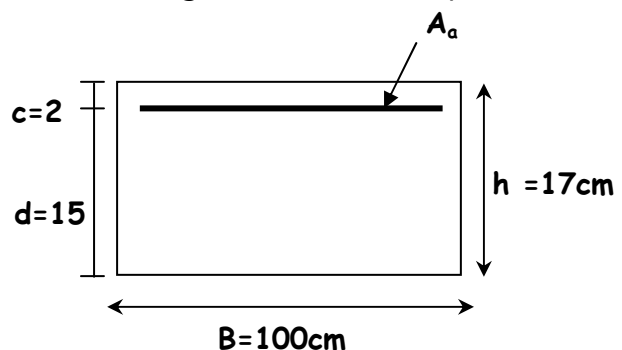
✓ **Aux appuis :** $M_{ua} = 12,34 \text{ KN.m}$

• Armatures principales :

$$\mu = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{12,34 \times 10^3}{100 \times 15^2 \times 14,2} = 0,038$$

$\mu = 0,038 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow$ La section est simplement armée (S.S.A)

Du tableau : $\mu = 0,038 \Rightarrow \beta = 0,981$



$$A_a = \frac{M_{ua}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{12,34 \times 10}{0,981 \times 15 \times 348} = 2,40 \text{ cm}^2$$

On opte pour 4HA10 ($A_a = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$) ; Avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$.

- Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{2,40}{4} = 0,60 \text{ cm}^2$$

On opte pour 4HA8 ($A_r = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$) ; Avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$.

- ✓ **En travées** : $M_t = 34,97 \text{ KN.m}$

- Armatures principales :

$$\mu = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{34,97 \times 10^3}{100 \times 15^2 \times 14,2} = 0,109$$

$\mu = 0,109 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow$ La section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu = 0,109 \Rightarrow \beta = 0,942$$

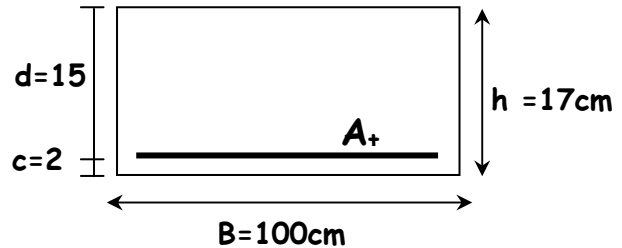
$$A_t = \frac{M_{ut}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{34,97 \times 10^3}{0,942 \times 15 \times 348} = 7,11 \text{ cm}^2$$

On opte pour 5HA14 ($A_t = 7,70 \text{ cm}^2 / \text{ml}$) ; Avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$.

- Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{7,70}{4} = 1,925 \text{ cm}^2$$

On opte pour 5HA10 ($A_r = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$) ; Avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$.



3.2.7) Vérification à l'ELU :

- **Condition de non fragilité** : (BEAL 91 / Art. A.4.2.1)

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

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

- Aux appuis : $A_a = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,81 \text{ cm}^2$

Condition vérifiée

- En travées : $A_t = 7,70 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,81 \text{ cm}^2$

Condition vérifiée

- **Espacement des barres** : (BAEL 91/Art A.8.2.42)

- Armatures principales :

Aux appuis : $S_t = 20 \text{ cm}$

$$< \text{Min} \{3h, 33\text{cm}\} = 33\text{cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

En travées : $S_t = 20\text{cm}$

- Armatures de répartition

$$\left. \begin{array}{l} \text{Aux appuis : } S_t = 20\text{cm} \\ \text{En travées : } S_t = 20\text{cm} \end{array} \right\} < \text{Min} \{4h, 45\text{cm}\} = 45\text{cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

• **Vérification de la contrainte de cisaillement : (BAEL91/Art. A.5.1,1)**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u$$

Pour les fissurations non préjudiciables : **(BAEL91/Art A.5.1,211)**

$$\text{donc : } \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28}; 5\text{MPa} \right) = \min \left(\frac{0,2}{1,5} \times 25; 5\text{MPa} \right) = 3,33\text{MPa}$$

Effort tranchant : $V_{u\max} = 36,30 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_0 d} = \frac{36,30 \times 10^3}{1000 \times 150} = 0,242 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,242\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres:**
(BAEL 91/Art A.6.1,3)

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

Avec : $\Psi_s = 1.5$ (Acier de haute adhérence).

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

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

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 5 \times 3,14 \times 1,4 = 21,98\text{cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{36,30 \times 10^3}{0,9 \times 150 \times 219,8} = 1,22 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,14\text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15\text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

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

- **Ancrage des barres aux appuis : (BAEL 91/Art. A.6.1,22)**

La longueur de scellement droit :

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

$$\bar{\tau}_{se} = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \cdot (1,5)^2 \cdot 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{se}} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,84} = 49,38 \text{ cm}$$

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

$$L_c = 0,4 \cdot L_s = 0,4 \times 49,38 = 19,75 \text{ cm ; Soit : } \mathbf{L_c = 20 \text{ cm.}}$$

- **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis : (BAEL 91/Art A 5.1,3)**

3) sur le béton : (BAEL 91/Art A 5.1,313)

$$\text{On doit vérifier : } \sigma_{bc} = \frac{2 V_u}{b \times 0,9d} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2 V_u}{b \times 0,9d} = \frac{2 \times 36,30 \times 10^3}{1000 \times 0,9 \times 150} = 0,53 \text{ MPa}$$

$$\frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1,5} = 13,33 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2 V_u}{b \times 0,9d} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$0,53 \text{ MPa} < 13,33 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

4) Sur l'acier : (BAEL 91/Art A.5.1,312)

On doit prolonger les aciers au delà du bord de l'appui coté travée et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer l'effort tranchant V_u

$$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ min à ancrer}}$$

$$A_{st \text{ min à ancrer}} \geq \frac{V_u^{\max}}{\sigma_{st}} = \frac{36,30 \times 10^3}{348 \times 100} = 1,04 \text{ cm}^2$$

$A_{st \text{ adopté}} = 3,93 \text{ cm}^2 > A_{st \text{ min à ancrer}} = 1,04 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Les armatures inférieures ancrées sont suffisante

• **ELS:**

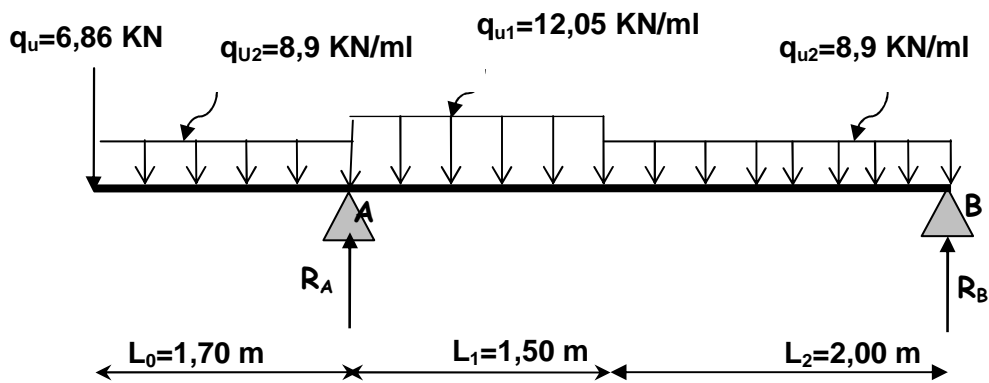


Schéma de chargement à l'ELS

Réactions d'appuis :

$$\sum F_{/y} = 0 \Rightarrow R_A + R_B - 6,86 - 8,9 \times 1,70 - 12,05 \times 1,50 - 8,9 \times 2,00 = 0$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 57,86 \text{ KN} \dots \dots \dots (*)$$

$$\sum M' /_A = 0 \Rightarrow -R_B \times 3,50 - 6,86 \times 1,70 - 8,9 \times \frac{1,7^2}{2} + 12,05 \times \frac{1,50^2}{2} + 8,9 \times 2,00 \times \left(\frac{2,00}{2} + 1,50 \right) = 0$$

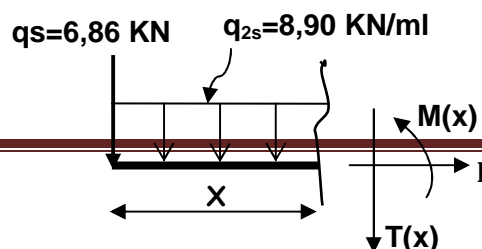
$$\Rightarrow R_B = \frac{33,53}{3,50} = 9,58 \text{ KN} \Rightarrow \mathbf{R_B = 9,58 \text{ KN}}$$

$$(*) \Rightarrow R_A + 9,58 = 57,86 \Rightarrow \mathbf{R_A = 48,28 \text{ KN}}$$

Efforts internes :

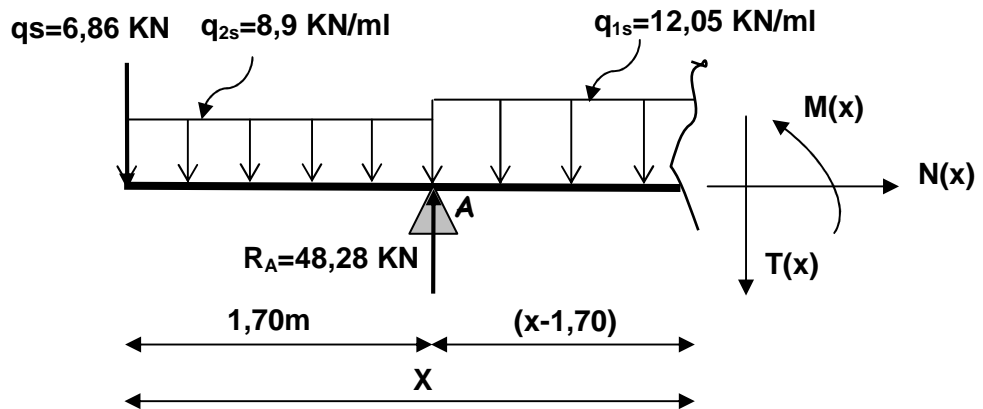
1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1,70\text{m}$ (de gauche à droite)

$$T(x) = -q_s - q_{2s} \times \begin{cases} T(x=0) = -6,86 \text{ KN} \\ T(x=1,7\text{m}) = -21,99 \text{ KN} \end{cases}$$



$$M(x) = -q_s x - q_{2s} \frac{x^2}{2} \left\{ \begin{array}{l} M(x=0) = 0 \\ M(x=1,7m) = -24,52 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

2^{ème} tronçon : $1,70 \leq x \leq 3,20m$ (de gauche à droite)



$$T(x) = R_A - q_s - q_{2s} \times 1,7 - q_{1s} (x - 1,7)$$

$$T(x) = -12,05(x-1,70) + 26,29 \left\{ \begin{array}{l} T(1,70m) = 26,29 \text{ KNm} \\ T(3,20) = 8,22 \text{ KNm} \end{array} \right.$$

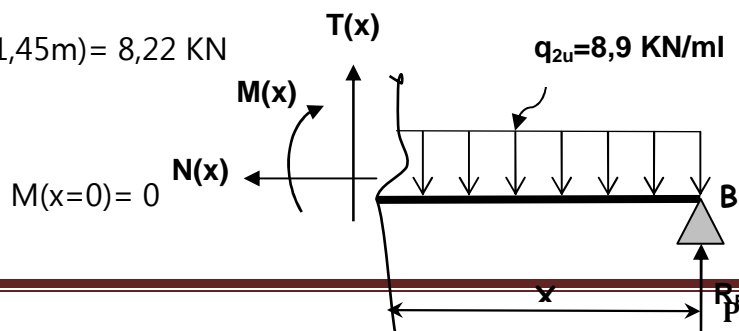
$$M(x) = R_A(x-1,7) - q_s x - q_{2s} \times 1,7 \left(x - \frac{1,7}{2} \right) - q_{1s} \frac{(x-1,7)^2}{2}$$

$$M(x) = -6,025x^2 + 46,77x - 86,62 \left\{ \begin{array}{l} M(x=1,7m) = -24,52 \text{ KN.m} \\ M(x=3,20m) = 1,35 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

3^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 2,00m$ (de droite à gauche)

$$T(x) = q_{1s} x - R_B \left\{ \begin{array}{l} T(x=0) = -9,58 \text{ KN} \\ T(x=1,45m) = 8,22 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$M(x) = q_{1s} \frac{x^2}{2} - R_B x$$



$$M(x) = -8,9 \frac{x^2}{2} + 9,58x$$

$$M(x=1,65\text{m}) = 1,36\text{KN.m}$$

-Calcul de M_{\max} :

$$\text{À } T(x) = 0 \Rightarrow -12,05x + 46,78 = 0 \Rightarrow x = 3,88\text{m}$$

$$M(4,13\text{m}) = -6,025x^2 + 46,77x - 86,62$$

$$M(x=3,79\text{m}) = 4,14 \text{ KNm} = M_{\max}$$

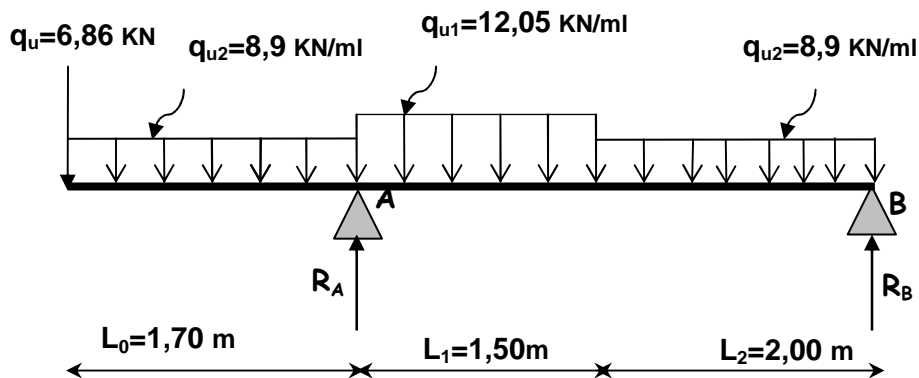
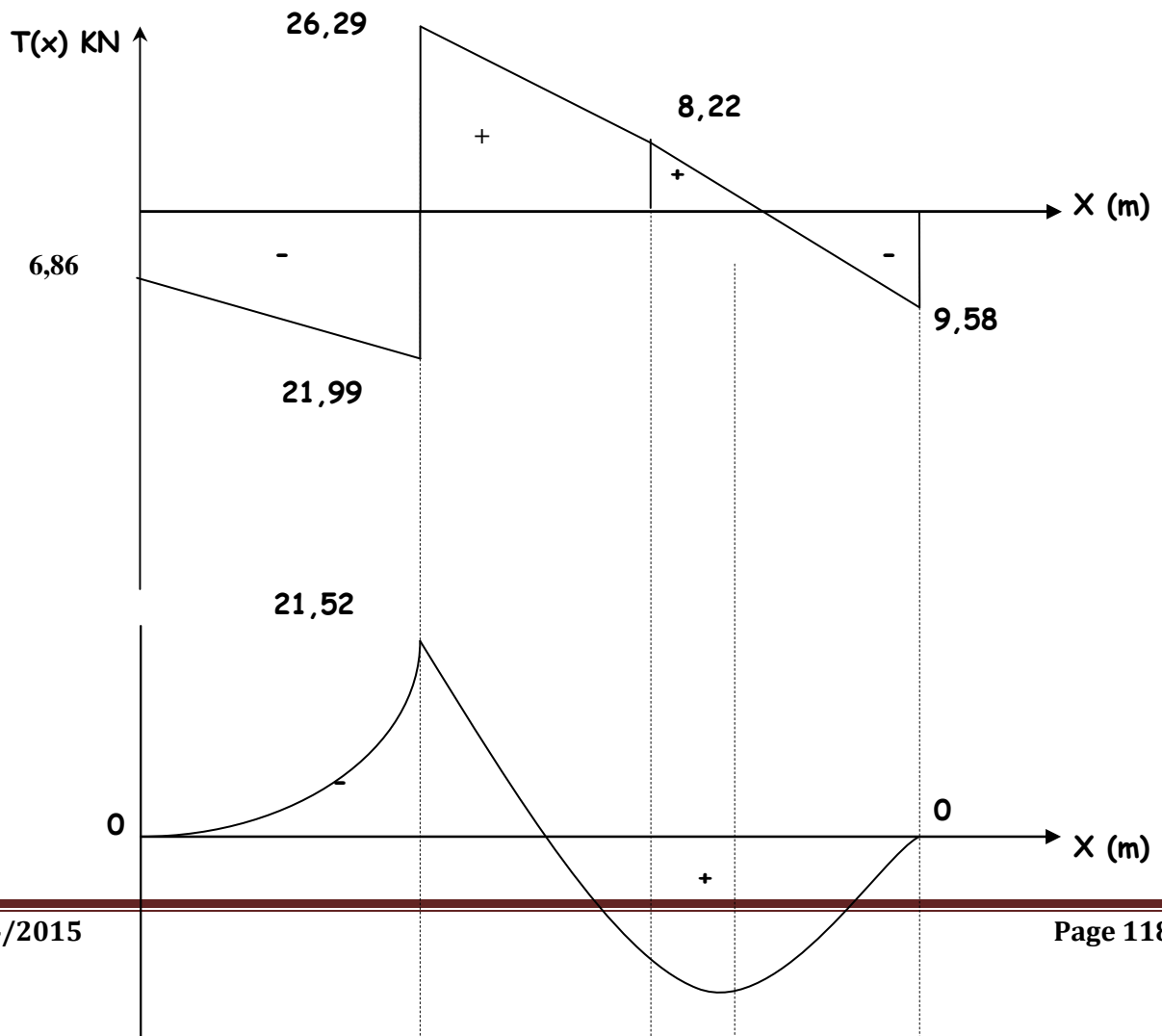
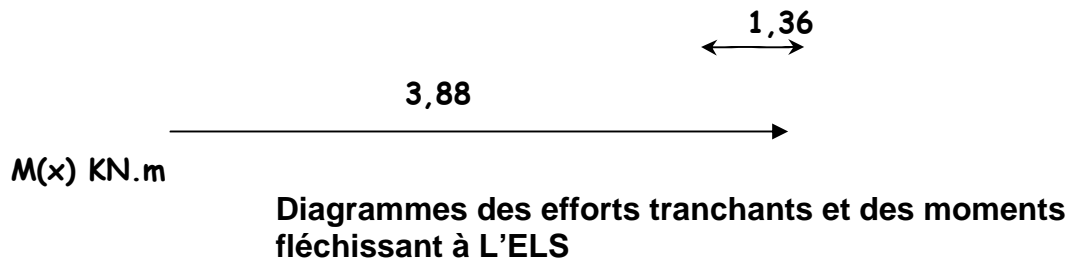


Schéma de chargement à l'ELS

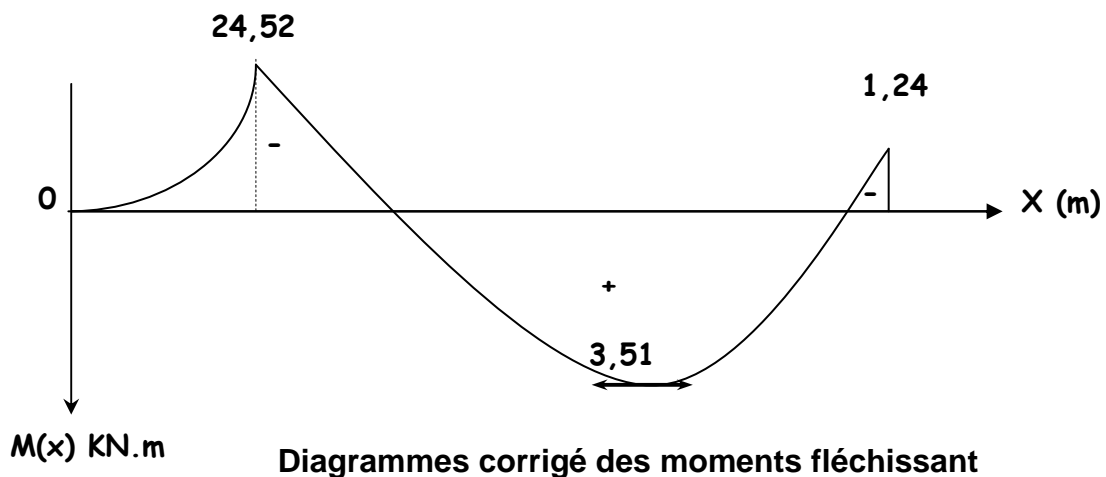




Afin de tenir compte des semis encastrement aux extrémités, on porte une correction des moments à l'aide des coefficients réducteurs :

- **Aux appuis** : $M_{uA} = -21,80\text{KNm}$
 $M_{uB} = -0,3 M_{\max} = -0,3 \times 4,14 = -1,24 \text{ KNm}$
- **en travée** : $M_{ut} = 0,85 M_{\max} = 0,85 \times 4,14 = 3,51\text{KNm}$

les résultats trouvés figurent sur le diagramme des moments fléchissant ci-dessous :



3.5.7) Vérification à l'ELS :

➤ **Ferraillage**

Les moments calculés à L'ELS sont inférieurs à ceux calculés à L'ELU, nous garderons le même ferraillage

➤ **Etat limite de résistance de béton à la compression :**
 (Art.4.5, 2/BAEL 91 modifié 99)

La contrainte de compression est limitée à :

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

La fissuration étant peu nuisible, on doit vérifier $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{bd} = \frac{100 \times 7,70}{100 \times 15} = 0,513 \implies K_1 = 31,30 \text{ et } \beta_1 = 0,892$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_s} = \frac{3,51 \times 10^3}{0,892 \times 15 \times 7,70} = 34,07 \text{ MPa} \implies \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \quad \text{OK}$$

La contrainte dans le béton est : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{34,07}{31,30} = 1,08 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \text{ OK}$

➤ **Vérification de la flèche :**

Les règles (Art.6.5, 2 / BAEL 91 modifié 99), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{15} \\ \frac{h}{L} \leq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{ MPa} \end{array} \right.$$

- Avec **h** : hauteur totale (20 cm)
- L** : portée entre nus d'appuis (L = 3,50 m) ;
- M_t** : moment max en travée (M_t = 3,51) ;
- M₀** : moment max de la travée isostatique ;
- A** : section des armatures ;

- b** : largeur de la section ;
- d** : hauteur utile de la section droite.

$$\frac{h}{L} = \frac{17}{350} = 0,0485 \leq \frac{1}{15} = 0,0666 \implies \text{La condition n'est pas vérifiée ;}$$

Donc, on doit calculer la flèche.

$$f \leq \bar{f} = 0,5 \text{ cm} + \frac{L}{1000} = 0,5 \text{ cm} + \frac{350}{1000} = 0,85 \text{ cm}$$

$$f = \frac{M_t^s L^2}{10 E_v I_{fv}} \leq \bar{f}$$

E_v : module de déformation longitudinale du béton.

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,865 \text{ MPa.}$$

\bar{f} : La flèche admissible ;

E_v : module de déformation différée ;

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

I_{fv} : moment d'inertie totale de la section homogénéisée par rapport au CDG de la section ;

V₁ : position de l'axe neutre $V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$;

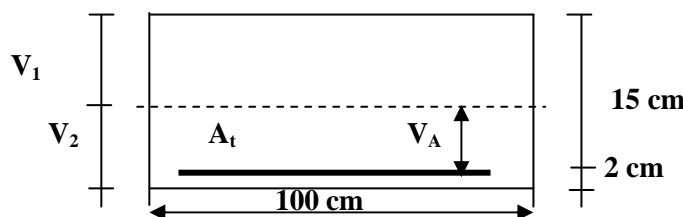


Fig-III-3-7) schéma de calcul des escaliers

$$V_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_t d}{B_0}$$

B_0 : aire de la section homogène.

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

A_t : section d'armatures tendues

$$B_0 = b.h + 15A_t = 100 \times 17 + 15 \times 7,70 = 1815,5 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{\frac{100 \times 17^2}{2} + 15 \times 7,70 \times 15}{1815,5} = 8,91 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 17 - 8,91 = 8,09 \text{ cm}$$

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

I_0 : moment d'inertie de la section homogénéisée calculé par rapport au centre de gravité de la section.

$$I_0 = \frac{100}{3}(8,91^3 + 8,09^3) + 15 \times 7,7(6,09)^2 = 67315,02 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_t}{bd} = \frac{7,70}{100 \times 15} = 0,0051 \text{ } \rho\% = 0,51$$

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

$$\sigma_s = \frac{M_t^s}{\beta d A_t} = \frac{3,51 \times 10^6}{0,892 \times 150 \times 770} = 34,07 \text{ MPa}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{(2 + \frac{3b}{b})\rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{(2 + \frac{3 \times 100}{100})0,51} = 0,0164$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4\rho \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\} = 0,95$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1,1 \times 67315,02}{1 + 0,0164 \times 0,95} = 72910,57 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{M_t^s L^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{3,51 \times 10^5 (350)^2}{10 \times 1081886 \times 72910,57 \times 10^2} = 0,05 \text{ cm}$$

$$f = 0,05 \text{ mm} \leq \bar{f} = 0,85 \text{ mm}$$

Donc la condition de la flèche est vérifiée.

Conclusion :

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

3.4) Acrotère :

L'acrotère est un élément non structural de la structure (il ne fait pas partie du système de contreventement). Il assure la sécurité au niveau de la terrasse.

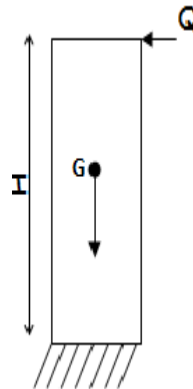
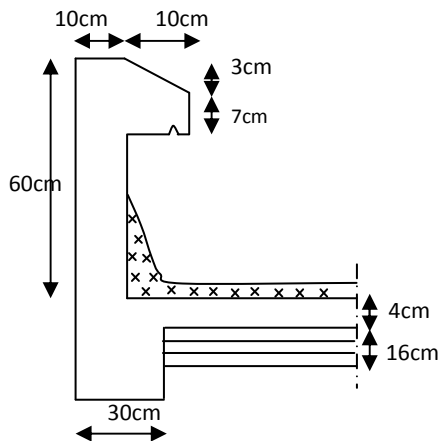
L'acrotère est assimilé à une console encastrée au niveau de la poutre du plancher terrasse.

Son ferrailage se calcule sous l'effet de :

- L'effort normal G dû à son poids propre.
- La poussée Q due à la main courante.

Une vérification para port à l'effort sismique.

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc les fissurations sont préjudiciables et le calcul se fera à L'ELU et à L'ELS pour une bande de 1m.



Coupe transversale de

3.4.1) Détermination des sollicitations :

$$G = S \cdot \gamma_b \cdot 1ml$$

Avec : G : La charge permanente.

S : La surface de l'acrotère.

γ_b : Le poids volumique du béton qui est égale à 25 KN/m^3 .

$$S = \left[(0,6 \times 0,1) + (0,07 \times 0,1) - \left(\frac{0,03 \times 0,10}{2} \right) \right] = 0,0685 \text{ m}^2$$

$$G = 0,0685 \times 25 \times 1 \text{ m} = 1,7125 \text{ KN / ml}$$

- Surcharge due à la poussée latérale $Q : Q = 1 \text{ KN/ml}$
- Moment de renversement M_Q dû à la base: $M_Q = Q \times h = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.m}$
- Effort normal dû au poids propre G a la base : $N_G = G \times 1 \text{ ml} = 1.7125 \text{ KN}$
- Effort tranchant dû à la surcharge $Q : T_Q = Q \times 1 \text{ ml} = 1 \text{ KN}$
- Moment de flexion dû à $G : M_G = 0$

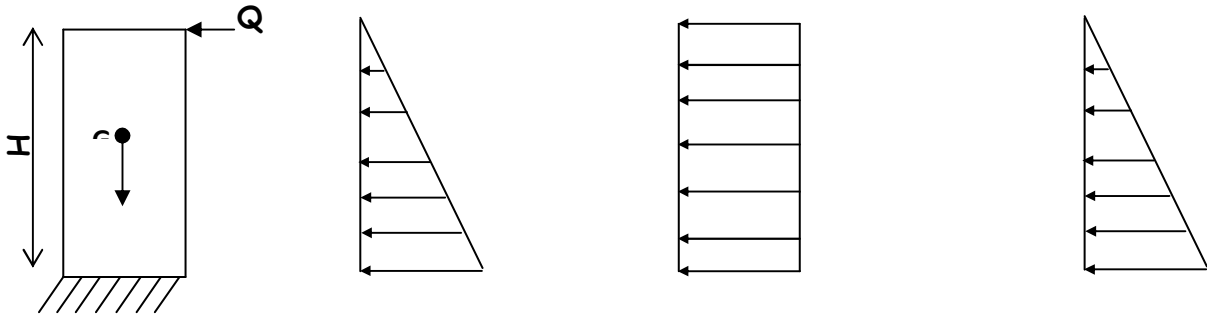


Diagramme des moments

Diagramme des efforts tranchants $T=Q=1 \text{ [KN]}$

Diagramme des Efforts normaux $N=G$

3.4.2) Combinaisons des charges :

1) à L'ELU:
$$\begin{cases} N_u = 1,35 N_G = 1,35 \times 1,7125 = 2.312 \text{ KN} \\ M_u = 1,5 M_Q = 1,5 \times 0,6 = 0,90 \text{ KN.m} \end{cases}$$

2) à L'ELS:
$$\begin{cases} N_s = N_G = 1,7125 \text{ KN} \\ M_s = M_Q = 0,6 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ **Ferraillage :**

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

• **Remarque :**

Les résultats des sollicitations se résument en un effort normal de compression N et un moment de flexion M .

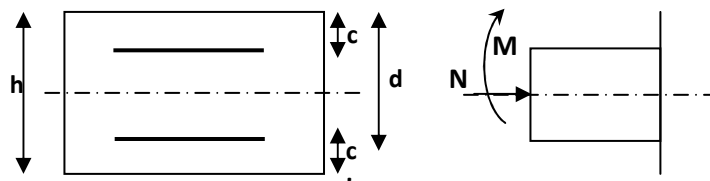
Il consiste à l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée.

$h = 10 \text{ cm}$ (épaisseur de l'acrotère)

$b = 100 \text{ cm}$ (longueur de la section)

$d = h - c = 8 \text{ cm}$

$c = 2 \text{ cm}$



M_f : Moment fictif calculé par rapport au C.D.G des armatures tendues.

e : Excentricité

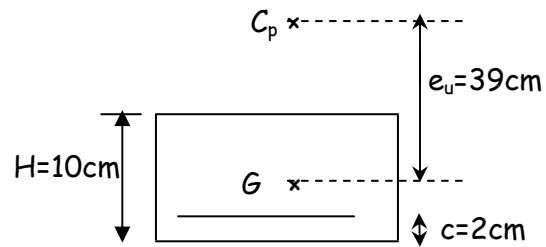
➤ **Calcul de l'excentricité :**

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

$$e_u = \frac{0.90 \times 10^2}{2.312} = 38.92 \text{ cm} = 39 \text{ cm}$$

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

$$e_u = 38 \text{ cm} > h/2 - c = 3 \text{ cm}$$



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

D'où elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f puis on se ramène à la flexion composée.

a) Calcul en flexion simple :

$$g = e_u + \frac{h}{2} - c = 39 + \frac{10}{2} - 2 = 42 \text{ cm}$$

-Moment fictif : $M_f = N_u \times g = 2.312 \times 0.42 = 0.971 \text{ KN.m}$

$$\mu_u = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,971 \times 10^6}{1000 \times (80)^2 \times 14,2} = 0,010$$

$\mu_u = 0,0106 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow$ la section est simplement armée (SSA).

$$\mu_u = 0,010 \Rightarrow \beta = 0,995$$

- Les armatures fictives :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{0,971 \times 10^3}{0,995 \times 8 \times 348} = 0,35 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_f = 0,35 \text{ cm}^2$$

b) Calcul en flexion composée :

La section réelle des armatures :

$$A_u = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,35 - \frac{2,312 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0,28 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_u = 0,28 \text{ cm}^2 \text{ avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} =$$

348 MPa.

3.4.3) Vérification à l'ELU :

- **Condition de non fragilité : (BEAL91/Art A.4.2.1)**

$$A_{\min} = 0,23bd \times \frac{f_{t28} e_s - 0,455d}{f_e e_s - 0,185d} = 0,23 \times 100 \times 8 \times \frac{2,1}{400} \times \frac{35,03 - 0,455 \times 8}{35,03 - 0,185 \times 8} = 0,90 \text{ cm}^2$$

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

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

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6 \times 100}{1,7125} = 35,03 \text{ cm}$$

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

$$A_{\min} = 0,90 \text{ cm}^2 > A_{\text{calculer}} = 0,28 \text{ cm}^2$$

Par conséquent nous prenons :

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

$$\text{Soit : } 4\text{HA}10 \Rightarrow A_u = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ avec un espacement } S_t = 20 \text{ cm}$$

Armatures de répartition :

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

$$\text{Soit : } 4\text{HA}8 \Rightarrow A_r = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ repartir sur } 60 \text{ cm de hauteur avec un espacement : } S_t = \frac{60}{3} = 20 \text{ cm}$$

- **Espacement des barres : (BAEL91/Art A.8.2.42)**

- Armatures principales : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min \{3h, 33 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm}$.
 - Armatures de répartition : $S_t = 20 \text{ cm} \leq \min \{4h, 45 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm}$.
- Les conditions sont vérifiées.

- **Vérification de la contrainte de cisaillement : (BAEL91/Art A.5.1,1)**

Nous avons une fissuration préjudiciable : (BAEL91 / Art A.5.1,211)

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

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

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0,01875 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$: La condition est vérifiée donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires \Rightarrow Le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement.

- **Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres: (BAEL 91/Art A.6.1,3)**

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

Avec : $\Psi_s = 1,5$ (Acier de haute adhérence).

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

$$\tau_{se} = \frac{V_y^{\max}}{0.9d \sum U_i} \quad \text{Avec } \sum U_i : \text{ Somme des périmètres utiles des barres}$$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 4 \times 3.14 \times 0.8 = 10.05 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 80 \times 100.5} = 0.21 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.21 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{ Condition vérifiée}$$

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

• **Ancrage des barres verticales : (BAEL91/Art. A.6.1,22)**

$$\text{La longueur de scellement droit : } L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_{se}}$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_{se} = 0.6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \cdot (1.5)^2 \cdot 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2.84} = 28.17 \text{ cm}$$

Soit : $L_s = 29 \text{ cm}$.

3.4.4) Vérification des contraintes à L'E L S :

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$N_s = 1.7123 \text{ KN}$$

$$M_s = 0.6 \text{ KN/m}$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.6 \times 100}{1.7125} = 35.03 \text{ cm}$$

$$e_s = 34.19 \text{ cm} > \frac{h}{6} = \frac{10}{6} = 1.67 \text{ cm} \quad \Rightarrow \text{ La section est partiellement comprimée.}$$

$$\text{On doit vérifier : } \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

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

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

$$\sigma_{sc} \leq \bar{\sigma}_{sc} \text{ il n'y a pas lieu de vérifier cette condition car il n'y a pas acier comprimée. (SSA)}$$

a) contrainte limite dans l'acier : (BAEL91/ArtA.4.5,2)

$$\text{On doit donc s'assurer que : } \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

$$\text{fissuration préjudiciable } \Rightarrow \text{ (BAEL91/Art A.4.5,34)}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max (0.5 f_e ; 110 \sqrt{n \cdot f_{t28}}) \right\}$$

Avec : η : coefficient de fissuration

$$\eta = 1.6 \text{ pour (acier HA). } \phi \geq 6 \text{ mm}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ 266.67 ; 201.63 \right\} \Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A}$$

$$M_s = 0,6 \text{ KN.m} \quad A_u = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_u}{b d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 8} = 0,398$$

$$\rho_1 = 0,398 \Rightarrow K_1 = 36,55 \Rightarrow \beta_1 = 0,903$$

$$\sigma_{st} = \frac{0,6 \times 10^3}{0,903 \times 8 \times 3,14} = 26,45 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} =$$

$$26,45 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) contrainte limite dans le béton comprimé: (BAEL91/ArtA.4.5,2)

On doit donc s'assurer que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$K_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}}; \text{ donc } : \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{26,45}{36,55} = 0,723 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,723 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• **vérification de l'acrotère au séisme : [Art.6.2.3 RPA99 version 2003]**

✓ **Calcul de la force sismique :**

L'acrotère est un élément non structural soumis à une force horizontale.

Le RPA préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces sismiques suivant la formule :

$$F_p$$

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

$$A = 0,15 \quad (\text{Zone II})$$

$$C_p = 0,3 \quad (\text{Facteur des forces horizontales pour les éléments secondaires}).$$

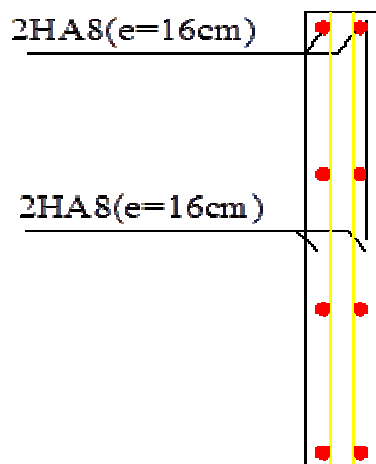
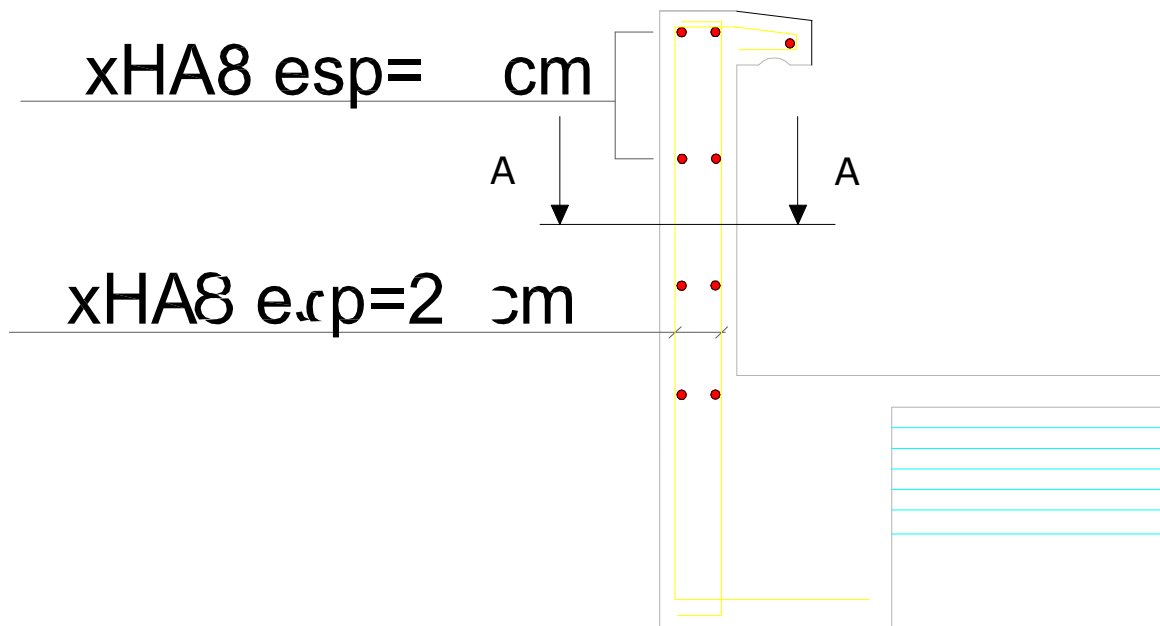
$$W_p = 1,7125 \text{ KN/ml. (Poids de l'élément).}$$

$$\text{Donc} : F_p = 4 \times 0,3 \times 0,15 \times 1,7125 = 0,308 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml.}$$

La condition étant vérifiée, donc l'acrotère sera calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique d'où le calcul au séisme est inutile.

On opte pour le ferrailage adopté précédemment :

- Armatures principales : $4HA10/ml = 3,14cm^2/ml$ avec un espacement de **20 cm**.
- Armatures secondaires : $4HA8/ml = 2,01cm^2/ml$ avec un espacement de **20 cm**.



Coupe A-A

3.5) La salle machine :

L'Ascenseur est un appareil servant à déplacer verticalement des personnes ou des charges vers l'ensemble des étages de l'immeuble, c'est souvent un matériel muni de dispositif de sécurité.

3.5.1) Les caractéristiques de l'ascenseur :

Notre bâtiment comporte une cage d'ascenseur, et une dalle pleine est nécessaire pour le matériel de dimensions $(1,70 \times 1,95) \text{ m}^2$.

En plus de son poids propre, la dalle est soumise à un chargement localisé au centre du panneau estimée à 8 tonnes, répartie sur une surface de $(0,8 \times 0,8) \text{ m}^2$ transmise par le système de levage de l'ascenseur.

L'étude du panneau de dalle se fera à l'aide des tables de PIGEAUD, qui donnent des coefficients permettant de calculer les moments engendrés par les charges localisées, suivant la petite et la grande portée.

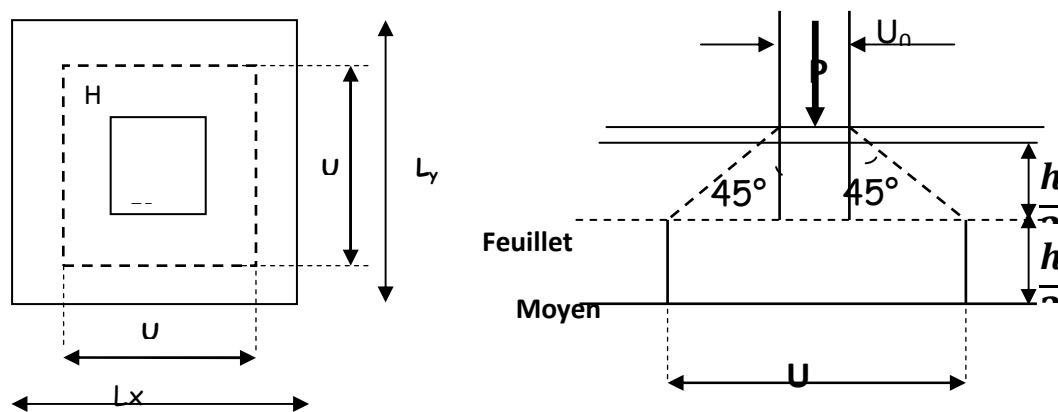
Les moments de flexion du panneau de dalle dans les deux sens sont donnés par la superposition des moments dus au poids propre et à la charge localisée.

3.5.2) Dimensionnement de l'ascenseur :

Epaisseur de la dalle :

$$h_0 \geq \frac{L_x}{30} = 195/30 = 6,5 \text{ cm.}$$

L'épaisseur minimale pour une dalle pleine est de 12cm selon le RPA ;
donc on prend une épaisseur de **15 cm**.



1 **Fig. 3.5.2** : schéma statique de la dalle de la salle machine.

Avec :

P : La charge totale centrée.

U et **V** : côtés du rectangle sur lequel s'applique la charge « **P** » compte tenu de la diffusion à 45° dans le revêtement et la dalle de béton, ils sont déterminés au feuillet moyen de la dalle.

U₀ et **V₀** : Dimensions de rectangle dans lequel la charge est centrée.

Les côtés **U₀** et **V₀** sont supposés parallèles respectivement à **L_x** et **L_y**

On a :

$$U = U_0 + kh_r + h_t = 80 + (2 \times 5) + 15 = 105 \text{ cm.}$$

$$V = V_0 + kh_r + h_t = 80 + (2 \times 5) + 15 = 105 \text{ cm.}$$

Avec : h_r : revêtement de la dalle (5cm).

3.5.3) Evaluation des moments M_x et M_y dus au système de levage :

La dalle repose sur 4 cotés, elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaques de **PIGEAUD**.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{170}{195} = 0,87$$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

a) Calcul des moments au centre du panneau :

Les moments sont donnés par les formules suivantes :

$$M_x = q_u (M_1 + \nu \cdot M_2)$$

$$M_y = q_u (\nu \cdot M_1 + M_2)$$

ν : Coefficient de Poisson $\rightarrow \begin{cases} \nu = 0 & \text{à l'ELU} \\ \nu = 0,2 & \text{à l'ELS.} \end{cases}$

M_1 et M_2 coefficients donnés en fonction de $(\rho; \frac{U}{l_x}; \frac{V}{l_y})$ à partir des abaques de

PIGEAUD après une interpolation On aura :

$$\left. \begin{array}{l} \rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,87 \\ \frac{U}{l_x} = \frac{105}{170} = 0,61 \\ \frac{V}{l_y} = \frac{105}{195} = 0,53 \end{array} \right\} M_1 = 0,095 \text{ et } M_2 = 0,067$$

- Calcul à l'ELU :

$$q_{u1} = 1,35 p = 1,35 \times 80 = 108 \text{ KN.}$$

$$M_{x1} = q_{u1} \times M_1 = 108 \times 0,095 = 10,26 \text{ KN.m.}$$

$$M_{y1} = q_{u1} \times M_2 = 108 \times 0,067 = 7,23 \text{ KN.m.}$$

a) **Calcul des moments dus au poids propre de la dalle :**

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times L^2_x.$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2}.$$

$$\rho = 0,87; \nu = 0 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0478 \\ \mu_y = 0,740 \end{cases}$$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times (0,15 \times 1 \times 25) + 1,5 \times 1 = 6,562 \text{ KN / ml}$$

$$M_{x2} = 0,0478 \times 6,562 \times 1,70^2 = 0,906 \text{ KN.m.}$$

$$M_{y2} = 0,740 \times 0,906 = 0,670 \text{ KN.m.}$$

❖ **Superposition des moments :**

$$M_x^{\text{ELU}} = M_{x1} + M_{x2} = 10,26 + 0,906 = 11,16 \text{ KN.m.}$$

$$M_y^{\text{ELU}} = M_{y1} + M_{y2} = 7,23 + 0,670 = 7,9 \text{ KN.m}$$

Pour tenir compte du semi encastrement de la dalle, on réduit les moments calculés (sur appuis et en travée).

• **En travée :**

$$M_x^t = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 11,16 = 9,48 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 7,9 = 6,71 \text{ KN.m.}$$

• **Aux appuis :**

$$M_x^a = 0,3 \times M_x = 0,3 \times 11,16 = 3,348 \text{ KN.m.}$$

$$M_y^a = 0,3 \times M_y = 0,3 \times 7,9 = 2,37 \text{ KN.m.}$$

Sens x-x :

➤ **En travée :**

$$M_x^t = 9,48 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{9,48 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,039 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0,039 \Rightarrow \beta = 0,980.$$

$$A_s^t = \frac{M_x^t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{8,48 \times 10^3}{0,986 \times 13 \times 348} = 2,13 \text{ cm}^2.$$

On opte pour 4HA10 ($A_t = 3,14 \text{ cm}^2$) ; avec un espacement de $S_t = 25 \text{ cm}$.

➤ **Aux appuis :**

$$M_x^a = 3,348 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{3,348 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,013 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0,014 \Rightarrow \beta = 0,993.$$

$$A_s^a = \frac{M_x^a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3,348 \times 10^3}{0,995 \times 13 \times 348} = 0,745 \text{ cm}^2.$$

On opte

pour 4HA10 ($A_t = 3,14 \text{ cm}^2$) ; avec un espacement de $S_t = 25 \text{ cm}$ **Sens y-y :**➤ **En travée :**

$$M_y^t = 6,71 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_y^t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{6,71 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,027 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

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

$$A_s^t = \frac{M_y^t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{6,71 \times 10^3}{0,990 \times 13 \times 348} = 1,50 \text{ cm}^2.$$

On opte pour 4HA10 ($A_t = 3,14 \text{ cm}^2$) . ; avec un espacement de $S_t = 25 \text{ cm}$ ➤ **Aux appuis :**

$$M_y^a = 2,37 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_y^a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{2,37 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,009 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0,010 \Rightarrow \beta = 0,995$$

$$A_s^a = \frac{M_y^a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1,66 \times 10^3}{0,997 \times 13 \times 348} = 0,52 \text{ cm}^2.$$

On opte pour 4HA10 ($A_t = 3,14 \text{ cm}^2$) ; avec un espacement de $S_t = 25 \text{ cm}$.

La dalle est soumise à des charges concentrées, toutes les armatures de flexion situées dans la région centrale du panneau seront prolongées jusqu'aux appuis, et ancrées au-delà du contour théorique de la dalle.

a) Vérification à l'ELS :

● **Condition de non fragilité (BAEL 91/Art B.7.4)**

On doit vérifier la condition suivante :

$$w_x \geq w_0 \times \frac{(3 - \rho_x)}{2} \quad \text{avec: } \rho_x = \frac{L_x}{L_y}; \quad w_x = \frac{A_s}{b \times h_t}$$

$$A_{st} \geq w_0 \times b \times \frac{h_t}{2} \left(3 - \frac{L_x}{L_y} \right)$$

Dans notre cas : $w_0 = 0,8\%$ (Acier HA FeE400).

w_x : Pourcentage d'acier égal au rapport de la section des armatures dans une direction donnée à la section de béton.

w_0 : Pourcentage d'acier minimal réglementaire.

❖ **Suivant x-x :**

$$A_{\min} = w_0 \times b \times \frac{h_t}{2} \left(3 - \frac{L_x}{L_y} \right) = 0,0008 \times 100 \times \frac{15}{2} \left(3 - \frac{170}{195} \right) = 1,27 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st} = 1,50 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,27 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Suivant y-y :**

$$A_{\min} = w_0 \times b \times \frac{h_t}{2} \left(3 - \frac{L_x}{L_y} \right) = 0,0008 \times 100 \times \frac{15}{2} \left(3 - \frac{170}{195} \right) = 1,31 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st} = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,27 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

● **Ecartement des barres : (BAEL 91/Art A.8.2,42)**

L'espacement entre les armatures doit satisfaire les conditions suivantes :

❖ **Suivant x-x :**

$$St \leq \min \{ 2h ; 25 \text{ cm} \}$$

$$St = 25 \text{ cm} < \min \{ 30 \text{ cm}, 25 \text{ cm} \} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

❖ **Suivant y-y :**

$$St < \min \{ 3h ; 33 \text{ cm} \}$$

$$St = 25 \text{ cm} < \min \{ 45 \text{ cm}, 33 \text{ cm} \} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

● **Diamètre maximal des barres :**

$$\varphi_{\text{MAX}} \leq h/10 = 150/10 = 15 \text{ mm.}$$

$$\varphi_{\text{MAX}} = 8 \text{ mm} \leq 15 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- **Condition de non poinçonnement : (BAEL91/Art A.5.2,42)**

Dans le cas d'une charge localisée éloignée des bords de la dalle, on admet qu'aucune armature d'effort tranchant n'est requise, si la condition suivante est satisfaite :

$$Q_u \leq 0,045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_{bc}}$$

Avec : Q_u : la charge de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime.

h_t : l'épaisseur totale de la dalle.

U_c : périmètre du contour au niveau de feuillet moyen

$$U_c = 2(U+V) = 2(1,05+1,05) = 4,20 \text{ m}$$

$$Q_u = 108 \text{ KN} \leq 0,045 \times 4,20 \times 0,15 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 472,5 \text{ KN}$$

$$Q_u = 108 \text{ KN} \leq 472,5 \text{ KN}$$

- **Vérification des contraintes tangentielles : (BAEL91/Art A.5.1, 1)**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_{\max}}{b d} \leq \bar{\tau}_u$

Pour les fissurations peu nuisibles :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right) = \min \left(\frac{0,2}{1,5} \times 25,5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

- **Efforts tranchants :**

$$\text{- Au milieu de U : } T_{\max} = V_u = \frac{P}{3} = \frac{80}{3 \times 1,05} = 25,40 \text{ KN}$$

$$\text{- Au milieu de V : } T_{\max} = V_u = \frac{p}{2(U+V)} = \frac{80}{2(1,05+1,05)} = 25,40 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{25,40 \times 10^3}{1000 \times 170} = 0,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,15 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

a) Calcul à l'ELS :

- **Calcul des moments au centre du panneau :**

$$\nu = 0,2 \quad \left. \begin{array}{l} M_1 = 0,095 \\ M_2 = 0,067 \end{array} \right\}$$

$$q_{s1} = p = 87 \text{ KN}$$

$$M_{x1} = q_u \times (M_1 + \nu M_2) = 87 \times (0,095 + 0,2 \times 0,067) = 9,43 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = q_u \times (M_2 + \nu M_1) = 87 \times (0,067 + 0,2 \times 0,095) = 7,48 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des moments dus au poids propre de la dalle :**

$$M_{x2} = \mu_x \times q_s \times L^2_x.$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2}.$$

$$\rho = \begin{cases} 0,80 \\ \nu = 0,2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0559 \\ \mu_y = 0,804 \end{cases}$$

$$q_s = G + Q = (25 \times 0,15 \times 1) + 1 = 4,75 \text{ KN / ml.}$$

$$M_{x2} = 0,0559 \times 4,75 \times 1,70^2 = 0,767 \text{ KN.m.}$$

$$M_{y2} = 0,804 \times 0,906 = 0,728 \text{ KN.m.}$$

- ❖ **Superposition des moments :**

$$M_x^{\text{ELS}} = M_{x1} + M_{x2} = 9,43 + 0,767 = 10,197 \text{ KN.m.}$$

$$M_y^{\text{ELS}} = M_{y1} + M_{y2} = 7,47 + 0,728 = 8,208 \text{ KN.m.}$$

En tenant compte de l'encastrement partiel de la dalle à ses extrémités on aura :

- **En travée :**

$$M_x^t = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 11,16 = 9,48 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 7,9 = 6,71 \text{ KN.m.}$$

- **Aux appuis :**

$$M_x^a = 0,3 \times M_x = 0,3 \times 11,16 = 3,348 \text{ KN.m.}$$

$$M_y^a = 0,3 \times M_y = 0,3 \times 7,9 = 2,37 \text{ KN.m.}$$

b) Ferrailage de la dalle a l'ELS:

1. Sens x-x :

- **En travée :**

$$M_x^t = 9,48 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{9,48 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,039 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0,040 \Rightarrow \beta = 0,980$$

$$A_s^t = \frac{M_x^t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{9,48 \times 10^3}{0,798 \times 13 \times 348} = 2,13 \text{ cm}^2.$$

$$2,13 \text{ cm}^2 < 3,14 \text{ cm}^2$$

➤ **Aux appuis :**

$$M_x^a = 3,348 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{3,348 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,013 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0,0014 \Rightarrow \beta = 0,993.$$

$$A_s^a = \frac{M_x^a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3,348 \times 10^3}{0,993 \times 13 \times 348} = 0,745 \text{ cm}^2.$$

$$0,745 \text{ cm}^2 < 3,14 \text{ cm}^2.$$

2. Sens y-y :

➤ **En travée :**

$$M_y^t = 6,71 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_y^t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{6,71 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,027 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

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

$$A_s^t = \frac{M_y^t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{6,71 \times 10^3}{0,986 \times 13 \times 348} = 1,50 \text{ cm}^2.$$

$$1,50 \text{ cm}^2 < 3,14 \text{ cm}^2.$$

➤ **Aux appuis :**

$$M_y^a = 2,37 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_y^a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{2,37 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,009 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0,010 \Rightarrow \beta = 0,995$$

$$A_s^a = \frac{M_y^a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2,37 \times 10^3}{0,874 \times 13 \times 348} = 0,52 \text{ cm}^2.$$

$$0,52 \text{ cm}^2 < 3,14 \text{ cm}^2.$$

Les armatures adoptées à l'E.L.U sont largement suffisantes.

c) Contrainte limite dans l'acier : (BAEL 91/Art A.4.5,2)

On doit donc s'assurer que : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

Fissuration peu nuisible \Rightarrow (Art A.4.5,3 ; BAEL 91) :

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

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A}$$

1. Sens x-x :

✓ **En travées :** $M_{ts} = 9,48 \text{ KN.m}$ et $A_t = 3,14 \text{ cm}^2$.

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 13} = 0,245 \rightarrow K_1 = 48,29 \rightarrow \beta_1 = 0,921$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ts}}{\beta_1 d A_t} = \frac{9,48 \times 10^3}{0,900 \times 13 \times 3,14} = 252,15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 252,15 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **aux appuis :** $M_{as} = 3,348 \text{ KN.m}$ et $A_a = 3,14 \text{ cm}^2$.

$$\sigma_{st} = \frac{M_{as}}{\beta_1 d A_a} = \frac{3,348 \times 10^3}{0,9355 \times 13 \times 3,14} = 89,05 \text{ MPa.}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 13} = 0,245 \rightarrow K_1 = 48,29 \rightarrow \beta_1 = 0,921$$

$$\sigma_{st} = 89,05 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

1. Sens y-y :

✓ **En travées :** $M_{ts} = 6,71 \text{ KN.m}$ et $A_t = 3,14 \text{ cm}^2$.

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 13} = 0,245 \rightarrow K_1 = 48,29 \rightarrow \beta_1 = 0,921$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ts}}{\beta_1 d A_t} = \frac{6,71 \times 10^3}{0,921 \times 13 \times 3,14} = 178,48 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 178,48 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **aux appuis :** $M_{as} = 2,37 \text{ KN.m}$ et $A_a = 3,14 \text{ cm}^2$.

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 13} = 0,245 \rightarrow K_1 = 48,29 \rightarrow \beta_1 = 0,921$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{as}}{\beta_1 d A_a} = \frac{2,37 \times 10^3}{0,921 \times 13 \times 3,14} = 63,03 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 63,03 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

d) contrainte limite dans le béton comprimé: (BAEL91/Art A.4.5,2)

On doit donc s'assurer que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$K_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}}; \text{ donc: } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

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

1. Sens x-x :

- En travées :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{252,15}{48,29} = 5,22 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,22 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Aux appuis :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{89,33}{48,29} = 1,84 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,84 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

2. Sens y-y :

- En travées :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{17848}{48,29} = 3,69 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,69 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Aux appuis :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{63,03}{48,29} = 1,30 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,30 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

e) Etat limite de déformation : (BAEL91/Art B.7.5)

Dans le cas de dalle rectangulaire appuyée sur quatre cotés, on peut se dispenser du calcul de la flèche, si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h_t}{\ell_x} > \frac{M_t}{20 \times M_x^{Elu}} \text{ et } \frac{A_x}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e}$$

$$\frac{ht}{lx} = \frac{15}{170} = 0,088 \geq \frac{9,48}{20 \times 11,16} = 0,042 \dots \dots \dots \sqrt{\dots \dots \dots}$$

$$\frac{Ax}{b \times b} = \frac{2,51}{100 \times 13} = 0,0019 \leq \frac{2}{400} = 0,005 \dots \dots \dots \sqrt{\dots \dots \dots}$$

Les deux conditions sont vérifiées, on se dispensera du calcul de la flèche.

❖ **Conclusion :**

Les armatures adoptées à l'E.L.U sont largement suffisantes.

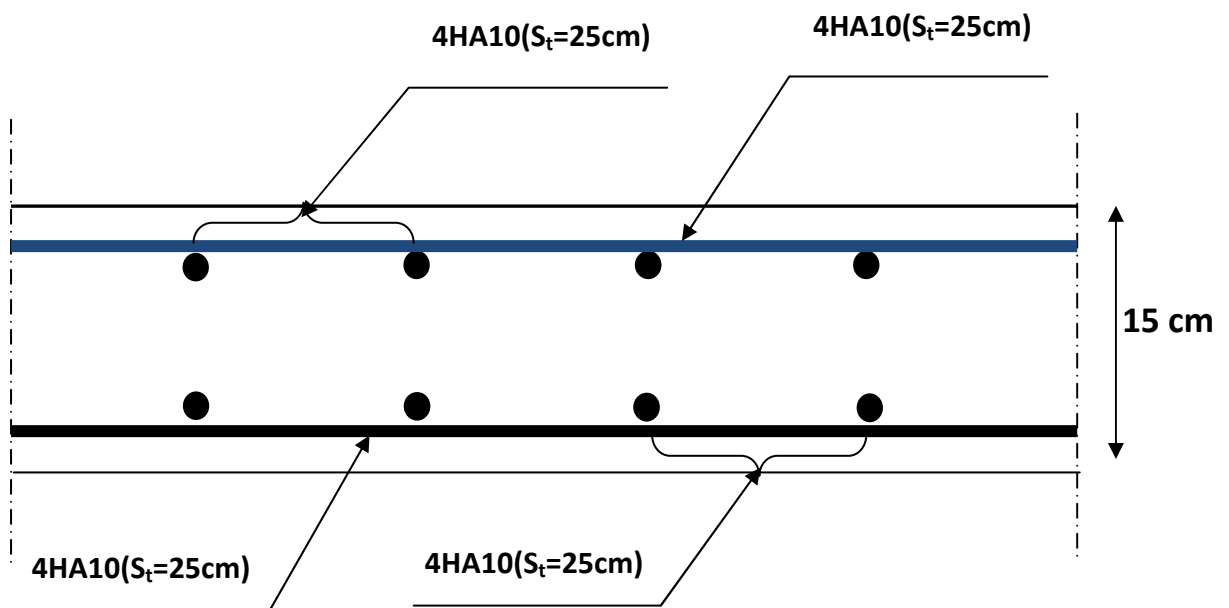
La dalle de la salle machine sera ferrillée comme suit :

Sens x-x :

- **En travées : 4HA10/ml** avec un espacement de **25cm**.
- **Aux appuis : 4HA10/ml** avec $e = 25\text{cm}$.

Sens y-y :

- **En travées : 4HA10/ml** avec un espacement de **25cm**.
- **Aux appuis : 4HA10/ml** avec $e = 25\text{cm}$.

➤ **Plan de ferrailage de la salle machine suivant : x-x**

Chapitre IV

Etude de contreventement

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.

4.1) Caractéristiques géométriques des portiques**4.1.1) 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.

$$\text{poteau } h_c = \bar{h} + \frac{1}{2}c_p \leq h_0$$

$$\text{poutre } l_c = \bar{l} + \frac{1}{2}h_p \leq l_0$$

\bar{l} : Longueur entre nus des appuis.

\bar{h} : hauteur entre nus des appuis.

c_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.

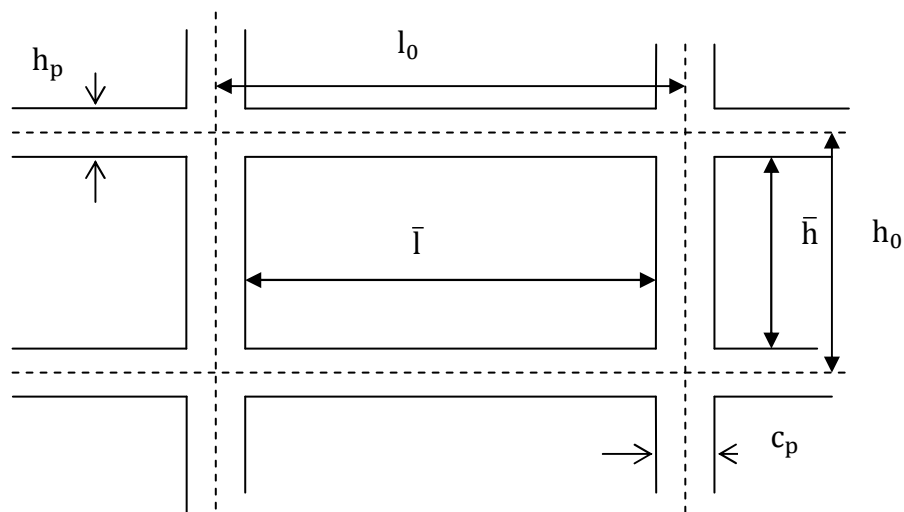
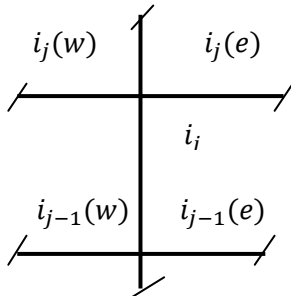


Figure 4.1 : Identification des paramètres

4.1.2) calcul des coefficients correcteur « aj » :

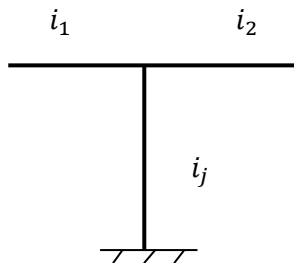
Les coefficients aj sont donnés par MUTO en fonction de la position du poteau et de son inertie.

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)



$$a_j = \frac{0,5 + \bar{K}_j}{2 + \bar{K}_j} \text{ Avec } \bar{K}_j = \frac{i_1 + i_2}{i_{\text{poteau}}}$$

4.1.3) calcul des rigidités des poteaux par niveau dans 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 $E=3,216 \times 10^5 \text{ daN/cm}^2$.

4.1.4) 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 :

Les rigidités linéaire des poutres « sens transversal »						
Niv	Travée	\bar{l} (cm)	hp(cm)	Lc(cm)	Ipout (cm ⁴)	Kpout (cm ³)
7,6,5,4	1-2	285,00	35,00	302,00	107187,5	351,43
	2-3	325,00		345,00		310,68
	3-4	325,00		345,00		310,68
	4-5	325,00		345,00		310,68
	5-6	325,00		345,00		310,68
	6-7	285,00		305,00		351,43
3,2,1,RDC	1-2	280,00	35,00	300,00	107187,5	357,29
	2-3	320,00		340,00		315,25
	3-4	320,00		340,00		315,25
	4-5	320,00		340,00		315,25
	5-6	320,00		340,00		315,25
	6-7	280,00		300,00		357,29
(1-2)s-sol	1-2	275,00	35,00	295,00	107187,5	363,34
	2-3	315,00		340,00		319,96
	3-4	315,00		340,00		319,96
	4-5	315,00		340,00		319,96
	5-6	315,00		340,00		319,96
	6-7	275,00		295,00		363,34

Les rigidités linéaire des poutres « sens longitudinal »						
Niv	Travée	\bar{l} (cm)	hp(cm)	Lc(cm)	Ipout (cm ⁴)	Kpout (cm ³)
7,6,5,4	A-B	415,00	40,00	435,00	160000	367,81
	B-C	415,00		435,00		367,81
	C-D	415,00		435,00		367,81
	D-E	415,00		435,00		367,81
	E-F	415,00		435,00		367,61
3,2,1,RDC	A-B	410,00	40,00	430,00	160000	372,09
	B-C	410,00		430,00		372,09
	C-D	410,00		430,00		372,09
	D-E	410,00		430,00		372,09
	E-F	410,00		430,00		372,09
s-sol 1/2	A-B	405,00	40,00	425,00	160000	376,47
	B-C	405,00		425,00		376,47
	C-D	405,00		425,00		376,47
	D-E	405,00		425,00		376,47
	E-F	405,00		425,00		376,47

Les rigidités linéaire des poteaux « sens transversal »						
Niv	poteau	h (cm)	cp(cm)	hc(cm)	Ipot(cm ⁴)	Kpot(cm ³)
7,6,5,4	1	271.00	35.00	288,50	125052,08	433,45
	2					
	3					
	4					
	5					
	6					
	7					
3,2,1,RDC	1	271.00	40.00	291,00	213333,33	733,10
	2					
	3					
	4					
	5					
	6					
	7					
(1-2)s-sol	1	271.00	45.00	293,50	341718,75	1164,28
	2					
	3					
	4					
	5					
	6					
	7					

Les rigidités linéaire des poteaux « sens longitudinal »						
Niv	poteau	\bar{h} (cm)	cp(cm)	hc(cm)	Ipot(cm ⁴)	Kpot(cm ³)
7,6,5,4	1	266,00	35.00	283,5	12505,08	44,10
	2					
	3					
	4					
	5					
	6					
3,2,1,RDC	1	266.00	40.00	286	213333,33	745,91
	2					
	3					
	4					
	5					
	6					
S-SOL02	1	266.00	45.00	288,5	341718,75	1184,46
	2					
	3					
	4					
	5					
	6					
S-SOL01	1	266.00	45.00	288,5	341718,75	1184,46
	2					
	3					
	4					

Calcul des coefficients correcteurs :

Rigidités des portiques « sens transversal »						
Niv	poteau	Kpot	\bar{K}_j	Ipot	aj	Rj ^{portique}
7,6,5,	1	433,45	1,051	125052,08	0,307	57439,00
	2		2,250		0,529	
	3		2,398		0,545	
	4		2,398		0,545	
	5		2,398		0,545	
	6		2,250		0,529	
	7		1,051		0,307	
4	1	433,45	1,051	213333,33	0,307	110185,68
	2		2,232		0,527	
	3		2,380		0,543	
	4		2,380		0,543	
	5		2,380		0,543	
	6		2,232		0,527	
	7		1,051		0,307	
1,2,3	1	733,10	1,033	341718,75	0,505	124923,46
	2		2,214		0,525	
	3		2,361		0,541	
	4		2,361		0,541	
	5		2,361		0,541	
	6		2,214		0,525	
	7		1,033		0,505	
RDC	1	733,10	1,033	341718,75	0,505	
	2		2,195		0,523	
	3		2,343		0,539	
	4		2,343		0,539	
	5		2,343		0,539	
	6		2,195		0,523	
	7		1,033		0,505	
S-SOL1	1	1164,28	1,014	341718,75	0,502	
	2		2,177		0,521	
	3		2,324		0,537	
	4		2,324		0,537	
	5		2,324		0,537	
	6		2,177		0,521	
	7		1,014		0,502	
S-SOL2	1	1164,28	1,014	341718,75	0,502	
	2		0,581		0,225	
	3		0,581		0,225	
	4		0,581		0,225	
	5		0,581		0,225	
	6		0,581		0,225	
	7		1,014		0,502	

Rigidités des portiques « sens longitudinal »						
Niv	poteau	Kpot	Kj	Ipot	aj	Rj ^{portique}
7,6,5	1	44,10	1,560	125052,08	0,402	8150,37
	2		3,120		0,609	
	3		3,120		0,609	
	4		3,120		0,609	
	5		3,120		0,609	
	6		3,120		0,609	
	7		1,560		0,402	
4	1	44,10	1,560	125052,08	0,402	8129,20
	2		3,101		0,607	
	3		3,101		0,607	
	4		3,101		0,607	
	5		3,101		0,607	
3,2,1	1	745,91	1,541	213333,33	0,576	147175,55
	2		3,082		0,606	
	3		3,082		0,606	
	4		3,082		0,606	
	5		3,082		0,606	
	6		3,082		0,606	
	7		1,541		0,576	
RDC	1	745,91	1,541	213333,33	0,576	146999,59
	2		3,063		0,605	
	3		3,063		0,605	
	4		3,063		0,605	
	5		3,063		0,605	
	6		3,063		0,605	
	7		1,541		0,576	
S-SOL1	1	1184,46	1,522	341718,75	0,574	228629,60
	2		3,045		0,603	
	3		3,045		0,603	
	4		3,045		0,603	
	5		3,045		0,603	
	6		3,045		0,603	
	7		1,522		0,574	
S-SOL2	1	1184,46	1,522	213333,33	0,574	138561,73
	2		0,761		0,275	
	3		0,761		0,275	
	4		0,761		0,275	
	5		0,761		0,275	
	6		0,761		0,275	
	7		1,522		0,574	

4.2)Caractéristiques géométriques des voiles :

Les forces sismiques peuvent engendrer des torsions dans les structures sur les quelleselles 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.

4.2.1) Etude des refends :

Dans notre structure on a que des refends pleins.

a- Calcul des inerties

- refends transversal:

$$I_y=L.e^3/12=0$$

$$I_x=e.L^3/12$$

- refends longitudinal:

$$I_y=e.L^3/12$$

$$I_x=L.e^3/12=0$$

e

« Sens-longitudinal »					
voile	L(m)	ep (m)	Iy(m ⁴)	N ^{bre} de voile	Iy _{total} (m ⁴)
VL1-VL2 VL3-VL4	4,50	0,20	1,518	38	6,075
					Iy=6,075

« Sens-transversal »					
voile	L(m)	ep(m)	Ix (m ⁴)	N ^{bre} de voile	Ix _{total} (m ⁴)
VT1-VT2 VT7-VT10	1,00	0,20	0,016	38	0,064
VT3-VT4 VT8-VT9	1,60		0,068	38	0,273
VT5-VT6	1,98		0,129	20	0,258
					Ix=0,594

4.2.2) calcul des Rigidités des voiles :

*Dans le sens (X-X') : $r_{vx} = \frac{12.E.I_x}{he^3}$

*Dans le sens (Y-Y') : $r_{vy} = \frac{12.E.I_y}{he^3}$

Avec :

he : hauteur d'étage.

Ix, Iy : inertie des voiles transversaux et longitudinaux.

Rigidité des voiles « sens transversal »						
Niv	voile	he(m)	E.10 ³	Ix(m ⁴)	rvy	ΣRvy(KN/m)
-2	VT1-VT2	3,06	32164,2	0,33	4445326,45	5751982,82
	VT3 –VT4			0,136	1832013,32	
	VT5 – VT6			0,258	3475437,05	
-1 ;10	VT1-VT2	3,06	32164,2	0,064	862123,91	8015058,3
	VT7-VT10					
	VT13-VT4			0,273	3677497,34	
	VT8-VT9					
	VT5 - VT6			0,258	43475437,05	

Rigidité des voiles « sens longitudinal »						
Niv	voile	he (m)	E.10 ³	Ix(m ⁴)	rvx	ΣRvx(KN/m)
-2	VL1-VL2	3,06	32164,2	3,036	97650511,2	97650511,2
-1 ;10	VL1-VL2	3,06	32164,2	6,075	81834418,89	81834418,89
	VL3-VL4					

4.3) Calcul des inerties fictives des portiques :

Pour déterminé 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.

4.3.1)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 **1tonne**, 0 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[m⁴]**, 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.

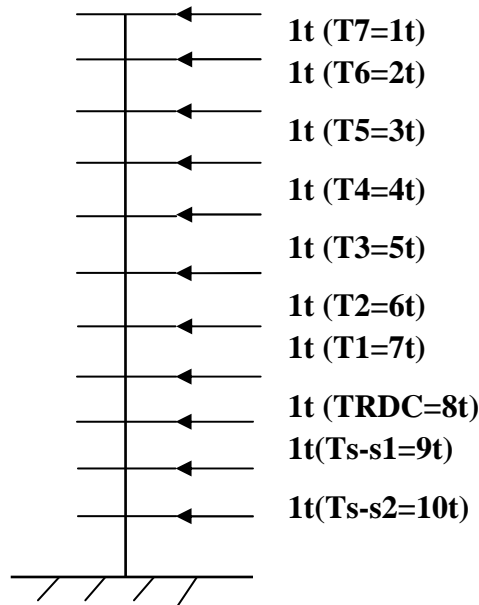


Figure 4. 2 :Système de forces horizontales et efforts tranchants résultants

4.3.2) Calcul des flèches dans les refends par la méthode du moment des aires

Le calcul des flèches des refends dont l'inertie $I= 1[m^4]$, soumis au même système de forces que le portique (une force égale à une tonne à chaque étage), sera obtenu par la méthode du « moment des aires ». 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 :

$$d_i = \frac{(2b_i + b_{i+1}) \cdot h}{3(b_i + b_{i+1})}$$

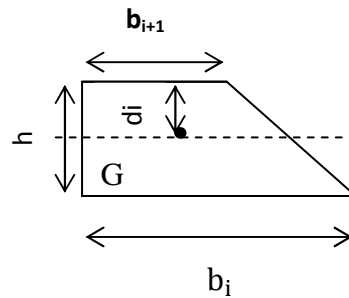


Figure 4.3 : Diagramme des moments des aires

Calcul de S_i x d_i pour les différents niveaux

NIV	h(m)	b_i (m)	b_{i+1} (m)	d_i (m)	S_i (m ²)	$d_{ix}S_i$ (m ³)	$F_i * EI$
7	3,06	3,06	0,00	2,04	4,682	9,551	9530,683
6	3,06	6,12	3,06	1,36	14,045	19,101	8180,134
5	3,06	9,18	6,12	1,632	23,409	38,203	6714,887
4	3,06	12,24	9,18	1,603	32,773	52,535	5375,127
3	3,06	15,30	12,24	1,586	42,136	66,827	4160,055
2	3,06	18,36	15,30	1,576	51,50	81,164	2981,270
1	3,06	21,24	18,36	1,567	60,59	94,944	1984,90
RDC	3,06	24,48	21,24	1,566	69,952	109,545	1160,155
-1	3,06	27,54	24,48	1,560	79,591	124,162	534,963
-2	3,06	30,6	27,54	1,557	88,954	138,501	138,501

$$f_1 = \frac{s_1 d_1}{EI} \Rightarrow f_1 = \frac{138,501}{EI}$$

$$f_2 = \frac{s_1(d_1 + h_1) + s_2 d_2}{EI} \Rightarrow f_2 = \frac{534,963}{EI}$$

$$f_3 = \frac{s_1(d_1 + h_1 + h_2) + s_2(d_2 + h_2) + s_3 d_3}{EI} \Rightarrow f_3 = \frac{1160,155}{EI}$$

$$f_4 = 1984,90, \quad f_5 = 2981,270, \quad f_6 = 4160,055, \quad f_7 = 5375,127,$$

$$f_8 = 6714,887, \quad f_9 = 8180,134, \quad f_{10} = 9530,683,$$

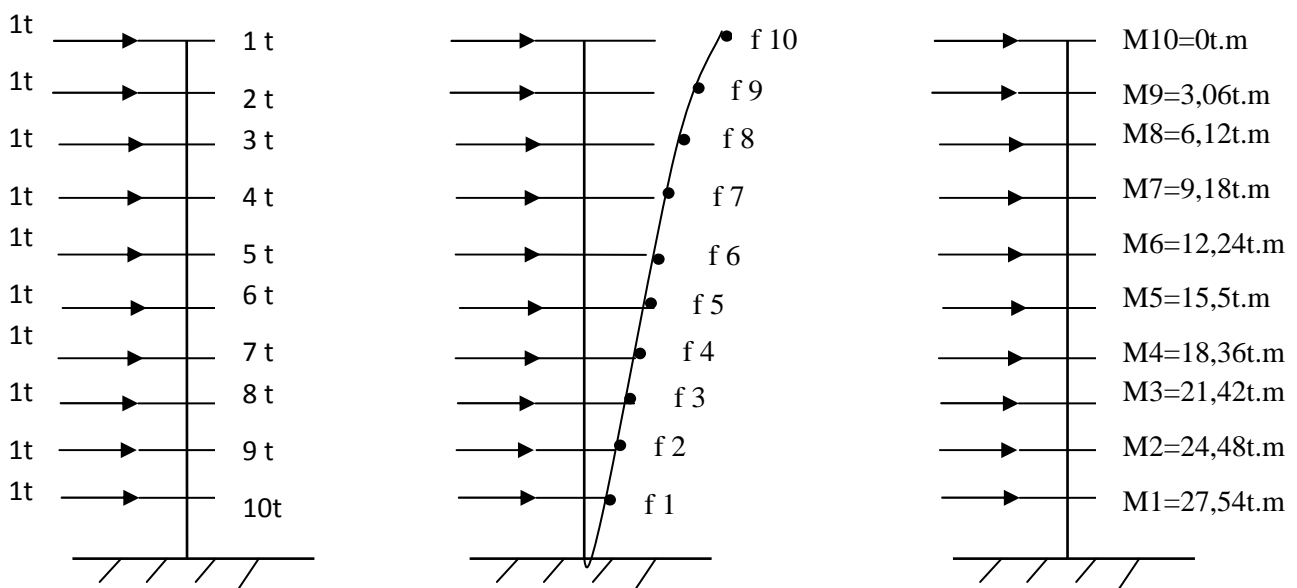


Figure 4.4 : Schématisation de la flèche

4.4) 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

$$M_n = h \cdot T_n$$

4.5) 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 transversal »											
NIV	H	$\sum Kt$	$\sum Kp$	M_n	M_{n-1}	E_θ	$E\Psi$	$E\Delta i$	$\sum E\Delta i$	$EI.fi$	$I_{e,i}$
7	3,06	0,0030	0,0016	3,06	0,00	42,50	244,38	747,38	30031,50	9530,680	0,31
6	3,06			6,12	3,06	127,50	488,75	1495,58	29283,71	8180,134	0,28
5	3,06			9,12	6,12	212,50	673,13	2059,78	27788,13	6714,887	0,24
4	3,06			12,24	9,12	297,50	977,50	2991,15	25728,35	5375,127	0,20
3	3,06		0,0028	15,30	12,24	382,50	880,36	2693,68	22737,20	4160,055	0,18
2	3,06			18,36	15,30	467,50	1,43056	3232,68	20043,30	2981,270	0,15
1	3,06			21,24	18,36	552,50	1232,50	3771,45	16810,62	1984,90	0,12
RDC	3,06			24,48	21,24	637,50	1408,57	4310,22	13039,17	1160,155	0,09
-1	3,06		0,0022	27,54	24,48	722,50	1561,39	4777,85	8728,95	534,963	0,06
-2	3,06			30,6	27,54	760,99	1291,21	3951,10	3951,10	138,501	0,04

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	$\sum Kt$	$\sum Kp$	M_n	M_{n-1}	E_θ	$E\Psi$	$E\Delta i$	$\sum E\Delta i$	$EI.fi$	$I_{e,i}$
7	3,06	0,0035	0,0016	3,06	0,00	36,43	232,24	710,65	29786,38	9530,683	0,32
6	3,06			6,12	3,06	109,29	646,47	1421,28	29075,73	8180,134	0,28
5	3,06			9,18	6,12	182,14	696,70	2131,90	27654,45	6714,887	0,24
4	3,06			12,24	9,18	255	928,93	2842,53	25522,55	5375,127	0,21
3	3,06		0,0028	15,30	12,24	327,86	799,65	2446,93	22680,02	4160,055	0,18
2	3,06			18,36	15,30	400,71	983,57	3009,72	20233,09	2981,270	0,15
1	3,06			21,42	18,36	473,57	1147,5	3511,35	17223,37	1984,90	0,12
RDC	3,06			24,48	21,42	546,43	1311,43	4012,98	13712,02	1160,155	0,08
-1	3,06		0,0022	27,54	24,48	619,29	1681,68	5145,94	9699,04	534,963	0,06
-2	3,06			30,6	27,54	657,70	1487,94	4553,10	4553,10	138,501	0,03

4.2.2) :L'inertie moyenne des portiques :

Sens transversal	Niv	$I_{ex}(m^4)$	$I_{moy}(m^4)$	Sens longitudinal	Niv	$I_{ey}(m^4)$	$I_{moy}(m^4)$
	07	0,31			07	0,32	
	06	0,28			06	0,28	
	05	0,24			05	0,24	
	04	0,20			04	0,21	
	03	0,18			03	0,18	
	02	0,15			02	0,15	
	01	0,12			01	0,12	
	RDC	0,09			0	0,08	
	-1	0,06			-1	0,06	
	-2	0,04			-2	0,03	

****Interprétation des résultats**

1. Sens transversal

L'inertie des portiques: $I_{portique} = 0,17m^4$

L'inertie des voiles : $I_v = 6,075m^4$

L'inertie de l'ensemble : $I = 6,245 m^4$

Pourcentage de l'inertie des portiques /l'ensemble : 19,32 %

Pourcentage de l'inertie des voiles /l'ensemble : 80,67%

2. Sens longitudinal

L'inertie des portiques : $I_{portique} = 0,17 m^4$

L'inertie des voiles : $I_v = 0,594m^4$

L'inertie de l'ensemble : $I = 0,764m^4$

Pourcentage de l'inertie des portiques par rapport à l'ensemble : 3,68%

Pourcentage de l'inertie des voiles par rapport à l'ensemble : 96,31%

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 90% des sollicitations dues aux charges horizontales).D'après le RPA, le système de contreventement est du type 4b : portiques contreventés par des voiles avec interactions.

Chapitre V

Modélisation de la structure

Le 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.

5-1) Présentation du logiciel ETABS :

L'**ETABS** est un logiciel de calcul et de conception des structures, il permet la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures, le logiciel offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures, il nous permet aussi la visualisation de la déformée du système ,les diagrammes des efforts internes, les champs de contraintes, les modes de vibration..Etc.

5-2) Etapes de la modélisation :

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- Introduction de la géométrie du modèle (trames, hauteur d'étage)
- Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton.
- Spécification des propriétés géométriques des éléments (poutre, poteaux, voile...)
- Définition des charges statiques (G, Q) et introduction du spectre (E)
- Affectation des charges revenant aux éléments.
- Introduction des combinaisons d'actions.
- Définition des nœuds maitres et inertie d'étages.
- Affectation des masses sismiques et inerties massiques.
- Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).
- Exécution de l'analyse dynamique et visualisation des résultats.

5-3) Introduction des données :

Puisque notre structure composées de deux blocs séparés par un joint sismique, on doit les étudiés séparément chaque un dans un fichier propre.

V-3-1) Introduction de la géométrie du modèle:

Après avoir lancé l'application ETABS non linéaire version 9.7.0 on commence par choisir les unités avec lesquels on veut travailler, on sélectionne **KN** et **m** sur l'angle droit bas de la fenêtre.



Fig. 5-3-1₁ : Les unités utilisées.

Pour générer un nouveau model ; **File** on sélectionne **New model**



Fig. 5-3-1₂ : Nouveau modèle pour la forme initiale.

On clique sur **Default.edb**

Dans la boîte de dialogue qui apparaît on aura à spécifier le nombre de lignes de grilles (**number of grid spaces**).

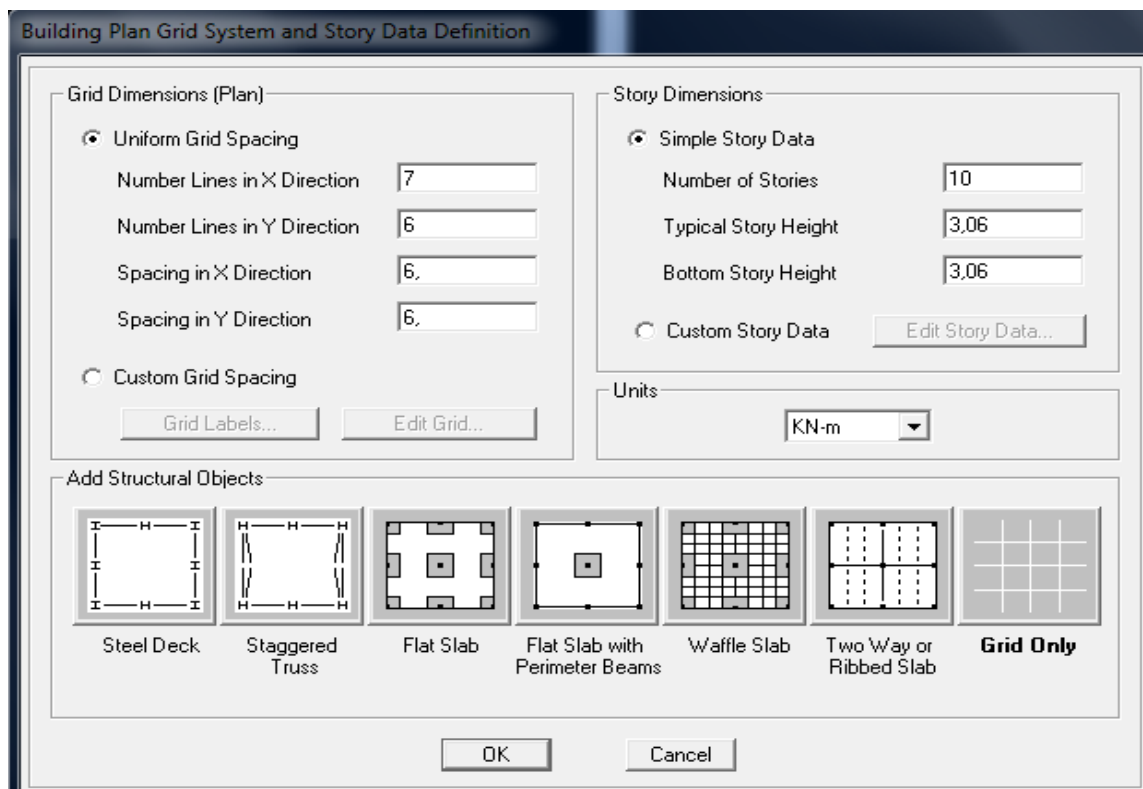


Fig. 5-3-1₃ : Le système grille plan et définition des niveaux.

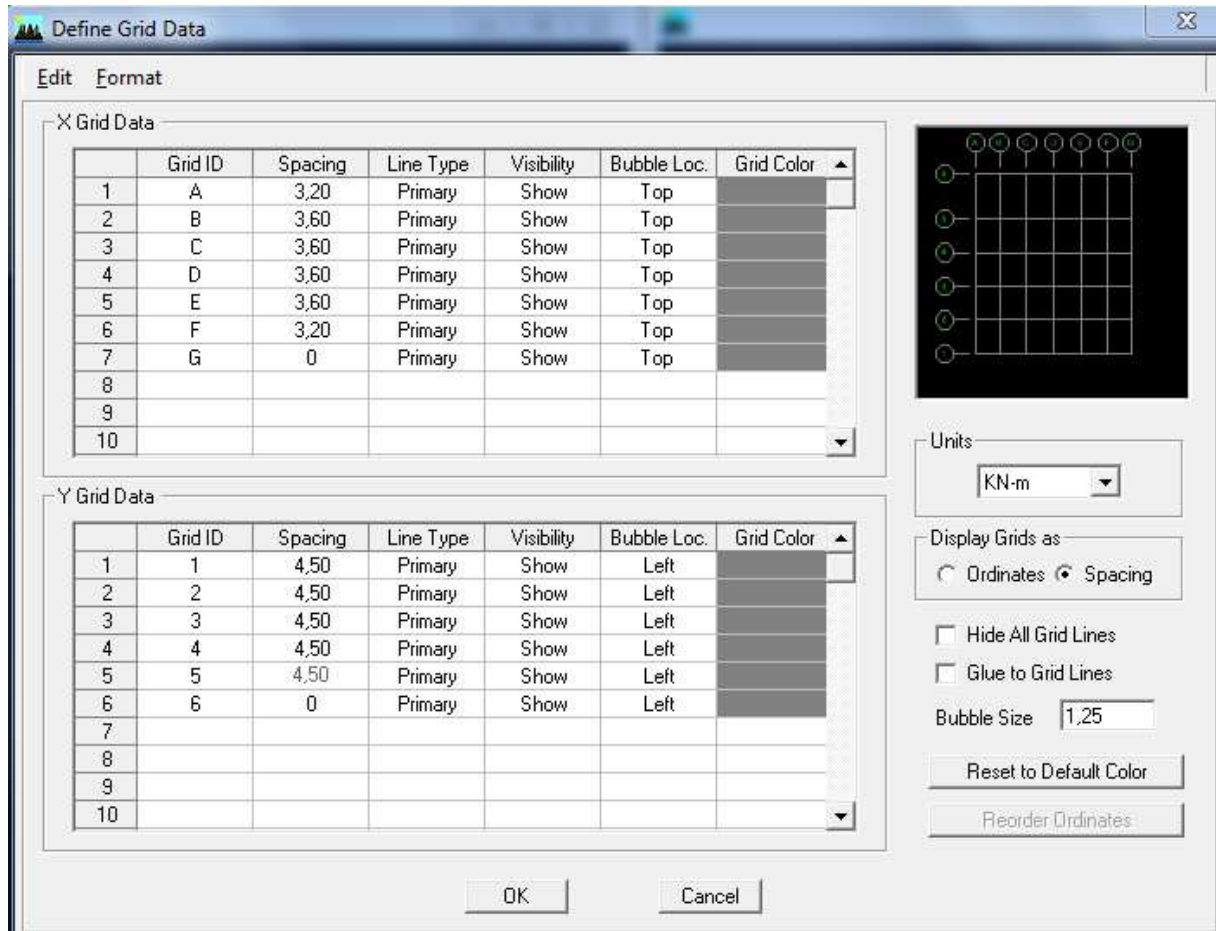
Sachant que les distances entre lignes de grilles sont Différentes, elles seront modifiées ultérieurement, il n'est donc pas nécessaire de modifier les valeurs données par défaut dans la partie **Custom Grid Spacing**.

Nous allons procéder à la modification des longueurs de trames et des hauteurs d'étage.

-On clique sur le bouton droit de la souris **Edit Grid Data Modify/Show system**.

-On introduit les distances cumulées et les niveaux pour les deux blocs :

Suivant x et y



Suivant z:

Story Data

	Label	Height	Elevation	Master Story	Similar To	Splice Point	Splice Height
12	ETAGE8	3,	33,6	No	NONE	No	0,
11	ETAGE7	3,06	30,6	Yes		No	0,
10	ETAGE6	3,06	27,54	No	ETAGE7	No	0,
9	ETAGE5	3,06	24,48	No	ETAGE7	No	0,
8	ETAGE4	3,06	21,42	No	ETAGE7	No	0,
7	ETAGE3	3,06	18,36	No	ETAGE7	No	0,
6	ETAGE2	3,06	15,3	No	ETAGE7	No	0,
5	ETAGE1	3,06	12,24	No	ETAGE7	No	0,
4	RDC	3,06	9,18	No	ETAGE7	No	0,
3	S-SOL2	3,06	6,12	No	ETAGE7	No	0,
2	S-SOL1	3,06	3,06	No	ETAGE7	No	0,
1	BASE		0,				

Reset Selected Rows

Height

Master Story

Similar To

Splice Point

Splice Height

Units

Change Units

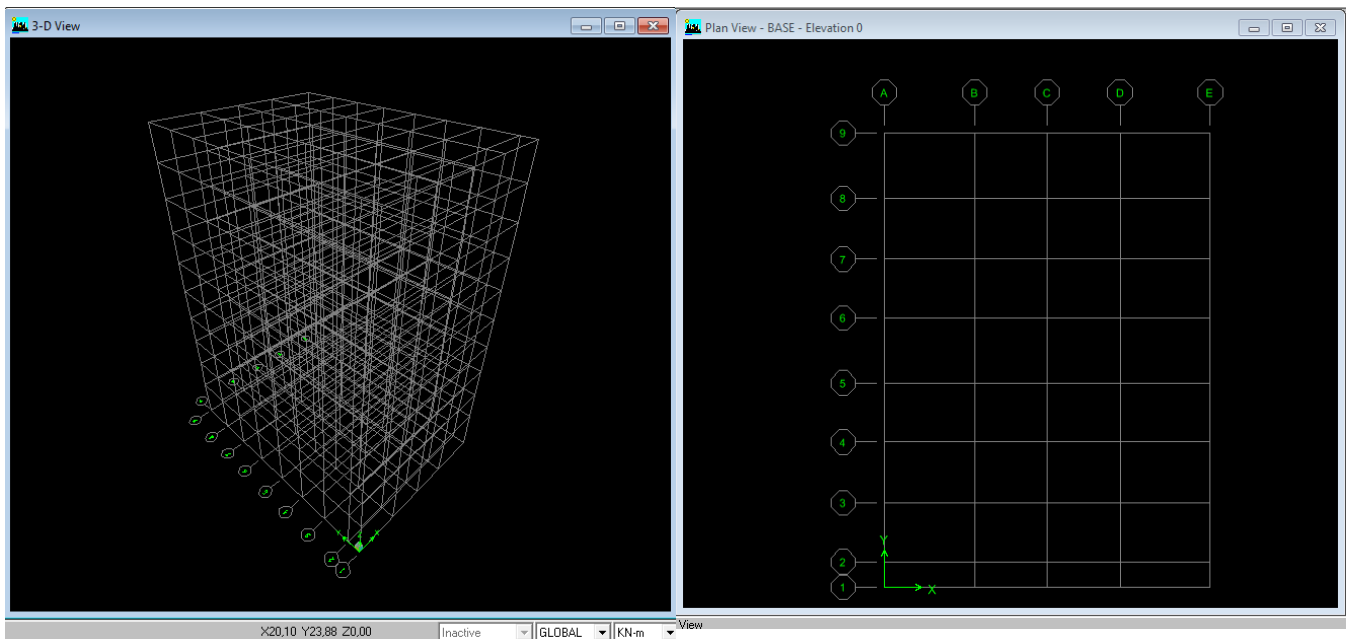
Visualisation :

Fig. 5-3-1₄ : La forme initiale de l'ossature en 3D avec un système de grilles.

a) Définition des matériaux :

On clique sur **Define / Material properties** on sélectionne **Concrete (béton)** puis on clique sur **Modify/Show System**.

Dans la fenêtre apparante en introduit les valeurs suivantes :

▪ **Le béton :**

- **Mass per unit volume** (masse volumique béton): **2,5KN/m³**
- **Weight per unit volume** (Poids volumique béton): **25 KN/m³**
- **Modulus of Elasticity** (Module de Young): **32164200 KN/m²**
- **Poisson's ratio** (Module de poisson): **0,2**
- **Specifiedconccompstrength** (contrainte max du béton à la compression):**25000 KN/m²**
- **Bending Reinf,Yield Stress** (contrainte max des aciers long.) : **400000 KN/m²**
- **ShearReinf,Tield Stress** (contrainte max des aciers trans.) : **400000 KN/m²**

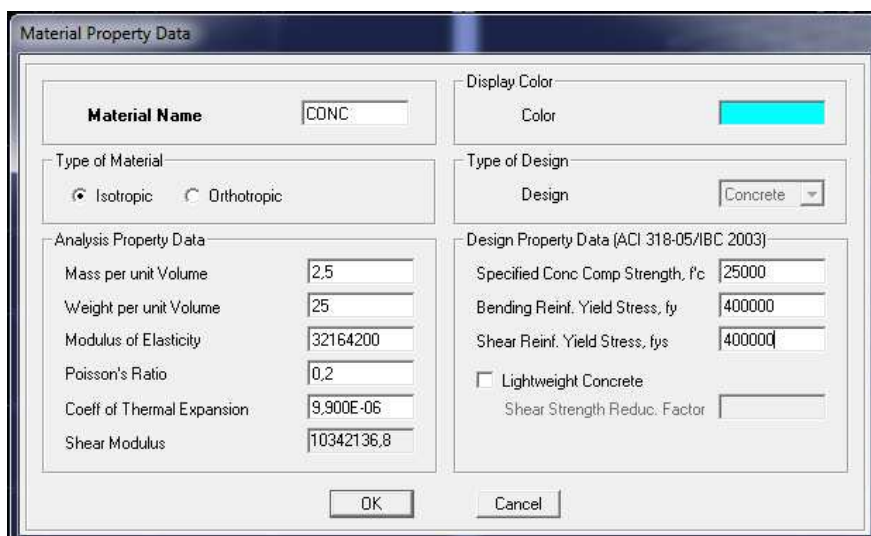


Fig. IV-3-1-a : Propriétés des matériaux.

a) Propriétés géométriques des éléments :

Cette étape consiste à l'affectation des **propriétés géométriques** des éléments (poutre, poteaux, dalle, voile...)

On sélectionne **Define/ Frame Sections**.

-Dans la boîte de dialogue qui apparaît-on sélectionne la forme de la section considérer, exemple **addrectangular** pour une section d'une poutre.

- Dans la boîte de dialogue qui apparaît-on sélectionne : **AddRectangular sections**

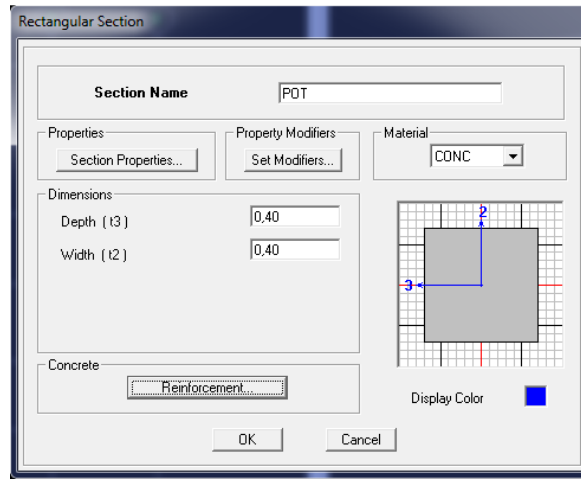


Fig. 5-3-1-b₁ : propriétés géométriques de la section.

Nous procéderont de la même manière pour les autres éléments barres

Nous allons passer aux éléments **plaques** (dalles et voiles), on commence d'abord par définir leurs caractéristiques géométriques.

Define/ Wall, Slab, Deck sections...

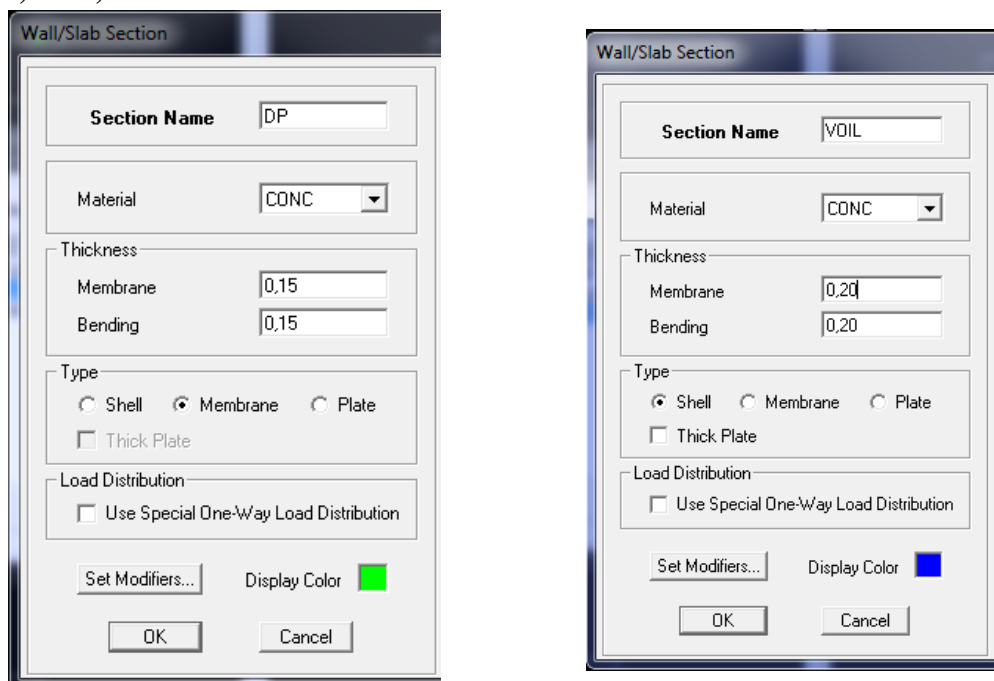


Fig. 5-3-1-b₂ : Définition de l'épaisseur des éléments plaque.

b) Chargement de la structure :

Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

- Charges statiques :

La structure est soumise à des charges permanentes **G**, et à des surcharges d'exploitation **Q**, pour les définir on clique sur : **Define/ StaticLoad Cases**.

On introduit:

Load Name (Nom de la charge): **G**

Type : **DEAD** (permanente)

Self weightmultiplier(Coefficient interne poids propre) : **1**

✚ En introduisant la valeur **1** dans la case (**Self Weight Multiplier**), le logiciel tiendra compte du poids propre des éléments en le rajoutant automatiquement aux charges permanentes **G**.

Load Name (Nom de la charge): **Q**

Type : **LIVE** (exploitation)

Self weightmultiplier(Coefficient interne poids propre) : **0**

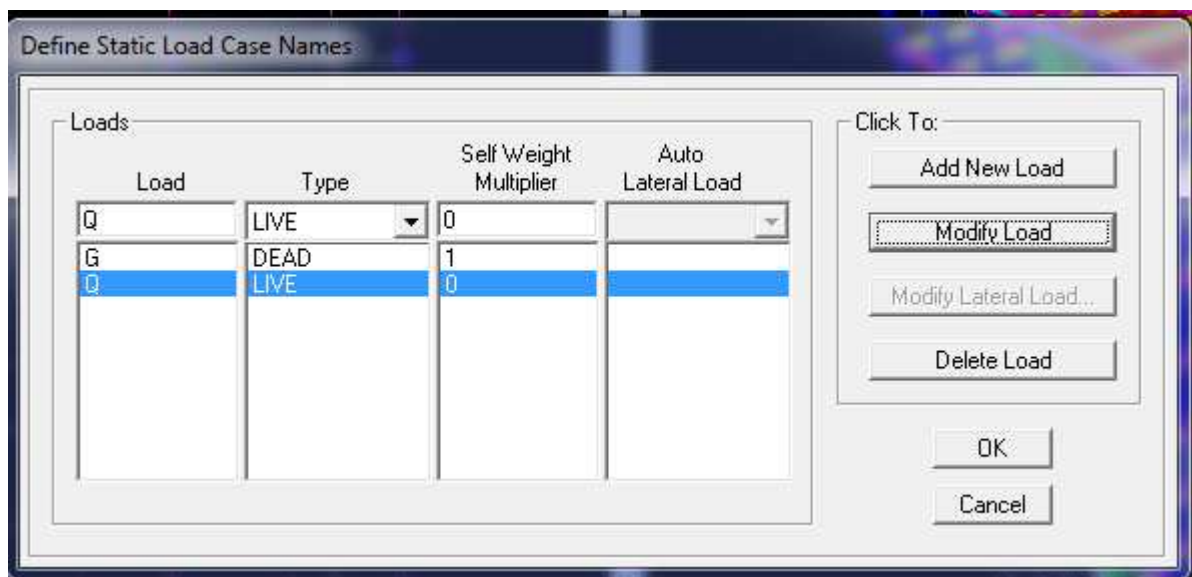


Fig. 5-3-1-d₁: Les charges statiques G et Q.

- Charge dynamique :

Le calcul des forces sismiques dépend de type de la structure et ces dimensions ; se fait à l'aide des trois méthodes :


- La méthode statique équivalente
- La Méthode dynamique modale spectrale.
- la méthode d'analyse par accélérogramme nécessite l'intervention de spécialistes.

Notre choix est tombé sur la méthode dynamique modale spectrale.

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentée par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

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**.

-On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icône suivante:  puis on introduit les données suivantes :

Zone : II (Zone à sismicité moyenne)

Groupe d'usage : 2 (bâtiments courants)

Coefficient de comportement : R=4 (voiles porteurs)

Site : S3(Site meuble)

Le pourcentage de l'amortissement : $\xi = 10\%$ fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Facteur de qualité (Q): Le facteur de qualité de la structure.

La valeur de **Q** est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$$

P_q: Pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

Critères (q)	P _q	
	Observé	Non observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	/	0,05
2. Redondance en plan.	0	/
3. Régularité en plan.	0	0.05
4. Régularité en élévation.	0	/
5. Contrôle de qualité des matériaux	0	/
6. Contrôle de la qualité de l'exécution.	0	/

$$AN : Q = 1 + \sum_{q=1}^6 Pq \Rightarrow Q = 1,10$$

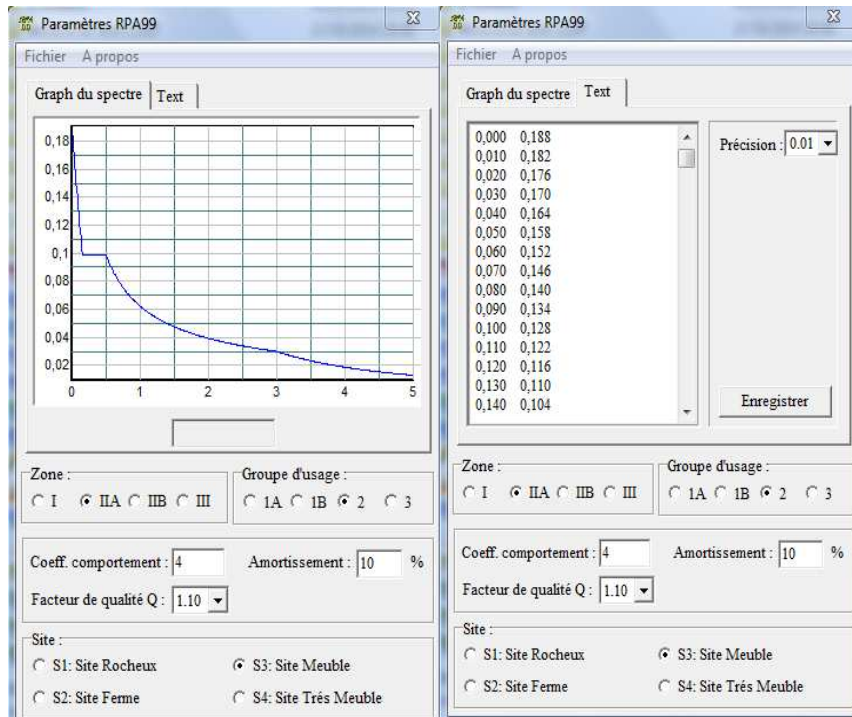


Fig. 5-3-1-d₃: Le spectre de réponse du RPA.

Pour injecter le spectre dans le logiciel **ETABS** on clique sur :
Define / Response Spectrum function / Spectrum from file

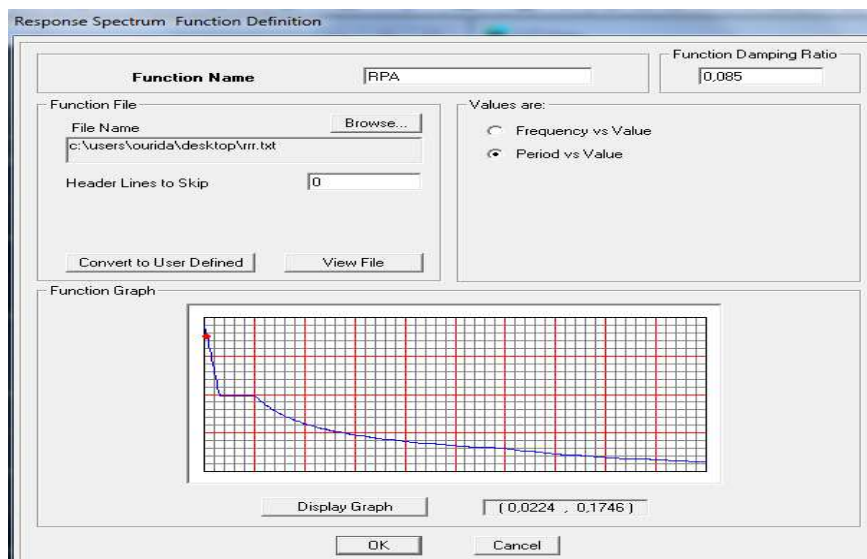


Fig. 5-3-1-d₄: Le spectre de réponse du RPA

Function Name (nom du spectre): **RPA2013**, on valide en cliquant sur **OK**

Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement **E** (séisme) dans les deux directions orthogonales.

Define / Reponse spectrum cases / Add New spectrum

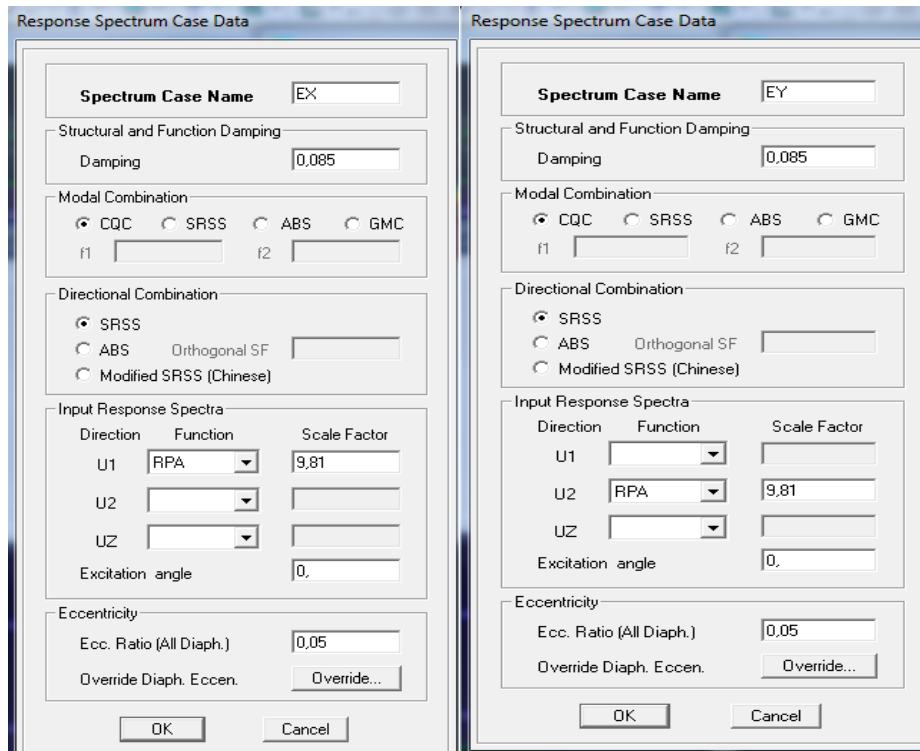


Fig. 5-3-1-d₅: La charge sismique suivant les deux directions orthogonales.

Spectrum Case Name : Ex et Ey

Dans la partie Input ResponseSpectra, nous allons Introduire le spectre à prendre en compte dans les deux directions principales (U1 et U2).

Remarque :

Dans la case Scale Factor on introduit un facteur d'échelle égale à 9,81, ce qui correspond à l'apesanteur.

a) Affectation des charges a la structure :

A cette étape, on affecte aux éléments de la structure les différentes charges qui lui reviennent.

▪ Chargement linéaire :

Les charges statiques étant définies, on sélectionne chaque l'élément linéaire et on introduit le chargement linéaire qui lui revient en cliquant sur :

Assign / Frame line Loads /Distributed...

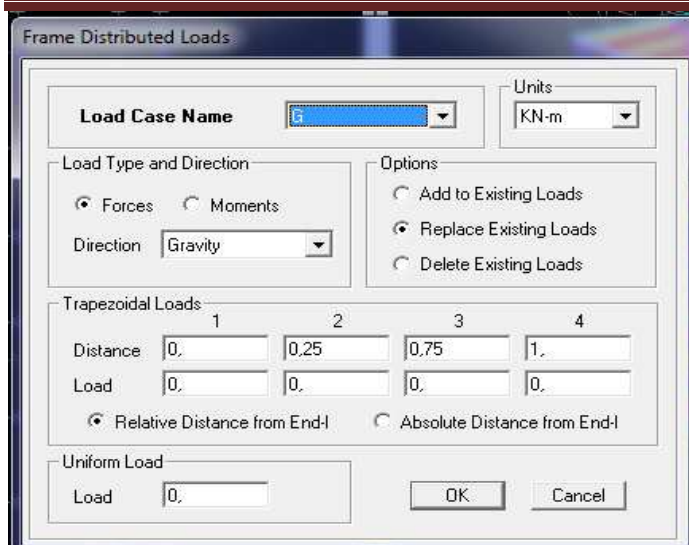


Fig. 5-3-1-e₁: Chargement linéaire.

- Chargement surfacique:

Les chargements surfaciques étant définies, on sélectionne chaque élément surfacique et on lui affecte le chargement **surfacique** qui lui revient en cliquant sur : **Assign / Shell / Areas Loads / uniform...**

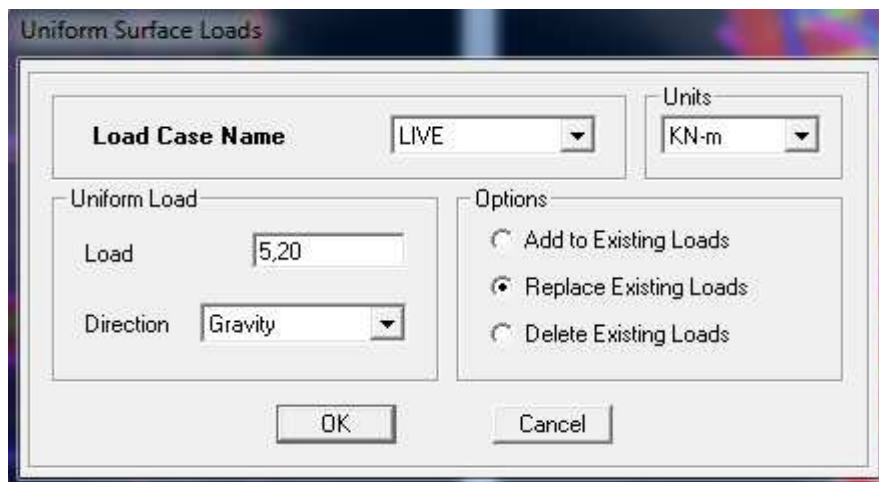


Fig. V-3-1-e₂: Chargement surfacique uniforme.

a) 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: $G+Q+E$

08GE: $0,8G+E$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :
Define / Load Combination / Add New Combo

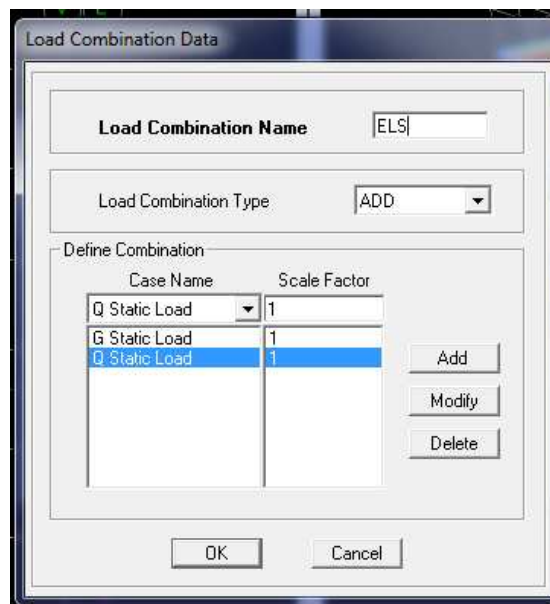


Fig. 5-3-1-f: Combinaison d'action.

a) Affectation des masses sismiques et inerties massiques :

La masse des planchers est supposée concentrées en leurs centres de masse, elle est égale à:

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \text{ et } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

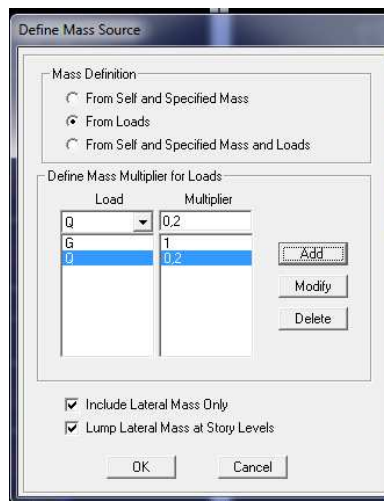
Avec :

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitations.

β : Coefficient de pondération

L'inertie massique d'étage est déterminée automatiquement par le logiciel ETABS

Define / mass source...**c) 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 et les voiles sont supposés **parfaitement encastrés** dans les fondations, pour modéliser cet encastrement on sélectionne la base de la structure puis on clique sur: **Assign/ Joint/ point/ Restreints (supports)...**

Fig. 5-3-1-h₁: Encastrement**Fig. 5-3-1-h₁: Encastrement.**

- 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 / Diaphragms / Add New Constraints / D₁

On refait la même procédure pour tous les planchers, et on aura **D₂ ; D₃ ;..... ; D₁₁**

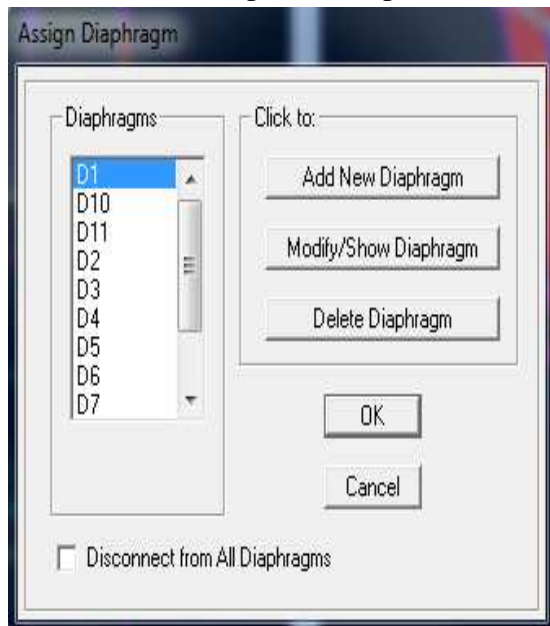


Fig. 5-3-1-h₂: Diaphragme

a) Analyse et visualisation des résultats:

Lancement de l'analyse :

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur l'onglet **Analyzeet** on sélectionne **RunAnalysis** ou directement **F5** sur le clavier.

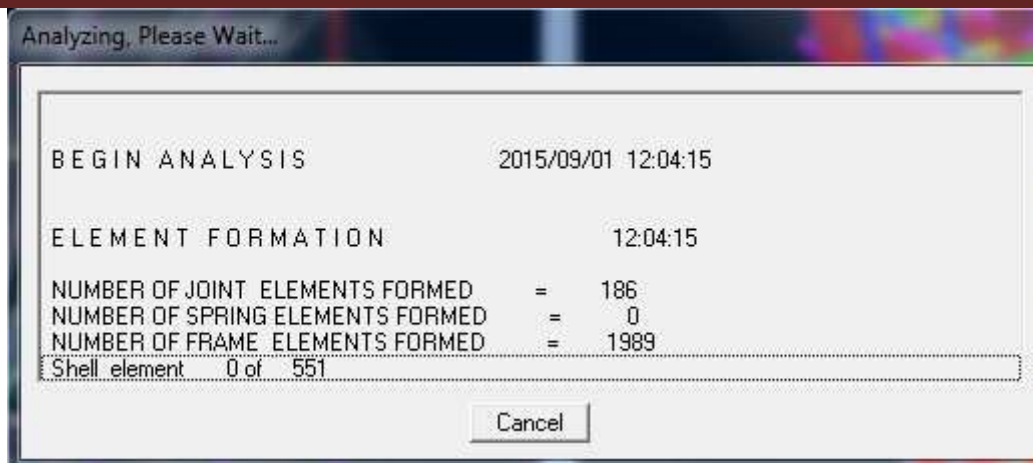
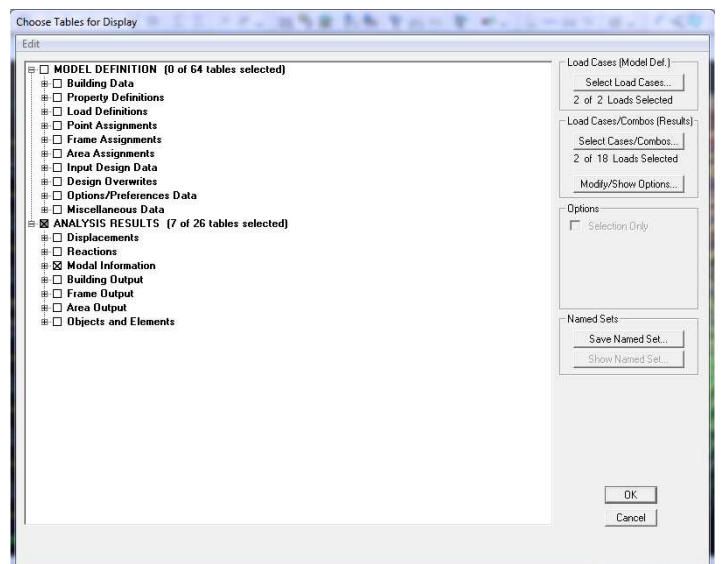
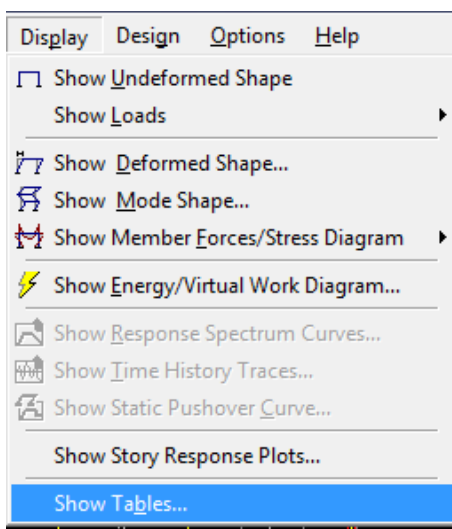


Fig. 5-3-1-i: Lancement de l'analyse .

5-3-2) Visualisation des résultats :

1) Période et participation modale :

Dans la fenêtre **display show tables**, on click sur **Modal Information** et on sélectionne la combinaison « **Modal information**» **OK** .



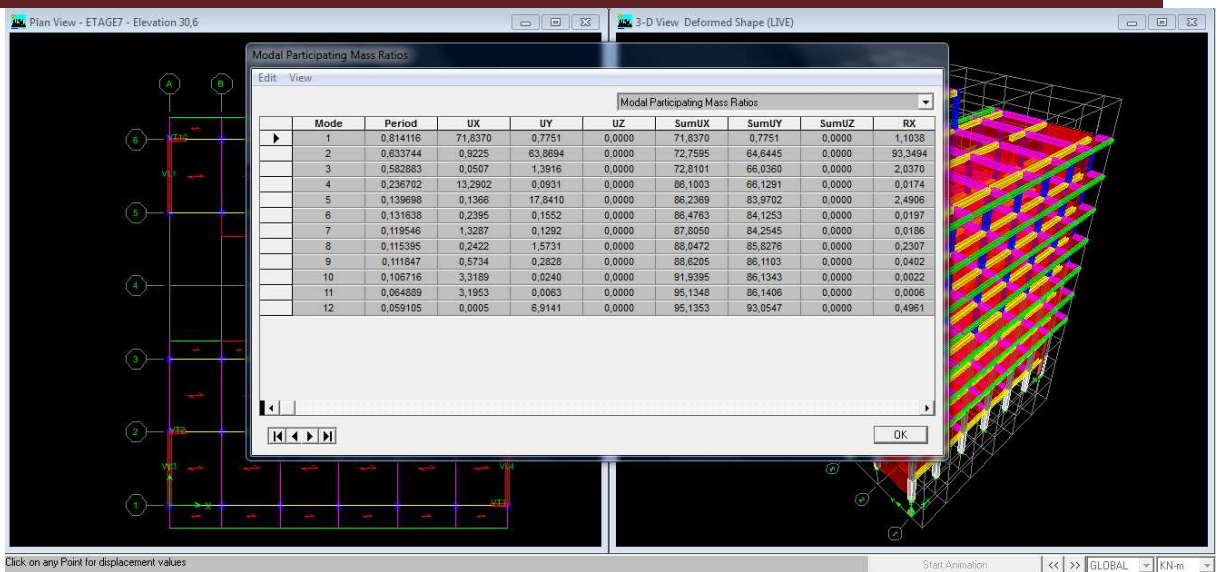


Fig. 5-3-2-1_b: Affichage des résultats de la période et la participation nodale

A partir de ce tableau on peut déduire les valeurs de la période qui sont représenté
Les résultats trouvés sont représenté sous forme d'un tableau (voir chapitre V).

1) **L'excentricité :**

Pour déduire ce dernier ont fait **Display / show tables** , puis il y a un tableau qui s'affiche
et on coche les cases suivantes :

Analyseresultas / Bulding output / OK.

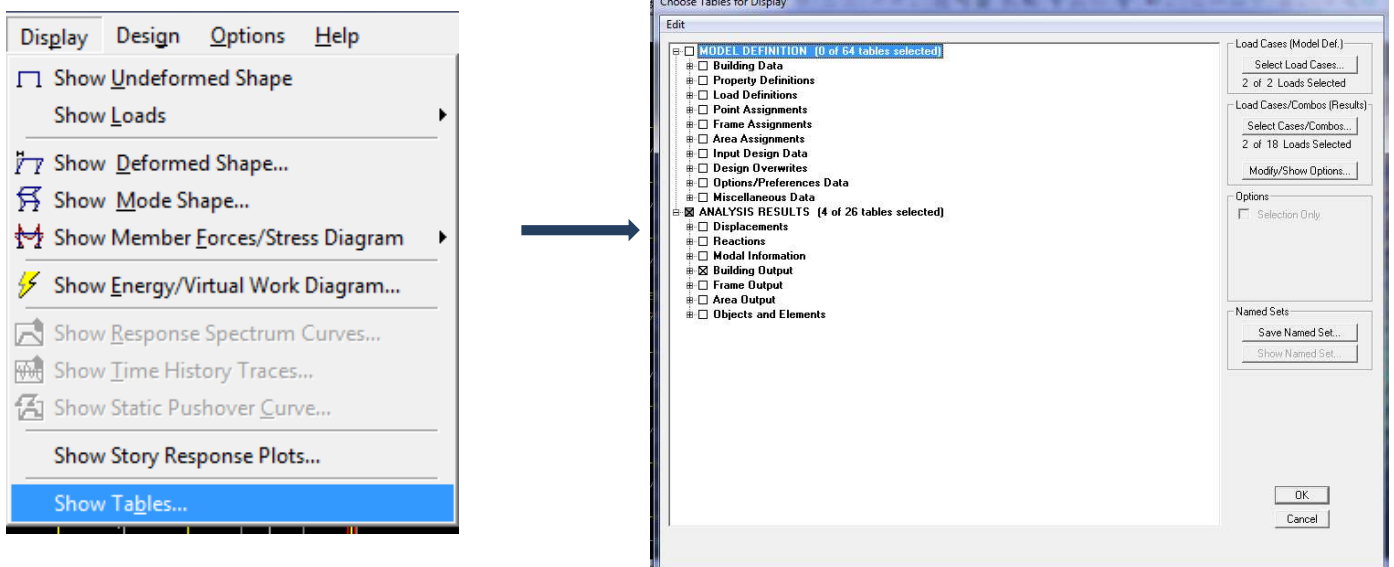


Fig. 5-3-2-2_a : détermination de l'excentricité.

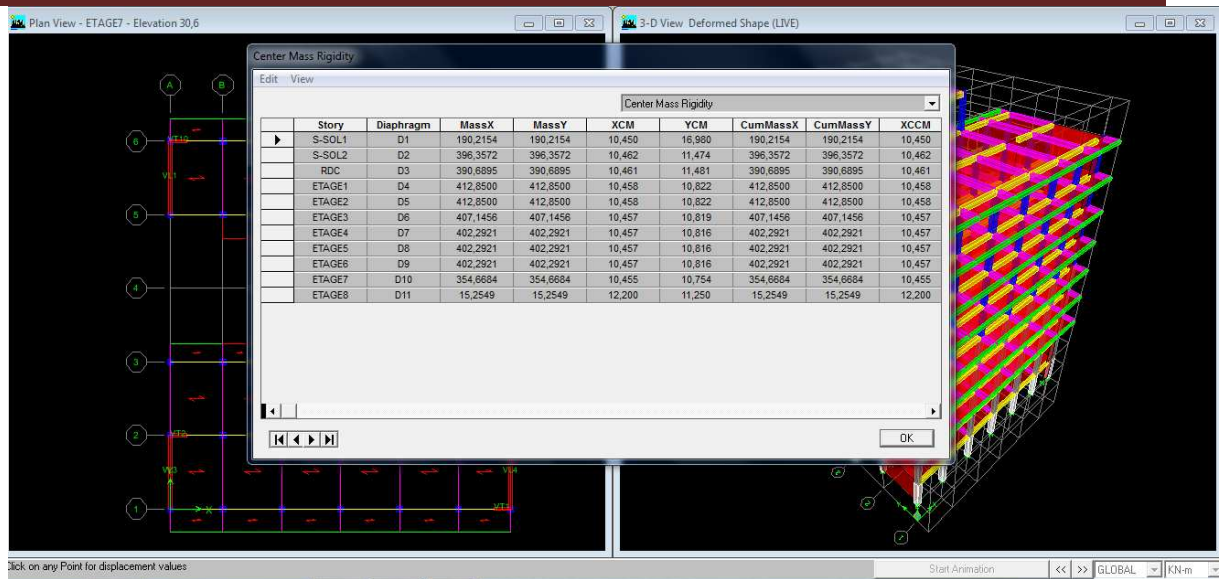
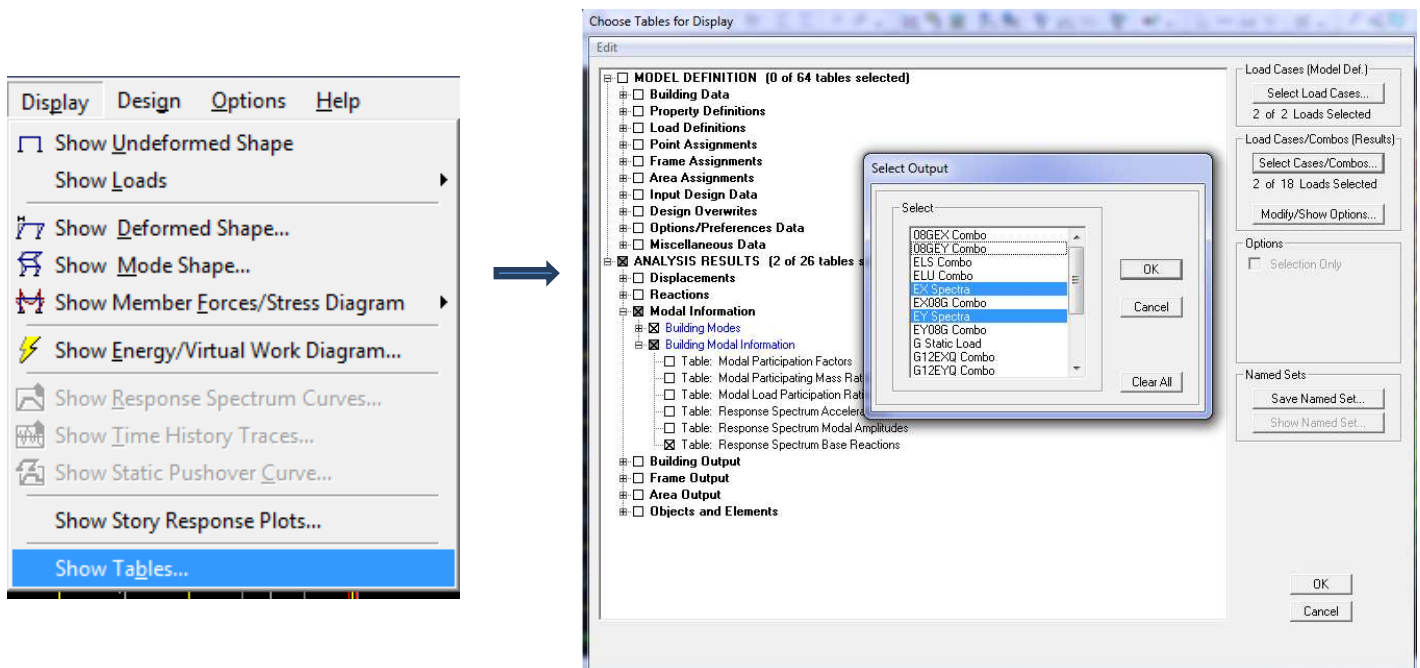


Fig. 5-3-2-2_b : Affichage des résultats de l'excentricité.

Une fois ce tableau est affiché on fait **Edit** → **Copy entire table** pour le copier à Les résultats trouvés sont représenté sous forme d'un tableau (voir chapitre VI).

1) Effort tranchant 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 « **EX ou EY** » **OK -OK**



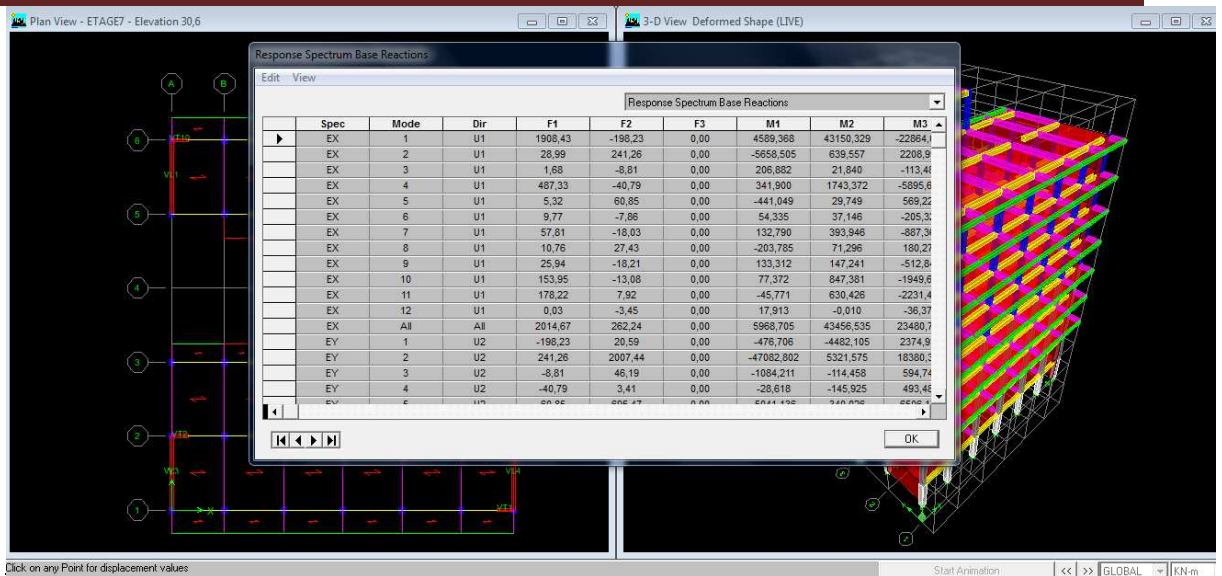
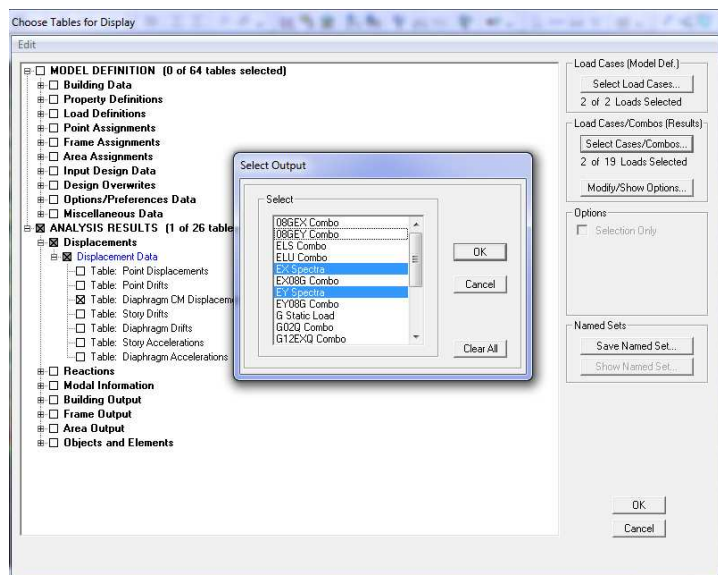
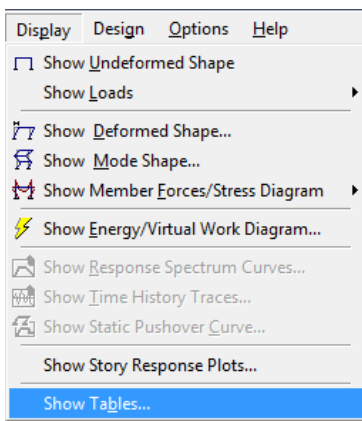


Fig. 5-3-2-3b: Affichage des résultats de l'effort tranchant à la base.

Une fois le tableau est afficher on fait toujours la même procédure : **Edit copy entire table** pour le copier à l'exel où on va extraire les résultats qui sont donnés par les deux valeurs maximales des deux intersections de la ligne du mode **All** avec les deux colonnes **Spec EX** et **F1** qui est l'effort dans le sens transversal et les deux valeurs maximales des deux intersections de la ligne du mode **All** avec les deux colonnes **Spec Ey** et **F2** qui est l'effort dans le sens longitudinal.

1) justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

Pour déterminer ces déplacements (pour les sens **x-x**) avec **ETABS** on doit suivre le cheminement suivant : **Display / show tables**



Il y a une fenêtre qui s'affiche qui est la suivantes :

Analysisresults / displacements / displacement data / Table: diaphragm CM displacement / com Ex OK OK

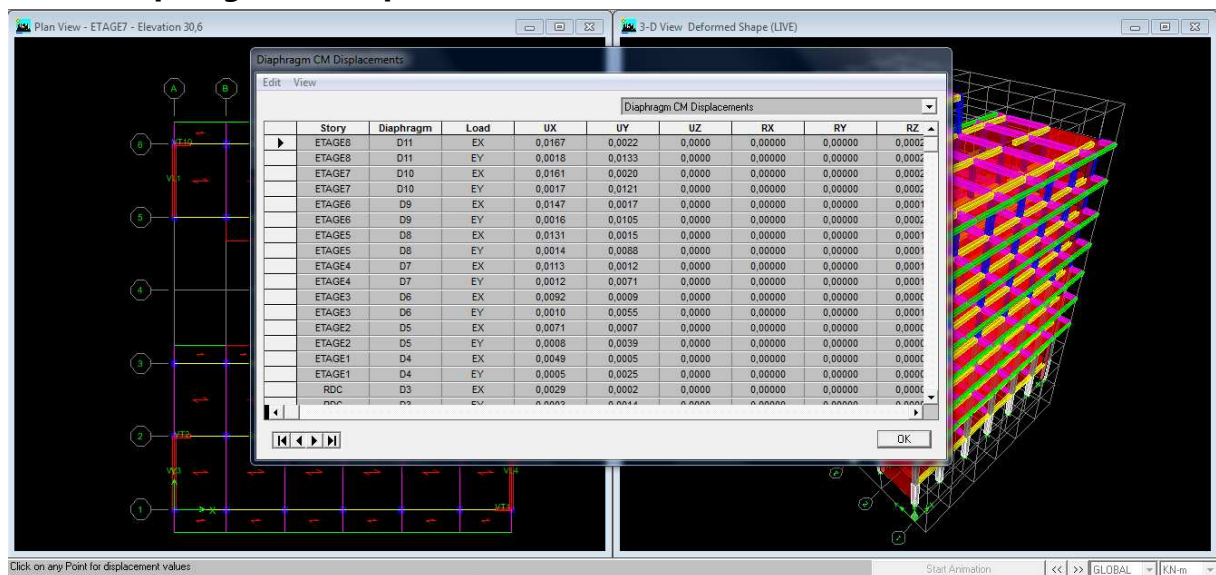


Fig. 5-3-2-4_b :Affichage des résultats des déplacements

Une fois le tableau est afficher on fait toujours la même procédure : **Edit copy entire table** pour le copier sur EXCEL où on va extraireles résultatsqui sont donnés par les deux valeurs des deux colonnes **UX** qui signifie le déplacement dans le sens transversal et **UY** qui signifie le déplacement dans le sens longitudinal.
 Les mêmes étapes pour le sens y-y (mais en sélectionne cette fois si lacomb Ey).
 Ou bien en sélectionne les deux comb**Ex** et **Ey** à la fois.

Les résultats trouvés sont représenté sous forme des tableaux (voire chapitre VI).

4) Déplacement maximale dans le sens longitudinal et transversal:

Pour déterminer ce déplacement avec **ETABS** on doit suivre le cheminement suivant :

Display / show story response plots...

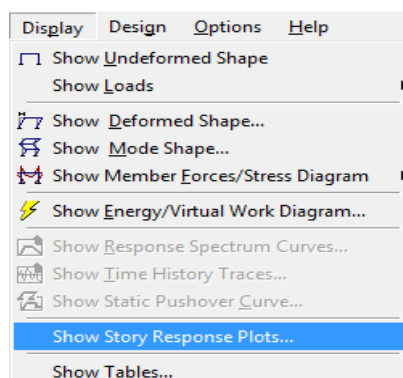
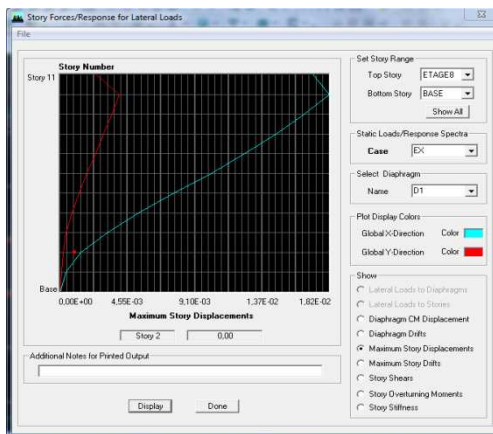


Fig. 5-4₁ : détermination des déplacements maximaux

Sens l'action de Ex :



Sens l'action de Ey :

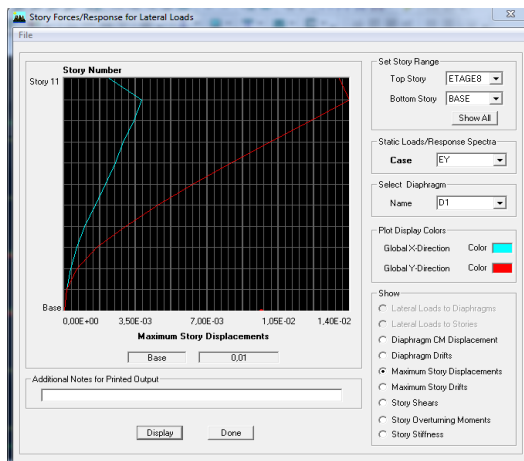
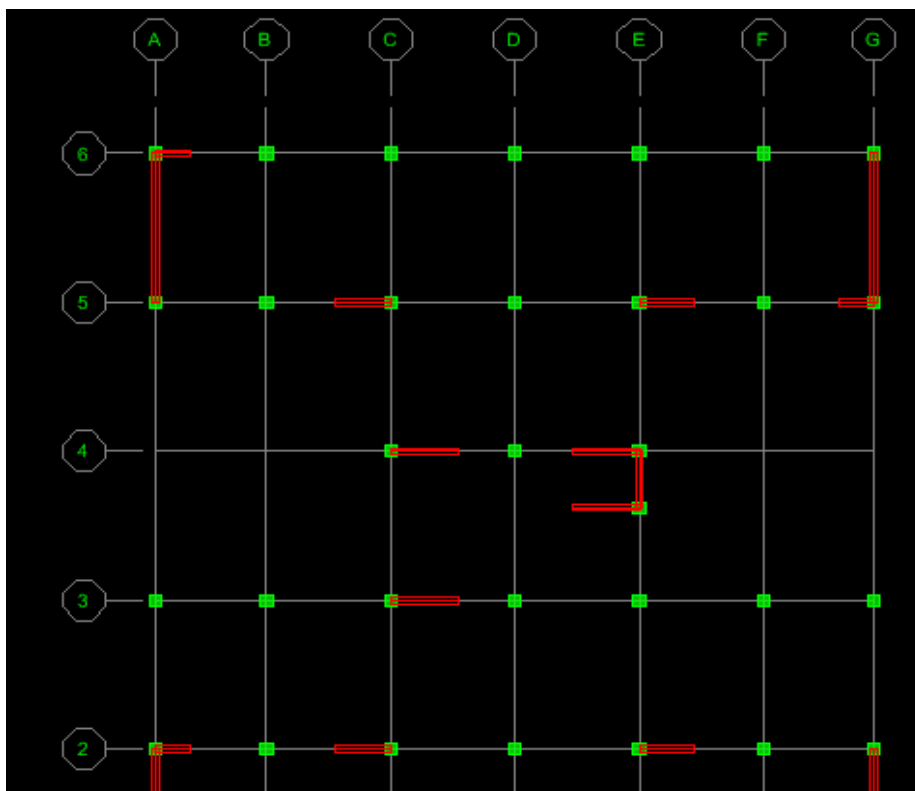


Fig. 5-4₃ : Déplacement maximal selon Ex et Ey

5) Etude du contreventement :

La disposition des voiles

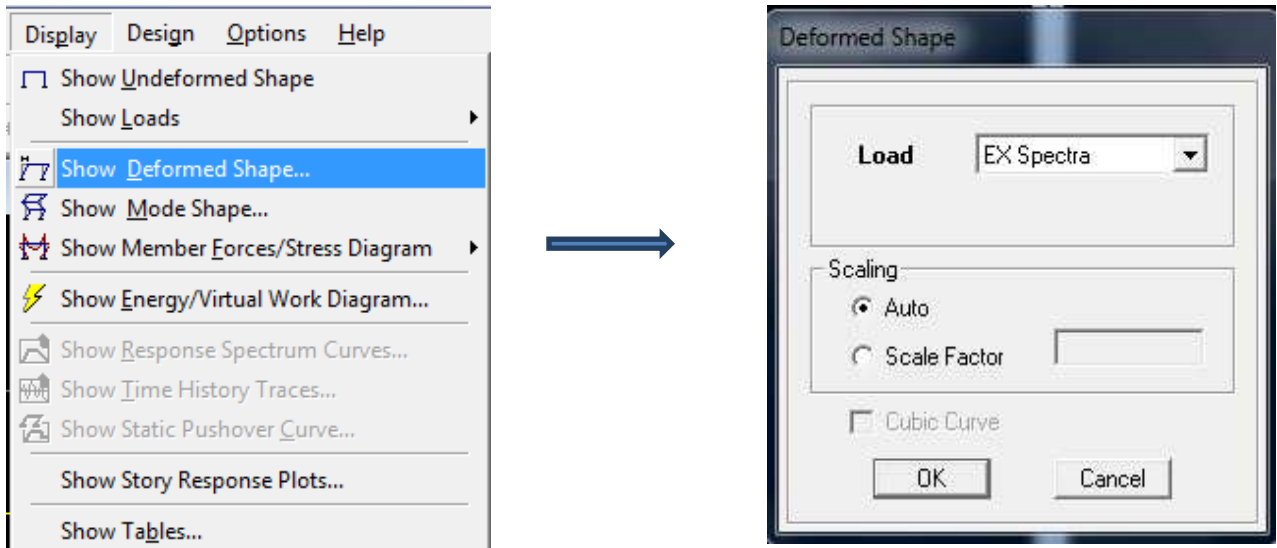
vu en plan



Les efforts horizontaux et verticaux repris par le système de contreventement sont donnés par l'ETABS .

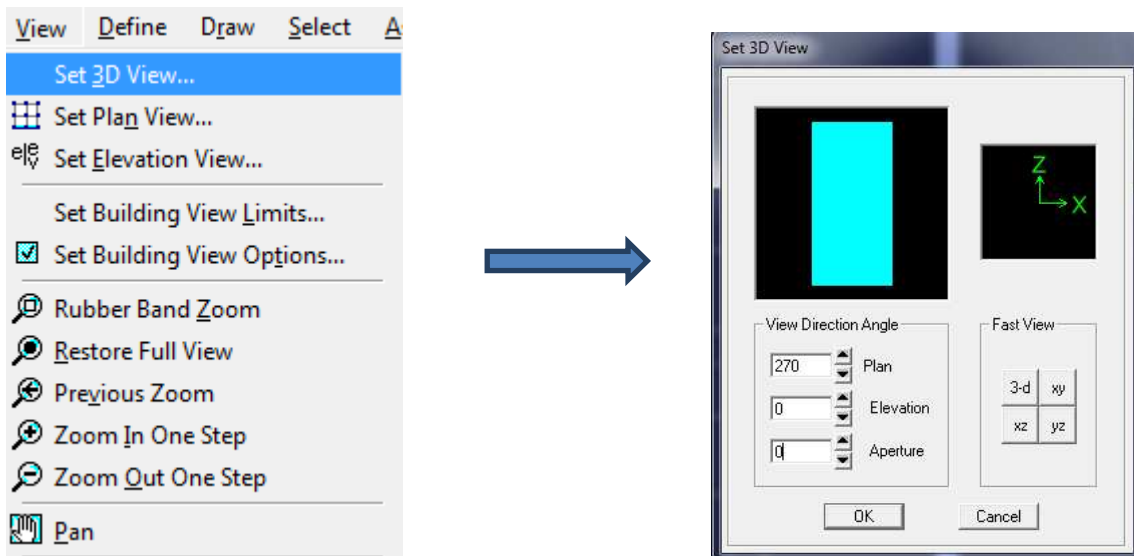
Pour les déterminer il faut suivre le cheminement suivant :

1^{ère} étape :
Display → **show deformation shop**

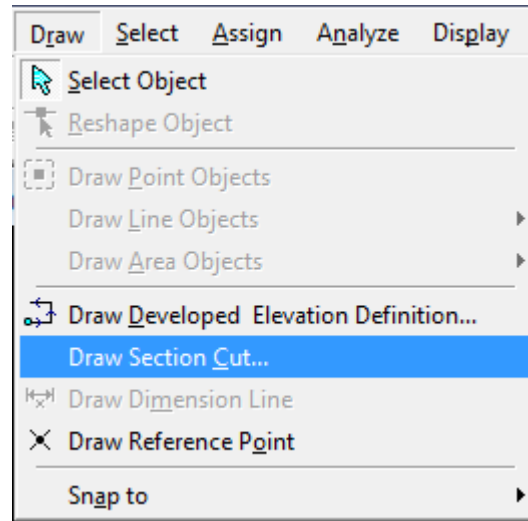


Une fois que cette fenêtre est affichée on sélectionne la combinaison de poids **G+0,2Q** dans la case **load** puis **OK**.

2^{ème} étape :
View → **Set 3D view**



Une fois la fenêtre est affichée on va cocher la case de **XZ** puis on donne la valeur **0** dans la case **Aperture** après **OK**.

3^{ème} étape :**Draw Section Cut**

Après cette fenêtre on doit couper la structure puis il y a une fenêtre qui s'affiche qui est la suivante :

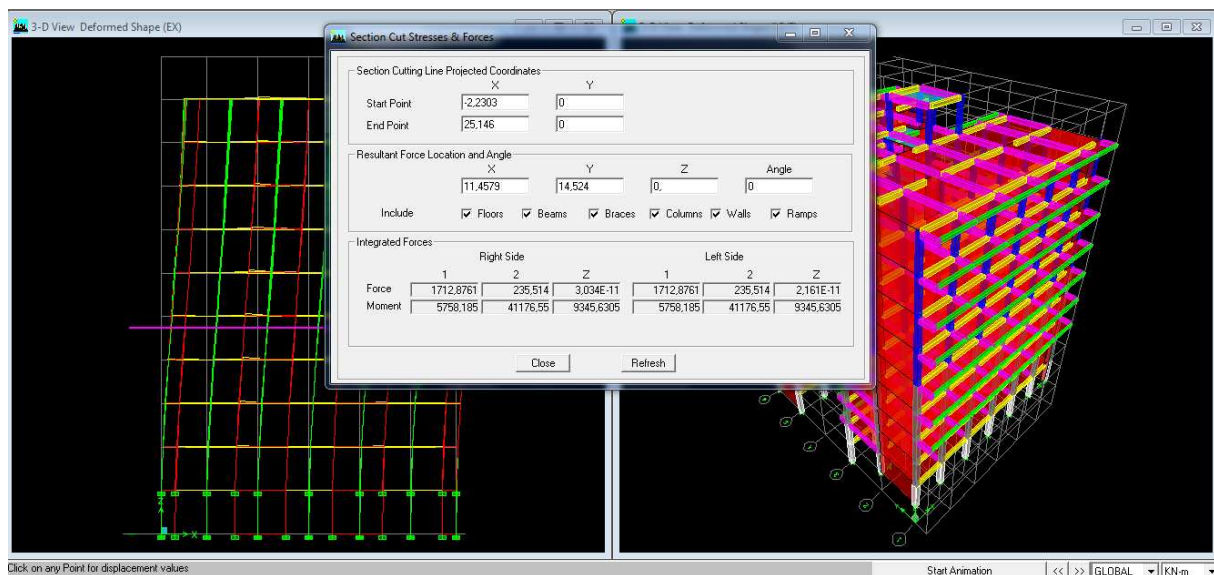


Fig. 5-5 :Affichage des résultats des efforts

Une fois que cette fenêtre est affichée on fait les instructions suivantes :

- Donner la valeur **0** dans la case de **start point** pour l'axe Y.
- Donner la valeur **0** dans la case de **End point** pour l'axe Y.
- Décocher toutes les cases sauf celle **columns** et **walls** pour déduire le chargement global repris par les voiles et les portiques.
- Appuyer sur **refresh** et relever la valeur de l'effort de la case **RIGHT Side** l'axe **z** Effort verticale.
 - l'axe **1** Effort horizontale suivant (**XX**).
 - l'axe **2** Effort horizontale suivant (**YY**).

Une fois la valeur est relevée on décoche aussi la case **column** et on relève les valeurs de l'effort repris par les voiles uniquement

Une fois qu'on fait toutes ces étapes on calcul avec la règle de trois les pourcentages des efforts repris par les voiles uniquement ainsi que l'effort repris par les portiques.

6) Efforts internes dans les éléments structuraux :

a) 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.

Les combinaisons : **G+Q+E** ; **0,8G+E** ; **ELU** ; **ELS**

Avec :

G : charges permanentes

Q : charges d'exploitation non pondérées

E : action sismique représentée par ses composantes horizontales.

b) 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 combinaisons : **G+Q+E** ; **0,8G+E** ; **ELU** ; **ELS**

c) 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.

Les combinaisons : **G+Q+E** ; **0,8G+E** ; **ELU** ; **ELS**

Les résultats trouvés sont représenté sous forme des tableaux (voire chapitre 4).

Chapitre VI

Vérification des résultats

Ce chapitre consiste à vérifier toutes les exigences du RPA qui sont :

- L'excentricité.
- le pourcentage des masses participantes au dernier mode et la torsion au 1^{er} et le 2^{ème} mode.
- l'effort tranchant à la base.
- les déplacements.

6.1) La période empirique « T » :

La période trouver avec logiciel doit être comprise entre la période empirique et celle majoré.

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0,814116	71,837	0,7751	0	71,837	0,7751	0
2	0,633744	0,9225	63,869	0	72,7595	64,6445	0
3	0,582883	0,0507	1,3916	0	72,8101	66,036	0
4	0,236702	13,2902	0,0931	0	86,1003	66,1291	0
5	0,139698	0,1366	17,841	0	86,2369	83,9702	0
6	0,131638	0,2395	0,1552	0	86,4763	84,1253	0
7	0,119546	1,3287	0,1292	0	87,805	84,2545	0
8	0,115395	0,2422	1,5731	0	88,0472	85,8276	0
9	0,111847	0,5734	0,2828	0	88,6205	86,1103	0
10	0,106716	3,3189	0,024	0	91,9395	86,1343	0
11	0,064889	3,1953	0,0063	0	95,1348	86,1406	0
12	0,059105	0,0005	6,9141	0	95,1353	93,0547	0

Tableau 6.1.a : tableau représentatif de la période et la masse participante trouvées par logiciel

Le mode fondamental de vibration est le mode 1 avec une période correspondante :

$$T = 0,814 \text{ s } 0.845$$

6.2) Vérification de 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 :
(ETABS)

Excentricité accidentelle :
(RPA 2003 Art 4.2.7)

$$e_x = X_{CM} - X_{CR}$$

$$e_x = 0,05.L_x$$

$$e_y = Y_{CM} - Y_{CR} = 0,05.L_y$$

- Le tableau des coordonnées des deux centres et leurs écartements :

niveaux	Centre de Masse		Centre de torsion		Excentricité théorique		Excentricité accidentelle	
	XCM	YCM	XCR	YCR	ex	ey	0,05 L _x	0,05L _y
S-S1	10,45	12,98	10,798	12,876	-0,348	0,104	1,057	1,202
S-S2	10,462	11,474	10,497	11,061	-0,035	0,413		
RDC	10,461	11,481	10,627	11,446	-0,166	0,035		
1	10,458	10,822	10,67	10,229	-0,212	0,593		
2	10,458	10,822	10,704	10,663	-0,246	0,159		
3	10,457	10,819	10,728	10,901	-0,271	-0,082		
4	10,457	10,816	10,749	11,047	-0,292	-0,231		
5	10,457	10,816	10,765	11,14	-0,308	-0,324		
6	10,457	10,816	10,778	11,205	-0,321	-0,389		
7	10,455	10,754	10,787	11,252	-0,332	-0,498		

Tableau 6.2.b:tableau représentatif de l'excentricité trouvée par logiciel

❖ **Comparaison des résultats trouvés :**

- Sens longitudinale L_x :

On a l'excentricité la plus grand est celle du 1^{er} niveau : $e_x=0,348m$

$5\%L_x \geq e_x \Leftrightarrow 0.05 \times 21,15 = 1,057 \geq 0,348 \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

- Sens transversal L_y :

On a l'excentricité la plus grande est celle du 2^{ème} niveau . $e_y= 0,264m$

$5\%L_y \geq e_y \Leftrightarrow 0.05 \times 22,8 = 1,14 \geq 0,264 \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

6.3) Vérification de masse participante :

Cette vérification nous permet de savoir le pourcentage des masses agissantes sur les éléments porteurs au dernier mode.

D'après le tableau (**Tableau VI-1-a** tableau représentatif de la période et la masse participante trouvées par logiciel).

❖ **Comparaison des résultats trouvés :**

Toutes les valeurs trouvées pour SumRX, SumRY sont supérieur à 90% donc la condition de masse participante est vérifiée.

$\min(\text{SumRX}; \text{SumRY}) \geq 90\% \Leftrightarrow \min 95,1353 ; 93,0547 \geq 90\%$

$\Leftrightarrow 93,0547 \geq 90\% \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

6.4) Vérification de l'effort tranchant à la base : (RPA Version 2003 ART 4.3.6)

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_D \leq 0.8 V_t$; il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces ; déplacements ; moments ;.....) dans le rapport $0.8V_t / V_D$

❖ Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :

$$V_{st} = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W_T \quad \text{RPA 99 [formule 4-1]}$$

A : coefficient d'accélération donne par le tableau des règles R P A en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage.

R: facteur de comportement dépendant de type du système de contreventement de la structure,

D: facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure.

Q: facteur de qualité, dépendant de la qualité du système structurel (régularité en plan, en élévation, control de la qualité des matériaux.....etc.).

W : poids de la structure.

Application :

a) **A : coefficient d'accélération de zone**, donné par le tableau 4.1 de RPA suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Donc : **A = 0,15**

b) **R : coefficient de comportement global de la structure**

Pour une structure en béton armé à contreventement par voiles.

Donc : **R = 4**

c) **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).

Le facteur D se calcul par la formule suivante :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \text{avec : } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \text{avec } T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \cdot \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & \text{avec } T \geq 3s \end{cases}$$

➤ **Détermination La période « T₂ » :**

T₂ période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7(RPA)

Notre projet est implanté dans un site de catégorie S3(site meuble) =>T₂ =**0.50s**.

On a pour :

$$T_2 \leq T \leq 3,0s \Leftrightarrow 0,50s \leq 0,845s \leq 3,0s$$

$$D = 2,5\eta (T_2 / T)^{2/3}$$

- **η : Facteur de correction d'amortissement** donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7$$

Où : ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau Constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Valeurs du coefficient d'amortissement suivant le système structurel

Nous avons un contreventement mixte donc on prend : ξ = 10 %

$$D'ou : \xi = 10\% \quad \Rightarrow \eta = 0,836 > 0,7$$

Donc :

$$D = 2,5 \times 0,836 (0,5 / 0,845)^{2/3} = 1,47$$

$$D = 1,47$$

- a) **Q** : Facteur de qualité: d'après le tableau (Tableau Fig. V-2-1-e₂) du (chapitre V) ; tableaux représentatif des valeurs des pénalités P_q.

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$$

Les résultats trouvés son les mêmes pour les deux blocs et dans les deux sens x et y.

$$Q_x = Q_y = 1 + (0 + 0,05 + 0,05 + 0 + 0 + 0) = 1,10 \quad Q_x = Q_y = 1,10$$

$$D'ou : Q = 1,10$$

d) W : poids de la structure.

Donc pour chaque niveau « i » on aura : **W_i = W_{Gi} + βW_{Qi}** d'ou **W_T = Σ_{i=1}¹⁰ W_i**

W_{Gi} : Le poids de niveau i revenant a la charge permanente.

W_{Qi} : Le poids de niveau i revenant a la charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4-5 du RPA99,

Dans notre cas et pour bâtiment d'habitant **β=0,20**

Pour avoir ces résultats on va introduire une nouvelle combinaison dans logiciel :

Poids : G + 0.2 Q

1) Calcul de V statique

$$W_T = G + BQ = 37430,03 + (0,2 \times 5854,51) = 38601,932 \text{ KN}$$

$$W_{TG} = 38601,932 \text{ KN}$$

$$V_{ST} = \frac{A \times D \times Q \times W}{R}$$

$$V_{Xst} = V_{Yst} = \frac{(0,15 \times 1,47 \times 1,10 \times 38601,932)}{4} = 2340,70 \text{ KN}$$

$$V_{Xst} = 2340,70 \text{ KN}$$

2) Calcul de V dynamique :

➤ Le tableau récapitulatif des efforts tranchants calculé a la base avec le logiciel :

Pec	mode	V _{x.etabs} (kN)	V _{y.etabs} (kN)
EX	all	1920,18	2129,38
Ey	all	2129,38	1920,18

On doit vérifier que : $V_{dy} > 80\% V_{st}$

SENS X-X

$$80\% V_{Xst} = 0,8 \times 2340,70 = 1872,56 \text{ KN}$$

$$V_{xdy} = 1920,18 \text{ KN} > 80\% V_{Xst} = 1872,56 \text{ KN} \quad \text{condition vérifiée}$$

SENS Y-Y

$$80\% V_{Yst} = 0,8 \times 2340,70 = 1872,56 \text{ KN}$$

$$V_{xdy} = 1920,18 \text{ KN} > 80\% V_{Yst} = 1872,56 \text{ KN} \quad \text{condition vérifiée.}$$

6.5) calcul des déplacements :

a) **Le déplacement horizontal** à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit :

$$\text{D'après le RPA 99 (Art 4.43) : } \delta_K = R \times \delta_{ek}$$

Avec : δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismique. F_1 (y compris l'effet de torsion)

R : Coefficient de comportement.

b) **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)**, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser **1%** de la hauteur d'étage.

Niveaux	$\delta_k(x)$ (m)	$\delta_k(y)$ (m)	$\Delta_k(x)$ (m)	$\Delta_k(y)$ (m)	1%h _e (m)	Vérification
8	0,016	0,0019	0,0006	0,0001	0,03	Ok
7	0,0154	0,0018	0,0014	0,0002	0,0306	Ok
6	0,014	0,0016	0,0015	0,0002	0,0306	Ok
5	0,0125	0,0014	0,0016	0,0003	0,0306	Ok
4	0,0108	0,0011	0,0017	0,0002	0,0306	Ok
3	0,0088	0,0009	0,002	0,0002	0,0306	Ok
2	0,0068	0,0007	0,0021	0,0003	0,0306	Ok
1	0,0047	0,0004	0,0019	0,0002	0,0306	Ok
RDC	0,0028	0,0002	0,0017	0,0001	0,0306	Ok
S-SOL2	0,0011	0,0001	0,0011	0,0001	0,0306	OK
S-SOL1	0,0003	0	0,0003	0	0,0306	OK

Remarque:

On n'a pas introduit la valeur du coefficient de comportement R lors de calcul des déplacements, car elle est déjà introduite dans le logiciel lorsqu'on a fait la modélisation (on a spécifié le type de contreventement dans le spectre de réponse).

❖ Déplacement maximal :

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule

$$\text{suivante :} \quad \delta_{\max} \leq f = \frac{H_t}{500}$$

Avec : f : La flèche admissible.

Ht: La hauteur totale du bâtiment.

$$\delta_{\max} = 0,01\text{m} \leq f = \frac{H_t}{500} = \frac{30,60}{500} = 0,06\text{m} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

6.6) Justification Vis A Vis De l'effet P-Δ :

l'effet P-Delta est un effet de second ordre qui se produit dans chaque structure où les éléments sont soumis à des charges axiales, cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et au déplacement « Delta », la valeur de l'effet P-Delta dépend de :

- La valeur de la force axiale appliquée.
- La rigidité ou la souplesse de la structure globale.
- La souplesse des éléments de la structure.

En contrôlant la souplesse de structure, la valeur de l'effet P-Delta est souvent gérée de manière à ce qu'elle soit considérée « négligeable » et donc ignorée dans le calcul.

Le règlement RPA99/v2003 préconise que les effets P-Delta peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux de la structure.

$$\theta = P_k \cdot \Delta_k / V_k \cdot h_k \leq 0,10. \quad \{ \text{RPA 99/ Art 5,9} \}$$

Avec :

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k » calculés suivant le formule ci-après

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

V_k : effort tranchant d'étage au niveau « k ».

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » en considérons la le combinaison (G+Q+E).

h_k : hauteur de l'étage « k »

Niv	P_k (KN)	sens xx			sens yy			vérification
		$\Delta_k(x)$	$V_k(x) \times h_k$	Θ_x	$\Delta_k(y)$	$V_k(y) \times h_k$	Θ_y	
8	149,65	0,0006	85,13	0,00105	0,0001	129,74	0,00012	
7	3479,29	0,0014	1296,40	0,00375	0,0002	177,54	0,00392	Ok
6	3985,72	0,0015	2320,76	0,00257	0,0002	325,00	0,00245	Ok
5	3985,72	0,0016	3170,98	0,00201	0,0003	444,50	0,00269	Ok
4	3985,72	0,0017	3895,50	0,00173	0,0002	543,51	0,00146	Ok
3	3995,53	0,002	4501,90	0,00177	0,0002	623,14	0,00128	Ok
2	4050,06	0,0021	5022,10	0,00169	0,0003	685,62	0,00177	Ok
1	4050,06	0,0019	5425,16	0,00141	0,0002	731,03	0,00110	Ok
RDC	3832,66	0,0017	5702,06	0,00114	0,0001	757,22	0,00050	Ok
S-SOL2	3888,26	0,0011	5875,75	0,00072	0,0001	768,40	0,00050	Ok
S-SOL1	1866,01	0,0003	522,65	0,00107	0	170,29	0	Ok

Tableaux 6.6.a : justification Vis-à-vis De l'effet P-Δ dans les deux Sens.

On constate que θ_{kx} et θ_{ky} sont inférieure à « 0.1 ».

Donc l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure

6.7)- Justification du système de contreventement

Les efforts sismiques revenants aux portiques et aux voiles sont tirés du logiciel.

Effort repris par les voiles et les portiques: **Tt=170,8019KN**

Effort repris par les voiles uniquement: **Tv=137,7958KN**

Le pourcentage d'efforts repris par les voiles uniquement :

$$\left. \begin{array}{l} T_{total}=170,8019 \text{ KN} \longrightarrow 100\% \\ T_{voiles}= 137,7958\text{KN} \longrightarrow x\% \end{array} \right\} =80.67\%$$

Le pourcentage d'effort repris par les portiques uniquement :

$$T_{portiques}=100-80,67=19,32\%.$$

Sens X-X :

Effort horizontale repris par les portiques = 19,32%.

Effort horizontale repris par les voiles = 80,67%.

Sens Y-Y :

Effort horizontale repris par les portiques = 3,68%.

Effort horizontale repris par les voiles = 96,31%.

Conclusion :

D'après les résultats obtenus ci-dessus on peut conclure que Les exigences du RPA ont été observées:

Le pourcentage de participation massique est vérifié.

Les déplacements relatifs sont vérifiés.

L'effort tranchant a la base est vérifié.

L'excentricité est vérifiée

Nous pouvons passer au ferrailage de la structure.

Chapitre VI

Ferraillage de la structure

7.2) Ferrailage des poteaux :**Introduction**

Les poteaux sont calculés en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal) sous les combinaisons les plus défavorables (ELU ; G+Q+E ; 0,8G±E), en procédant à des vérifications à l'ELS et en tenant compte des trois types de sollicitations suivantes :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

7.2.1) Recommandations du RPA 99 modifié 2003 :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence(HA), droites et sans crochets
- Le diamètre minimal est supérieur ou égal à 12mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de **40Ø**(Zone IIa).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm
- Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :

7.2.2) Les armatures longitudinales :***Le pourcentage minimal sera :**

- Poteaux (45×45) $A_{\min}=0,008 \times 45 \times 45 = 16,2 \text{cm}^2$
- Poteaux (40×40) $A_{\min}=0,008 \times 40 \times 40 = 12,8 \text{cm}^2$
- Poteaux (35×35) $A_{\min}=0,008 \times 35 \times 35 = 9,8 \text{cm}^2$

***Le pourcentage maximal en zone courante sera :**

- Poteaux (45×45) $A_{\max}=0,04 \times 45 \times 45 = 81 \text{cm}^2$
- Poteaux (40×40) $A_{\max}=0,04 \times 40 \times 40 = 64 \text{cm}^2$
- Poteaux (35×35) $A_{\max}=0,04 \times 35 \times 35 = 49 \text{cm}^2$

***Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera :**

- Poteaux (45×45) $A_{\max}=0,06 \times 45 \times 45 = 121,5 \text{cm}^2$
- Poteaux (40×40) $A_{\max}=0,06 \times 40 \times 40 = 96 \text{cm}^2$
- Poteaux (35×35) $A_{\max}=0,06 \times 35 \times 35 = 73,5 \text{cm}^2$

7.2.3) Les armatures transversales :

-Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h_t f_e}$$

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

$$\rho_a = \begin{cases} 2,5 & \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 & \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : l'élancement géométrique de poteaux.

$$\lambda_g = \frac{I_f}{a} \quad \text{ou} \quad \lambda_g = \frac{I_f}{b}$$

I_f : La longueur de flambement du poteau.

S_t : espacement des armatures transversales.

a et b : dimensions de la section droite du poteau

$$\begin{cases} S_t \leq \min(10\phi_1^{\min}, 15\text{cm}) & \text{en zone nodale} \\ S_t \leq 15\phi_1^{\min} & \text{en zone courante} \end{cases}$$

ϕ_1^{\min} : Diamètre minimale des armatures longitudinales des poteaux

La quantité minimale d'armatures transversales $\frac{A_t}{b \times S_t}$ en% donnée comme suit

$$\begin{cases} \lambda_g \geq 5 \rightarrow A_{\min} = 0,3\% \\ \lambda_g \leq 3 \rightarrow A_{\min} = 0,8\% \\ 3 < \lambda_g < 5 \rightarrow \text{interpolation entre les valeurs minimale du poteau} \end{cases}$$

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10 ϕ minimum.
- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées en nombre et diamètre suffisants ($\phi \geq 12\text{mm}$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des Poteaux

7.2.4) Calcul du ferraillage :

a) Section partiellement comprimée (SPC) :

-Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limite par les armatures soumises ; soit à un effort de traction ou à un effort de compression.

$$e = \frac{M_U}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - C\right)$$

la condition suivante doit être vérifiée :

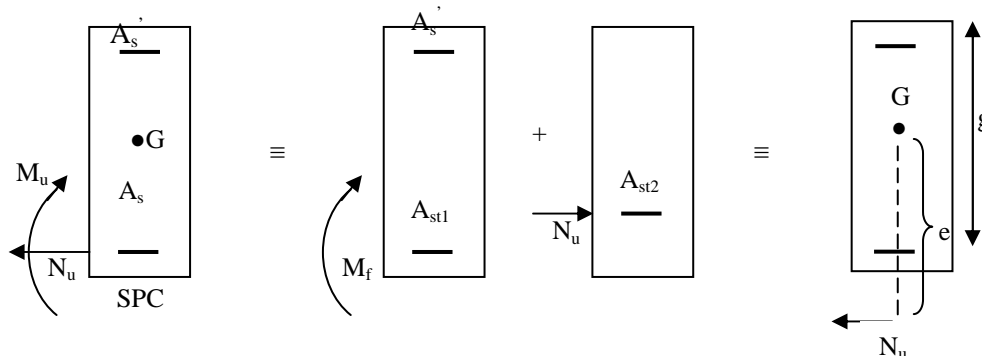
$$(d - C)N_u - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{C'}{h}\right) bh^2 f_{bc} \longrightarrow \text{Section rectangulaire}$$

Avec :

M_f : moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures.

- Déterminations des armatures :

$$M_f = N_u \times g = N_u \left(\frac{h}{2} - C + e\right) = M_U + N_u \left(\frac{h}{2} - C\right)$$



En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2f_{bc}} \quad \text{avec } f_{bc} = \frac{0,85f_{c28}}{\theta\gamma_b}$$

Si $\mu < \mu_l = 0,392$ section simplement armée (SSA) et ($A' = 0$)

$$A_l = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_s} \quad \text{avec } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

D'où la section réel

$$A_s = A_l \pm \frac{N_u}{\sigma_s} \begin{cases} (+) \text{ si } N: \text{ effort de traction} \\ (-) \text{ si } N: \text{ effort de compression} \end{cases}$$

Si $\mu > \mu_l = 0,392$ section doublement armée (SDA) et ($A' \neq 0$). on calcul :

$$M_r = \mu_l \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

M_r : Moment ultime pour une section simplement armée.

Avec :

$$A_l = \frac{M_f}{B_r \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c)\sigma_s} \quad \text{avec } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A = \frac{\Delta M}{(d - c)\sigma_s}$$

La section réelle d'armature est

$$A'_s = A' \quad ; \quad A_s = A_l \pm \frac{N_u}{\sigma_s}$$

a) Section entièrement comprimée (SEC) :

$$e = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

Le centre de pression est situé dans la zone délimitée par les armatures.

N : Effort de compression.

Deux cas peuvent se présenter :

1^{er} cas :

$$(0,337 \times h - 0,81c)bh^2f_{bc} < N_u(d - c') - M_f < \left(0,5 - \frac{c'}{h} \right) bh^2f_{bc}$$

Les sections d'armatures sont

$$\hat{A}_s = \frac{N - 100 \times \psi \times bh \times f_{bc}}{100 \times \sigma_s} \quad , \quad A_s = 0$$

$$\psi = \frac{0,357 + \frac{N_u(d - c') - M}{bh^2f_{bc}}}{0,857 - \frac{c}{h}}$$

7.2.5) Ferrailage des poteaux :

Le ferrailage des poteaux est fait par un l'aide de calcul

Niveaux	Sollicitation	N(KN)	sens	M(Kn.m)	e _u (m)	Obs	A _s (cm ²)	A' (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Ferraillage
Etage7 Etage6 Etage5 Etage4	N _{max}	662,11	xx	-4,378	0,006	SEC	0	0	9,80	4HA14+4HA12 Soit 10,68cm²
			yy	-0,058	0,0008	SEC	0	0		
	N _{min}	-0,51	xx	0,006	0,0011	SET	0	0		
			yy	0,069	0,135	SET	0	0		
	N _{cor}	147,63	xx	37,992	0,257	SPC	0	1,46		
			yy	34,938	0,349	SPC	0	1,82		
Etage3 Etage2 Etage1 RDC	N _{max}	1369,32	xx	1,061	0,0007	SEC	0	0	12,80	12HA14 Soit 15,83cm²
			yy	-0,54	0,00039	SEC	0	0		
	N _{min}	-6,54	xx	0,013	0,0019	SET	0	0		
			yy	-0,884	0,135	SET	0	0		
	N _{cor}	-575,9	xx	36,389	0,063	SPC	0	0		
			yy	-515,04	26,289	0,05	SPC	0		
Sous sol1 Sous sol2	N _{max}	1662,57	xx	1,626	0,0009	SEC	0	0	16,2	12HA16 Soit 18,10cm²
			yy	-0,085	0,00005	SEC	0	0		
	N _{min}	-13,49	xx	-0,006	0,0004	SET	0	0		
			yy	-0,295	0,021	SET	0	0		
	N _{cor}	-1517,63	xx	29,344	0,019	SET	0	0		
			yy	-1042,34	10,318	0,0098	SET	0		

7.2.5 Vérifications à l'ELS :**a) Etat limite de compression du béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{Mpa}$$

Deux cas peuvent se présenter

$$\text{Si } e_s = \frac{M_s}{N_s} \leq \frac{I_0}{B_0 \times V_0} \rightarrow \text{Section entierment comprimé } \mathbf{SEC}$$

$$\text{Si } e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{I_0}{B_0 \times V_0} \rightarrow \text{Section entierment comprimé } \mathbf{SPC}$$

M_s : Moment de flexion à l'ELS.

N_s : L'effort normal à l'ELS

$$B_0 = b \times h + 15(A + A') \rightarrow \text{Section total homogène}$$

$$V_1 = \frac{1}{2} \frac{b \times h^2}{B_0} + \{(A \times c' + A' \times d)\} ; \quad V_2 = h - V_1$$

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15[A_s(V_1 - c)^2 + A_s(V_2 - c)^2]$$

I_0 : moment d'inertie de la section homogène

- **Pour la section entièrement comprimé SEC**

$$\sigma_{bsup} = \left(\frac{N_s}{B_0} + \frac{M_s}{I_0} \times V_1 \right) \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{Mpa}$$

$$\sigma_{binf} = \left(\frac{N_s}{B_0} + \frac{M_s}{I_0} \times V_2 \right) \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{Mpa}$$

- **Section partiellement comprimé SPC**

Pour calculer la contrainte du béton σ_{bc} , on détermine la position de l'axe neutre

$$y_1 = y_2 + c$$

$$y_1^2 : \text{est déterminé par l'équation suivante } y_1^2 = P y_2 + q = 0$$

$$c = \frac{h}{2} - e_s$$

c : Distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

avec :

$$P = -3c^2 - \frac{90A_s(c - c')}{b} + \frac{90A_s}{b}(d - c)$$

$$q = -2c^3 - \frac{90A_s(c - c')}{b} + \frac{90A_s}{b}(d - c)^2$$

- Sens longitudinale (yy) M_2

Niveaux	Sollicitation	N(Kn)	$M_S(Kn.m)$	bxh(cm ²)	Obs	σ_{bsup}	σ_{binf}	σ_b	σ_{ssup}	σ_{sinf}	σ_s	Obs
Etage7,6 5,4	N_{max}	-482,54	-3.112	35x35	SEC	2,26	1,94	15	33,6	29,5	348	Vérifiée
	N_{min}	-3,19	-0.015		SEC	0,01	0,01		0,22	0,2		
	N_{cor}	-108,31	27,626		SPC	2,26	0		29,2	-31,7		
Etage 3,2,1 RDC	N_{max}	-996,44	0,777	40x40	SEC	5,48	5,37	15	82	80,6	348	Vérifiée
	N_{min}	-91,13	0,164		SEC	0,51	0,48		7,59	7,29		
	N_{cor}	-419,84	26,418		SEC	4,16	0,41		58,2	10,4		
S-SOL1 S-SOL2	N_{max}	-1209,9	-1.183	45x45	SEC	5,6	5,47	15	83,9	82,2	348	Vérifiée
	N_{min}	-201,53	0,641		SEC	0,96	0,89		14,3	13,3		
	N_{cor}	-575,59	-24,156		SEC	3,98	1,28		57,1	22		

- Sens transversale (xx) :M₃

Niveaux	Sollicitation	N _s (Kn)	M _s (Kn.m)	bxh(cm ²)	Obs	σ _{bsup}	σ _{binf}	σ _b	σ _{ssup}	σ _{sinf}	σ _s	Obs
Etage 7,6, 5,4	N _{max}	-482,54	-0.048	35x35	SEC	0,93	0,29	15	13,40	4,96	348	Vérifiée
	N _{min}	-3,19	-0.886		SEC	3,91	3,77		58,50	56,70		
	N _{cor}	-88,73	-28,192		SEC	3,02	0,00		42,80	2,41		
Etage 3, 2,1 RDC	N _{max}	-996,44	0.517	40x40	SEC	1,21	0,67	15	17,70	10,50	348	Vérifiée
	N _{min}	-91,13	5,942		SEC	4,37	4,33		65,50	64,90		
	N _{cor}	-225,85	-22,941		SEC	2,87	1,16		41,80	18,60		
S-SOL1 S-SOL2	N _{max}	-1209,9	-0.062	45x45	SEC	0,46	0,08	15	6,70	1,52	348	Vérifiée
	N _{min}	-201,53	2,684		SEC	4,98	4,95		74,60	74,30		
	N _{cor}	-773,08	-7,537		SPC	7,27	0,00		102,00	38,50		

7.2.6) Armatures transversales :

Le rôle des armatures transversales consiste à :

-Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.

-Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.

- **Diamètre des aciers :** selon le BAEL 99

$$\phi_1 \geq \frac{\phi_1}{3} \rightarrow \phi_1 = \frac{20}{3} = 6,66 \quad ; \quad \phi_1 = 8\text{mm}$$

Nous adoptons des cadres de section $A_t=2,01\text{cm}^2=4\text{HA}8$

- **Espacement des armatures :**

- En zone nodale :

$$S_t \leq \min(10\phi_1^{\min}; 15 \text{ cm}) = \min(10 \times 1,2 ; 15) = 12\text{cm} \rightarrow S_t = 10\text{cm}$$

-En zone de recouvrement :

$$S_t \leq \min(15\phi_1^{\min}) = (15 \times 1,2) = 18\text{cm} \quad ; \quad S_t = 15\text{cm}$$

Longueur de recouvrement :

$$L_r = 40\phi_l = 40 \times 1,2 = 48\text{cm}$$

$$L_r = 40\phi_l = 40 \times 1,4 = 56\text{cm}$$

$$L_r = 40\phi_l = 40 \times 1,6 = 64\text{cm}$$

$$L_r = 40\phi_l = 40 \times 2 = 80\text{cm}$$

- **Vérification de flambement :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{i} \quad ; \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad ; \quad l_f = 0,7 \times h_e$$

avec :

L_f : longueur de flambement

i : rayon de giration

B : l'aire de section

h_e : hauteur de poteau

Niveaux	Section	hauteur	L_f	λ_g	$\lambda_{g \leq 50}$
Ss1 ; Ss2	45x45	3,06	2,83	6,28	vérifiée
RDC,1,2, 3 Etage	40x40	3,06	2,87	7,175	vérifiée
4,5, 6,7 Etage	35x35	3,06	2,90	8,28	vérifiée

- **Vérification de la quantité des armatures :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{b} \quad ; \quad l_f = 0,7 \times h_e$$

Pour le cas le plus défavorable : RDC avec : $h=4,50\text{m}$.

$$l_f = 0,7 \times (4,5 - 0,5) = 2,83\text{m}$$

$$\lambda_g = \frac{2,28}{0,45} = 6,28$$

En zone nodale :

$$A_{\min} = 0,003 \times b \times S_t = 0,003 \times 45 \times 10 = 1,35\text{cm}^2$$

En zone courante :

$$A_{\min} = 0,003 \times b \times S_t = 0,003 \times 45 \times 15 = 2,025\text{cm}^2$$

$$\text{Donc } \begin{cases} A_{\min} = 1,35\text{cm}^2 \\ A_{\min} = 2,025\text{cm}^2 \end{cases} > A_t = 2,01\text{cm}^2$$

Les sections minimales du **RPA** ne sont pas Vérifiées, nous avons le choix entre augmenter le diamètre des cadres en optant des **HA10** ,ou bien adopter un écartement de **10cm** constantsur toute la longueur du poteau ,pour des raisons de mise en œuvre on opte

En zone courante :

$$A_{\min} = 0,003 \times b \times S_t = 0,003 \times 45 \times 10 = 1,35\text{cm}^2$$

$$\text{Donc } \begin{cases} A_{\min} = 1,35\text{cm}^2 \\ A_{\min} = 1,35\text{cm}^2 \end{cases} < A_t = 2,01\text{cm}^2$$

b) Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_b \times f_{c28}$$

$$\rho_b = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\tau_{bu}(RPA) = 0,0075 \times 25 = 1,87 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{bu}(RPA) = 0,04 \times 25 = 1 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_{bu}(BAEL) = \min(0,13f_{c28}; 5 \text{ Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa}$$

Niveaux	Sections	L_f	λ_g	ρ_b	f_{c28}	$\tau_{bu}(RPA)$	$\bar{\tau}_{bu}(BAEL)$	Obs
Ss1 ; Ss2	45x45	2,83	6,28	0,0075	25	1,87	3,25	vérifiée
RDC,1,2, 3 Etage	40x40	2,87	7,175	0,0075	25	1,87	3,25	vérifiée
4,5, 6,7 Etage	35x35	2,90	7,28	0,0075	25	1,87	3,25	vérifiée

7.2.8) Délimitation de la zone nodale :

La zone nodale est constituée par le nœud poutre poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm}\right)$$

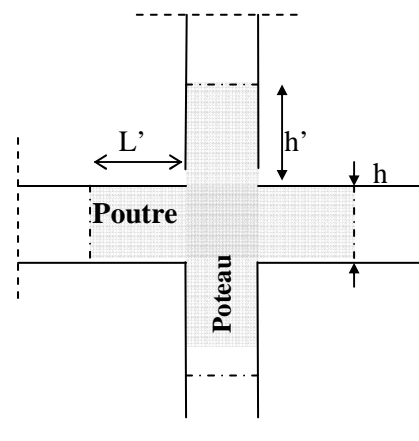
b_1 et h_1 : dimensions du poteau.

h_e : hauteur entre nus des poutres.

On aura :

$$h' = \max\left(\frac{450}{6} = 75 \text{ cm}; 45, 45, 60\right).$$

$$h' = 75 \text{ cm}$$



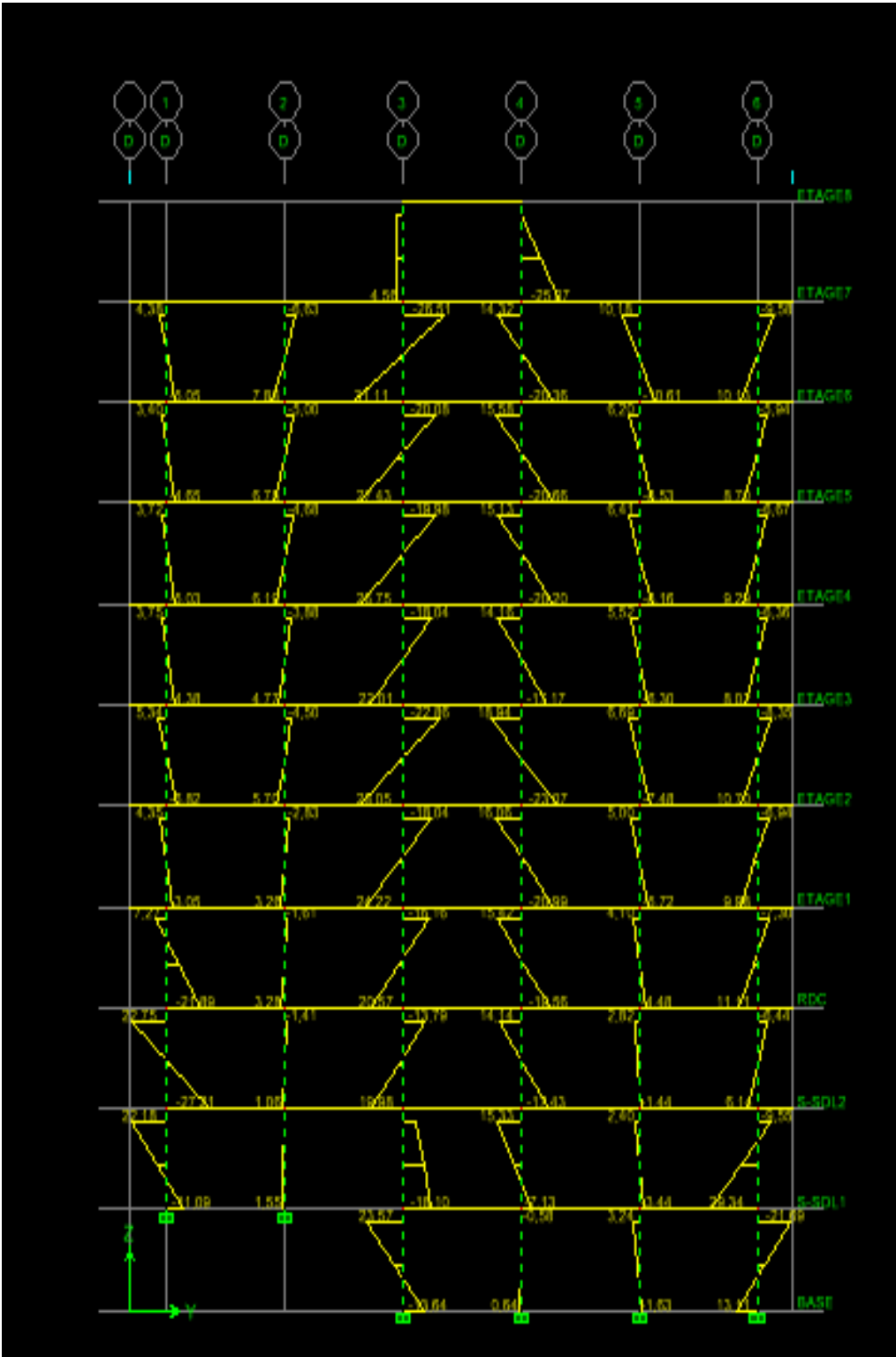


Diagramme des moments (2-2) l'axe F « ELU »

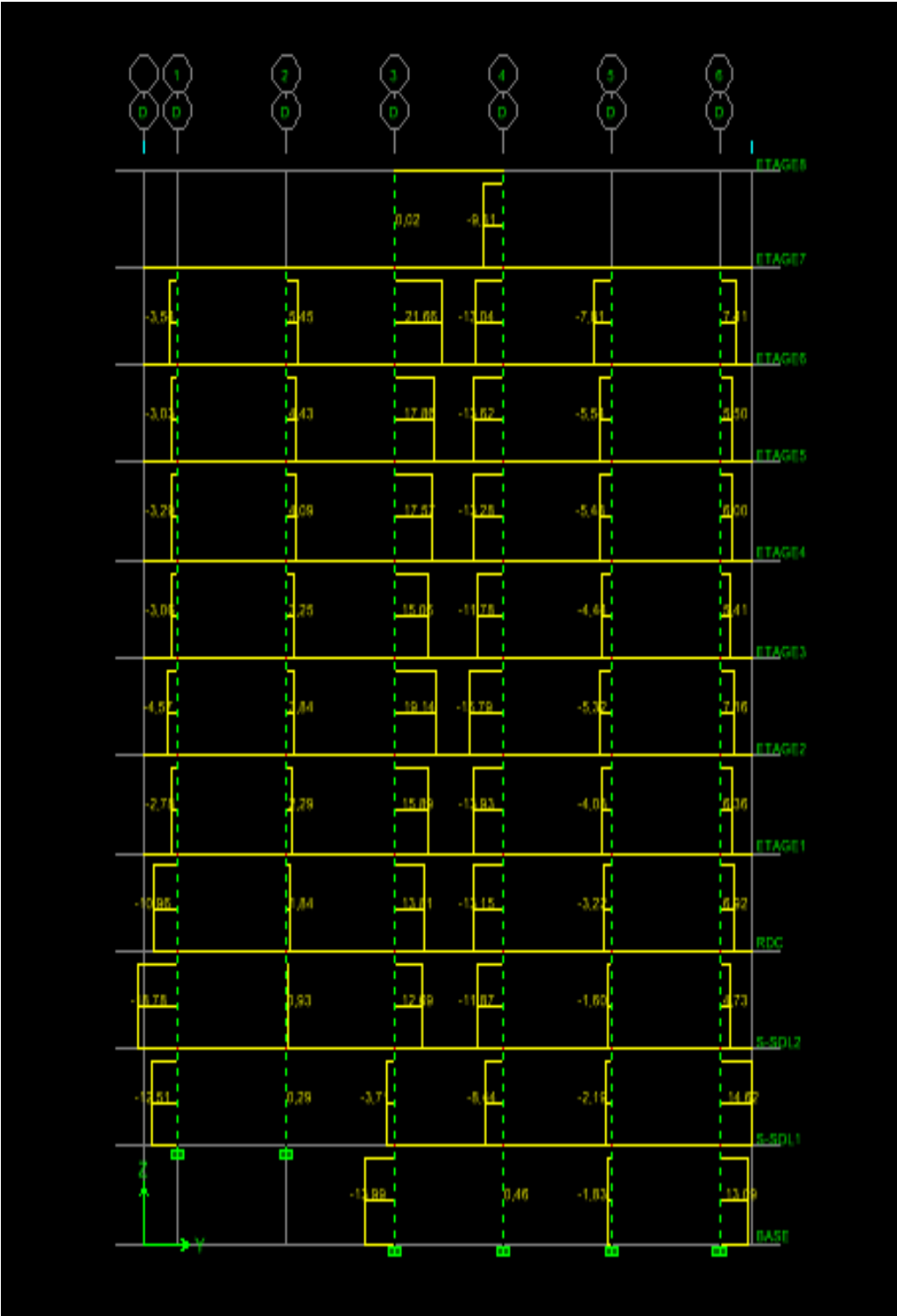
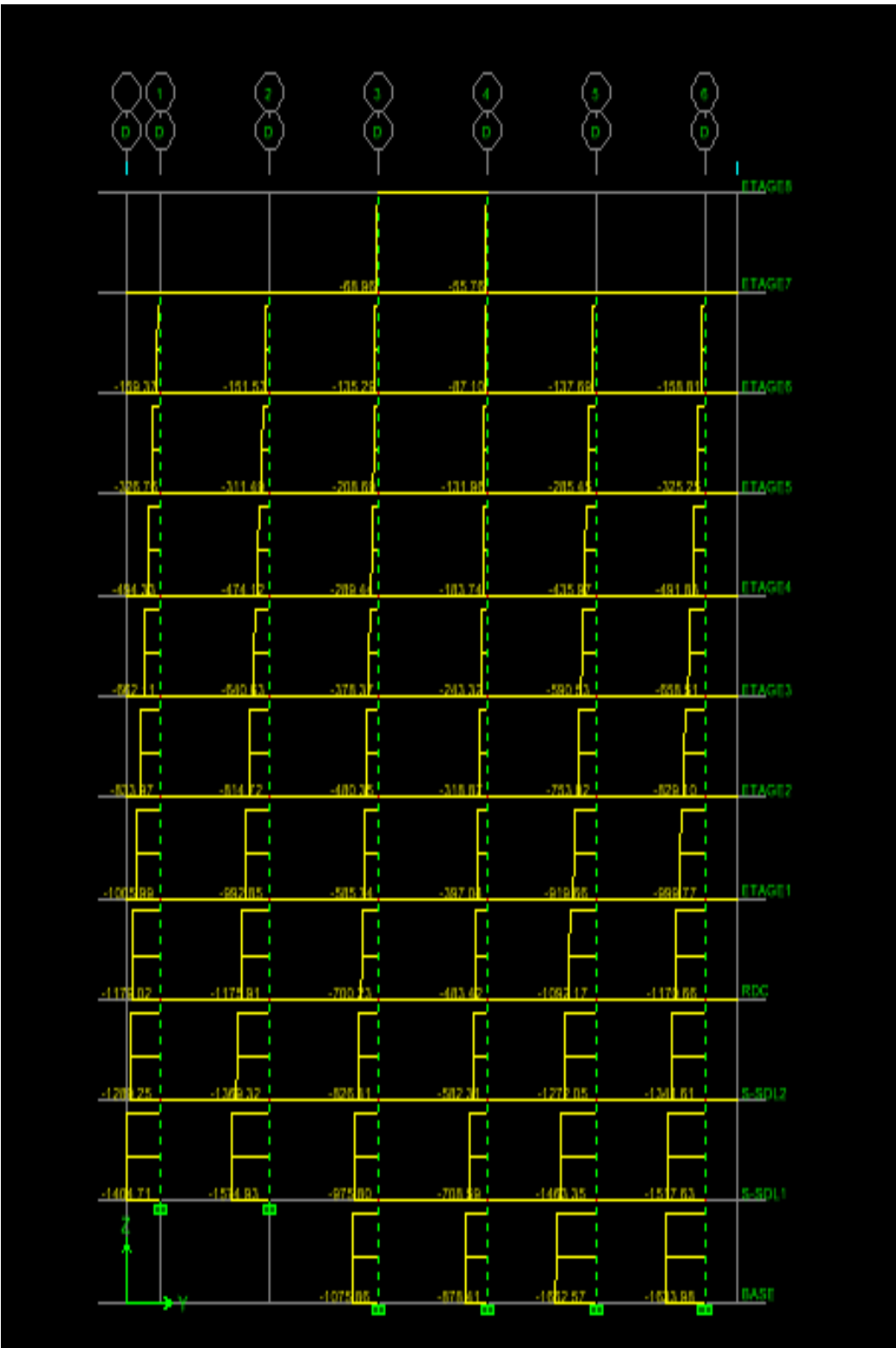


Diagramme des efforts tranchants (3-3) L'axe F « ELU »



Axial force L'axe F « ELU »

7.1) POUTRES :

Les poutres sont ferrillées en flexion simple à L'ELU et vérifiées à L'ELS, les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

Selon le BAEL

- a) $1,35G + 1,5Q$: à L'ELU
- b) $G + Q$: à L'ELS

Selon le RPA 99 version 2003

- c) $G + Q \pm E$
- d) $0,8G \pm E$

7.1.2) Recommandations du RPA99 Modifié 2003 et du BAEL91modifié 99 :

1) Armatures longitudinales :

Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre 0,5% en toute section.

- Poutre principales (30x40) : $A_{\min} = 0,005 \times 40 \times 30 = 6 \text{ cm}^2$.
- Poutre secondaire (30x35) : $A_{\min} = 0,005 \times 35 \times 30 = 5,25 \text{ cm}^2$.

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

- **4% en zone courante.**
- **6% en zone de recouvrement.**

Poutres principales:

Poutres (30x40) : $A_{\max} = 0,04 \times 40 \times 30 = 48 \text{ cm}^2$ (en zone courante).

$A_{\max} = 0,06 \times 40 \times 30 = 72 \text{ cm}^2$ (en zone de recouvrement).

Poutres secondaires:

Poutres (30x30): $A_{\max} = 0,04 \times 35 \times 30 = 42 \text{ cm}^2$ (en zone courante).

$A_{\max} = 0,06 \times 35 \times 30 = 63 \text{ cm}^2$ (en zone de recouvrement).

La longueur minimale de recouvrement est de **40Φ** en **zone II**

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 :

$$A_t = 0,003 S_t \cdot b$$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales :

$S'_t \leq h/2$ En zone courante.

$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \varnothing l; 30 \text{ cm}\right)$ En zone nodale.

- Diamètre des armatures transversales:

$$\Phi_T \leq \min\left(\frac{h}{35}; \Phi_{\text{lim}}; \frac{b}{10}\right)$$

Avec : Φ_l 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

CHAPITRE 7 : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

- **la longueur de recouvrement:**

$$L=40\phi_l.$$

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.

A'_s : section supérieure la plus comprimée.

On calcule le moment réduit :

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$$

M_u : Moment supporté par la section.

$$f_{bc} = \frac{0,85f_{c28}}{\theta\gamma_b} \quad ; \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Situations	γ_b	γ_s	f_{bc} (MPa)	f_{c28} (MPa)	σ_s (MPa)
Situations durable	1,5	1,15	14,20	25	348
Situations accidentelle	1,15	1,00	18,50	25	400

Si : $\mu_b \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow$ la section est simplement armée c.-à-d. la section ne

Rompendra que les aciers tendus alors:

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}}$$

Si $\mu_b \geq \mu_l = 0,392 \Rightarrow$ la section est doublement armée

c - à - d la section comprendra des aciers tendus ainsi que des aciers comprimés.

On calcule :

$$M_l = \mu_l b d^2 f_{bc}$$

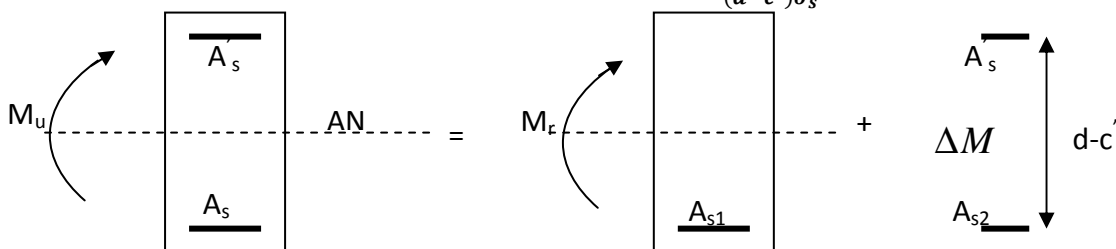
$$\Delta M = M_u - M_l$$

Avec : M_l : moment ultime pour une section simplement armée.

M_u : moment maximum à l'ELU dans les poutres.

$$\text{Armatures tendues : } A_s = \frac{M_l}{\beta_l d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_s}$$

$$\text{Armatures comprimées : } A'_s = \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_s}$$



CHAPITRE 7 : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

7.1.3) calcul des armatures longitudinales :

Le Ferrailage des poutres principales (30x40) à l'ELU.

➤ En travée :

Niv	Armature en travée							
	M_t^{max} (K N.m)	μ	Obs	β	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	Choix
7	53,71	0,087	SSA	0,954	4,25	6	8,01	3HA14+3HA12
6	62,34	0,101	SSA	0,946	4,98	6	8,01	3HA14+3HA12
5	57,58	0,093	SSA	0,951	4,57	6	8,01	3HA14+3HA12
4	52,7	0,085	SSA	0,955	4,17	6	8,01	3HA14+3HA12
3	47,97	0,077	SSA	0,959	3,78	6	8,01	3HA14+3HA12
2	43	0,087	SSA	0,964	3,37	6	8,01	3HA14+3HA12
1	34,54	0,074	SSA	0,971	2,68	6	8,01	3HA14+3HA12
RDC	30,86	0,050	SSA	0,974	2,39	6	8,01	3HA14+3HA12
S-SOL 1	15,09	0,057	SSA	0,988	1,15	6	8,01	3HA14+3HA12
S-SOL 2	30,64	0,055	SSA	0,974	2,34	6	8,01	3HA14+3HA12

➤ Aux appuis : PP (30x40)

Niv	Armature aux appuis							
	M_a^{max} (KN.m)	μ	Obs	β	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	Choix
7	-63,715	0,103	SSA	0,945	5,09	6	8,01	3HA14+3HA12
6	-77,235	0,125	SSA	0,932	6,26	6	8,01	3HA14+3HA12
5	-72,374	0,117	SSA	0,937	5,84	6	8,01	3HA14+3HA12
4	-67,222	0,109	SSA	0,942	5,39	6	8,01	3HA14+3HA12

CHAPITRE 7 : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

3	-61,387	0,099	SSA	0,947	4,90	6	8.01	3HA14+3HA12
2	-56,148	0,091	SSA	0,952	4,45	6	8.01	3HA14+3HA12
1	-47,472	0,077	SSA	0,959	3,74	6	8.01	3HA14+3HA12
RDC	-37,237	0,060	SSA	0,969	2,90	6	8.01	3HA14+3HA12
S-SOL1	-14,7	0,023	SSA	0,988	1,12	6	8.01	3HA14+3HA12
S-SOL2	-30,227	0,049	SSA	0,974	2,35	6	8.01	3HA14+3HA12

Le Ferrailage des poutres secondaires (30x35):

➤ En travée:

Niv	Armature en travée							
	M_t^{\max} (KN.m)	μ	Obs	β	A_s (cm ²)	A_{\min} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	Choix
7	34,677	0,056	SSA	0,971	3,95	5,25	4.62	3HA14+2HA12
6	37,305	0,060	SSA	0,969	4,38	5,25	4.62	3HA14+2HA12
5	35,027	0,057	SSA	0,970	4,10	5,25	4.62	3HA14+2HA12
4	31,134	0,050	SSA	0,974	3,79	5,25	4.62	3HA14+2HA12
3	29,296	0,047	SSA	0,975	3,46	5,25	4.62	3HA14+2HA12
2	27,708	0,045	SSA	0,976	3,16	5,25	4.62	3HA14+2HA12
1	23,087	0,035	SSA	0,982	2,65	5,25	4.62	3HA14+2HA12
RDC	17,628	0,028	SSA	0,986	2,07	5,25	4.62	3HA14+2HA12
S-SOL1	6,028	0,009	SSA	0,995	0,76	5,25	4.62	3HA14+2HA12
S-SOL2	11,334	0,018	SSA	0,991	2,009	5,25	4.62	3HA14+2HA12

➤ Aux appuis : Ps (30x35)

Niv	Armature aux appuis							
	M_a^{max} (KN.m)	μ	Obs	β	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	Choix
7	-50,747	0,082	SSA	0,957	4,009	5,25	4.62	3HA14+2HA12
6	-56,209	0,091	SSA	0,952	4,46	5,25	4.62	3HA14+2HA12
5	-52,662	0,085	SSA	0,955	4,16	5,25	4.62	3HA14+2HA12
4	-48,906	0,079	SSA	0,958	3,86	5,25	4.62	3HA14+2HA12
3	-44,655	0,072	SSA	0,963	3,50	5,25	4.62	3HA14+2HA12
2	-40,845	0,066	SSA	0,966	3,19	5,25	4.62	3HA14+2HA12
1	-34,533	0,056	SSA	0,971	2,68	5,25	4.62	3HA14+2HA12
RDC	-27,065	0,044	SSA	0,978	2,09	5,25	4.62	3HA14+2HA12
S-SOL1	-10,053	0,016	SSA	0,992	0,76	5,25	4.62	3HA14+2HA12
S-SOL2	-26,329	0,042	SSA	0,979	2,03	5,25	4.62	3HA14+2HA12

7.1.4) Vérification du RPA99 révisé 2003 :

7.1.4.1) Armatures transversales minimales :

La quantité d'armatures minimales est :

$$A_{t\ min}=0,003 \times S_t \times b$$

Zone nodale:

➤ Sens principal :P(30x40) ;

$$A_{t\ min}=0,003 \times 10 \times 30=0,9\text{cm}^2$$

➤ Sens secondaire :P(30x35)

$$A_{t\ min}=0,003 \times 10 \times 30=0,9\text{cm}^2$$

$A_{t\ adop} \geq A_{t\ min} \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

Zone courante:

➤ Sens principal : P(30x40) ;

$$A_{t\ min}=0,003 \times 20 \times 30=1,8\text{cm}^2$$

➤ Sens secondaire : P(30x35)

$$A_{t\ min}=0,003 \times 20 \times 30=1,8\text{cm}^2$$

$A_{tadop} \geq A_{t \min} \Rightarrow$ La condition est vérifiée

7.1.4.2) Espacement d'armatures :

➤ Sens principale : P(30x40)

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\Phi_L; 30cm\right)$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{40}{4}; 12 \times 1,4; 30\right) = 10cm \quad \text{en prend : } S_t = 10cm$$

$$\text{Zone courante : } S'_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20cm \rightarrow \text{soit } S'_t = 20cm.$$

➤ Sens secondaire : P(30x35)

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\Phi_L; 30cm\right)$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{35}{4}; 12 \times 1,2; 30cm\right) = 8,75cm. \quad \text{Soit } S_t = 8,75cm.$$

$$\text{Zone courante : } S'_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17,5cm \quad \text{soit } S'_t = 17,5cm.$$

7.1.4.3) Diamètre des armatures transversales:

$$\Phi_T \leq \min\left(\frac{h}{35}; \Phi_{\lim}; \frac{b}{10}\right)$$

➤ Sens principal : P(30x40)

$$\Phi_T \leq \min\left(\frac{40}{35}; \Phi_{\lim}; \frac{30}{10}\right) \Rightarrow \Phi_T \leq \min(1,14; 1,2; 3) = 1,14cm$$

On prend : $\Phi_T = 8mm$

➤ Sens secondaire :

$$\Phi_L \leq \min\left(\frac{35}{35}; \Phi_{\lim}; \frac{30}{10}\right) \Rightarrow \Phi_L \leq \min(1; 1,6; 3) = 1cm$$

On prend : $\Phi_T = 8mm$

Soit un cadre et un étrier de $A_t = 4HA8 = 2,0cm^2$

7.1.4.4) la longueur de recouvrement:

$$L = 40\phi_1 = 40 \times 2,00 = 80cm$$

7.1.5) Vérification de BAEL 91 :

1. Vérification de la condition de non fragilité:

Toutes les sections d'armatures tendues trouvées, doivent satisfaire à la condition de non fragilité suivante :

Poutres principales :

$$A_s \geq A_{\min} = 0,23 b d f_{t28} / f_e = 0,23 \times 30 \times 38 \times 2,1 / 400 = 1,37cm^2 \quad \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Poutres secondaires :

$$A_s \geq A_{min} = 0,23 b d f_{t28} / f_e = 0,23 \times 30 \times 33 \times 2,1 / 400 = 1,19 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

La condition de non fragilité est vérifiée.

2) Vérification de l'adhérence :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28}$$

Avec :

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

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi$$

➤ **Sens principale : Poutre (30x40)**

$$\sum U_i = 3 \times 3,14 \times (1,2 + 1,4) = 24,49 \text{ cm}$$

$$\frac{V_u^{\max}}{0,9} = 91,04 \text{ kN}$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{91,04 \times 10^3}{0,9 \times 380 \times 244,9} = 1,08 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} > 1,08 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée,}$$

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

➤ **Sens secondaire : Poutre (30x35)**

$$\sum U_i = 3,14(3 \times 1,2) + (2 \times 1,4) = 20,72 \text{ m}$$

$$\frac{V_u^{\max}}{0,9} = 66,84 \text{ kN}$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{66,84 \times 10^3}{0,9 \times 330 \times 207,2} = 1,086 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} > 1,086 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée,}$$

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

3) Vérification de la contrainte tangentielle :

La fissuration étant peu nuisible, la contrainte τ_u doit vérifier la relation suivante :

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

Sens principale : Poutre (30x40)

$$V_u = 91,04 \text{ kN.}$$

$$\text{Alors : } \tau_u = \frac{91,04 \times 10^3}{300 \times 380} = 0,79 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Sens secondaire : Poutre (30x35)

$$V_u = 66,84 \text{ kN.}$$

$$\text{Alors : } \tau_u = \frac{66,84 \times 10^3}{300 \times 330} = 0,67 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

4) Influence de l'effort tranchant aux appuis :

a) Influence sur le béton :BAEL 91(Effort tranchant Art6.3)

$$\text{Il faut vérifier que : } V_u \leq 0,4 \times 0,9 \times d \times b \frac{f_{c28}}{\gamma_b}.$$

Sens principale : Poutre (30x40)

$$V_u \leq 0,4 \times 0,9 \times 380 \times 300 \times \frac{25}{1,5} = 684 \text{ KN.}$$

$$V_u = 91,04 \leq 684 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Sens secondaire : Poutre (30x35)

$$V_u \leq 0,4 \times 0,9 \times 330 \times 300 \times \frac{25}{1,5} = 594 \text{ KN.}$$

$$V_u = 66,84 \leq 594 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) Influence sur les armatures :

$$A_u \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right).$$

Avec : M_u en valeur algébrique.

$$\text{Si } \left(V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right) < 0 \Rightarrow \text{la vérification n'est pas nécessaire.}$$

- Pour les poutres principales :

$$P(30 \times 40) : V_u + \frac{M_u}{0,9d} = 91,04 + \frac{-83,631}{0,9 \times 0,38} = -153,49 < 0$$

- Pour les poutres secondaires :

$$P(30 \times 30) : V_u + \frac{M_u}{0,9d} = 66,84 + \frac{-77,235}{0,9 \times 0,33} = -193,21 < 0$$

\Rightarrow **Donc aucune vérification n'est nécessaire.**

7.1.6) Etat limite de déformation (la flèche) :

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les trois conditions sont satisfaites.

Sens principale :

Poutre (30x40) :

$$1) \frac{h}{L_{\max}} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{40}{450} = 0,088 > 0,0625 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}.$$

Avec : $M_t = 0,85M_0$

$$M_t = 62,34 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = M_t / 0,85 = 62,34 / 0,85 = 73,34$$

$$0,088 > \frac{62,34}{10 \times 73,34} = 0,085 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$3) \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{6,79}{30 \times 38} = 0,0059 < 0,011 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Poutre (30x35) :

$$1) \frac{h}{L_{\max}} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{35}{360} = 0,097 > 0,0625 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}.$$

$$M_t = 37,305 \text{ K.m}$$

Avec : $M_t = 0,85M_0$

$$M_0 = M_t / 0,85 = 37,305 / 0,85 = 43,88 \text{ KN.m}$$

$$0,090 > \frac{37,305}{10 \times 43,88} = 0,085 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$3) \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{4,62}{30 \times 33} = 0,004 < 0,011 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

7.1.7) Vérifications à l'ELS :

1)-Etat limite d'ouverture des fissures:

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette Vérification n'est pas nécessaire.

2)-Etat limite de déformation du béton en compression

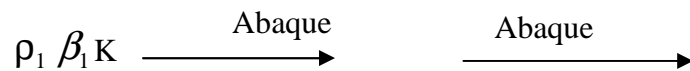
Il faut vérifier la contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} = \sigma_s / k \leq 0,6 f_{c28} = \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} .$

$$\text{Avec : } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 . d . A_u}$$

(A_u : armatures adoptées à l'ELU)

$$\text{On calcul: } \rho_1 = \frac{100 A_u}{b . d}$$

CHAPITRE 7 : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX



3) contrainte limite dans l'acier : (BAEL91/Art A.4.5,2)

On doit donc s'assurer que : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

Fissuration non préjudiciable \Rightarrow (BAEL 91/Art A.4.5,34) :

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

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A}$$

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

a) Vérification de la compression dans le béton et les contraintes limite dans l'acier des poutres principales (30x40) :

En travée :

$M_{s(\max)}$	A_s	ρ_1	β_1	K	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	Obs
30,643	8,01	0.704	0,878	25,98	4,41	15	114,62	348	Vérifiée

Aux appuis

$M_{s(\max)}$	A_s	ρ_1	β_1	K	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	Obs
60,892	8,01	0,704	0,878	25,98	8,77	15	227,85	348	Vérifiée

b) Vérification de la compression dans le béton et les contraintes limite dans l'acier des poutres secondaires (30x35) :

En travée :

$M_{s(\max)}$	A_s	ρ_1	β_1	K	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	Obs
37,305	4.62	0,461	0,897	33,54	8,13	15	272,78	348	Vérifiée

Aux appuis :

$M_{s(max)}$	A_s	ρ_1	β_1	K	σ_{bc}	$\overline{\sigma}_{bc}$	σ_{st}	$\overline{\sigma}_{st}$	Obs
23,34	4,62	0,461	0,897	33,54	5,08	15	170,66	348	Vérifiée

-Disposition constructive :

Conformément au BAEL91 , concernant la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures de second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes :

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.



Diagramme des moments (3-3) l'axe B (ELU)

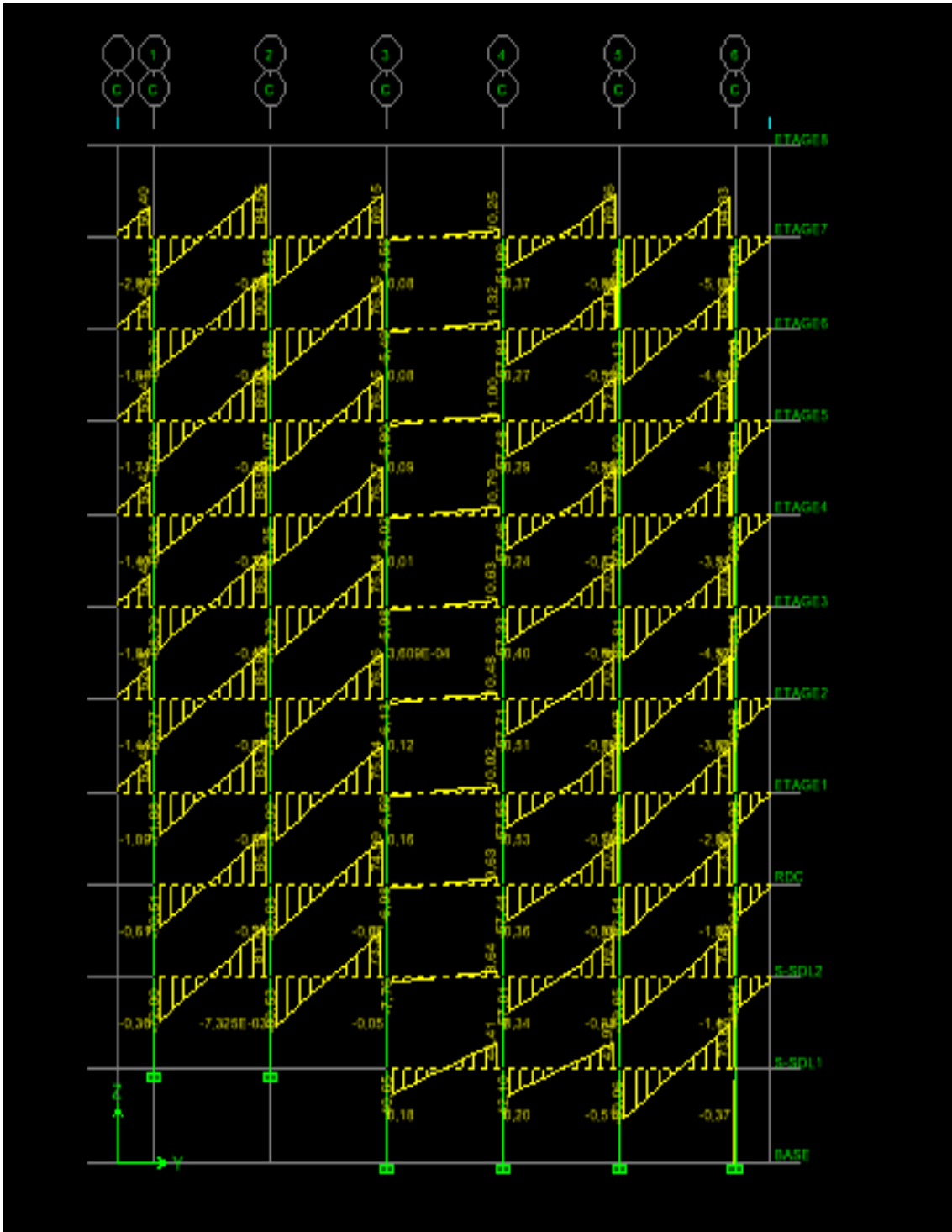


Diagramme des efforts tranchant (2-2) l'axe B (ELU)

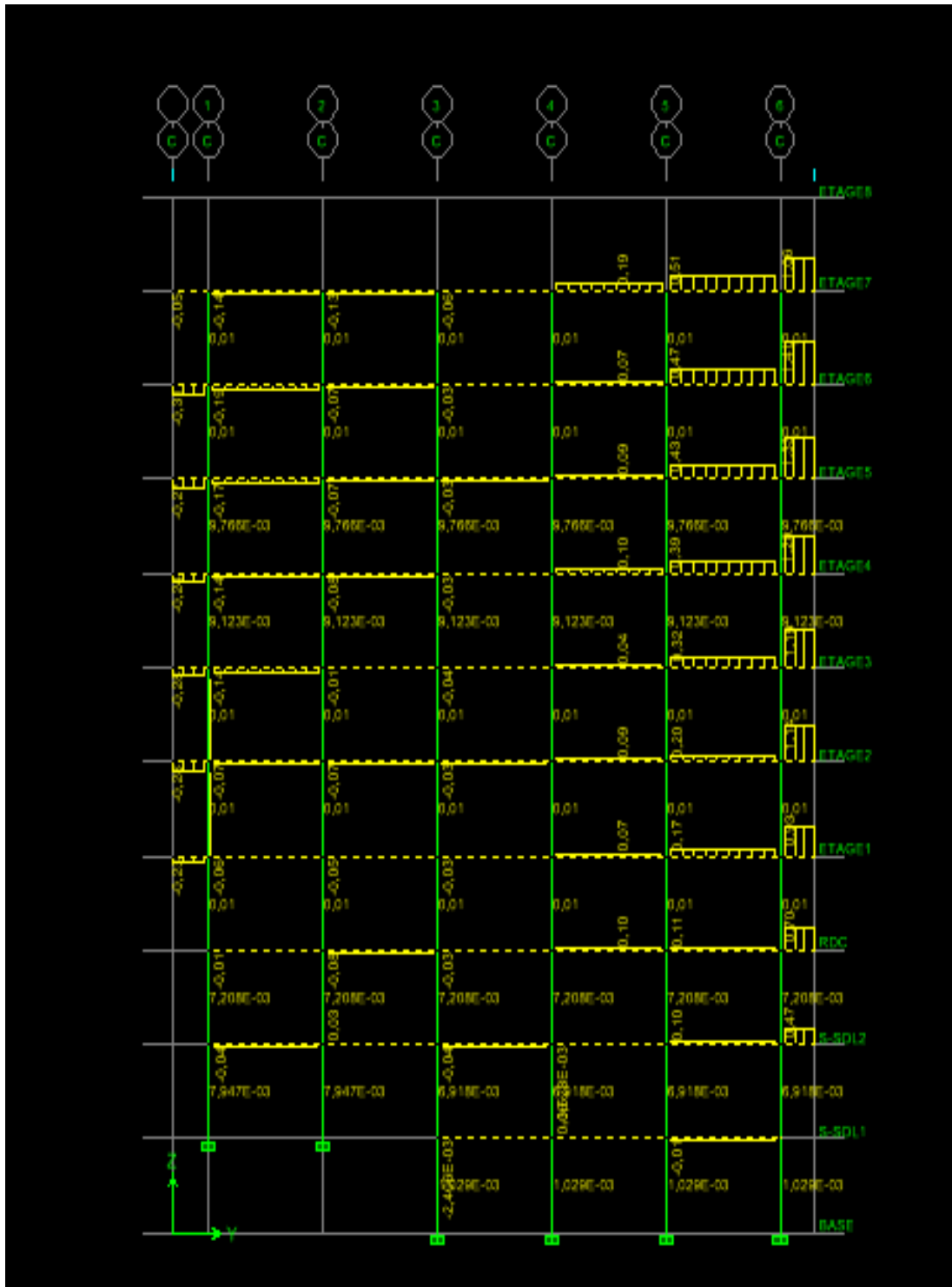


Diagramme de torsion l'axe B (ELU)

7.3) Ferrailage des voiles :

Le voile est un élément structural de contreventement, considéré comme une console encastrée à sa base, soumis à des forces verticales et autres horizontales dues aux séismes.

Les sollicitations présentes dans le voile sont :

- Un moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Un effort normal du à la combinaison des charges permanentes, et d'exploitations ainsi que la charge sismique.

Pour faire face à ces sollicitations, le calcul des armatures se fera en flexion composée et au cisaillement, pour cela on prévoit :

- ① Des aciers verticaux.
- ② Des aciers horizontaux.
- ③ Des aciers transversaux.

Notre ouvrage comprend deux (2) types de voiles que nous allons ferrailer par zones.

- Zone I S-sol1, S-sol2.
- Zone II RDC, 1^{er}, 2^{ème}, et 3^{ème} étage .
- Zone III 4^{ème}, 5^{ème}, 6^{ème} et 7^{ème} étage.

Les différentes combinaisons exigées à prendre :

- Selon le RPA 99 version 2003 : $\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{G + Q \pm E} \\ \mathbf{0,8G \pm E} \end{array} \right.$
- Selon le BAEL 91 modifié 99 : $\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{1,35G + 1,5Q} \\ \mathbf{G + Q} \end{array} \right.$

7.3.1) Etude de la section soumise à la flexion composée :

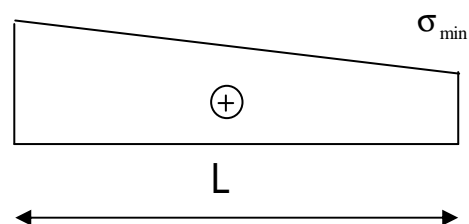
Dans notre cas, les contraintes sont tirées directement à partir du fichier résultat sont donné par le logiciel ETABS.

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues :

a) Section entièrement tendue :

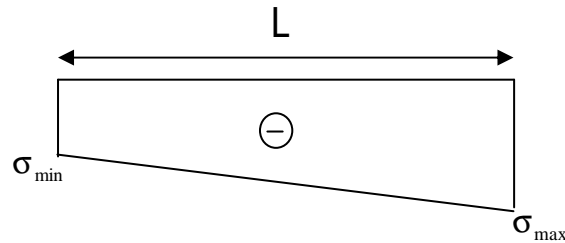
Dans ce premier cas, la longueur tendue " L_t " est égale à " L " et l'effort de traction est égale à :

$$N = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{2} \cdot L \cdot e \cdot \sigma_{\max}$$



b) Section entièrement comprimée :

Dans ce deuxième cas, on a deux contraintes de compression, la section du voile est soumise à la compression et comme le béton résiste bien à la compression, la section d'acier sera celle exigée par le RPA (le ferrailage minimum).

**c) Section partiellement comprimée :**

Dans ce premier cas, la longueur tendue " L_t " est calculée à partir des triangles semblables :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L$$

Longueur de la zone tendue :

$$L_t = L - L_c$$

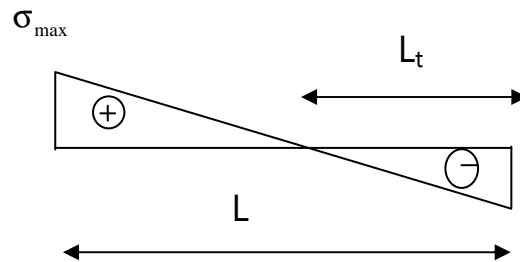


Fig.VI-3-2: Diagrammes de contrainte

7.3.2) Armatures dans le trumeau :**a) Armatures verticales :**

$$A_v = \frac{N}{\sigma_s} \sigma_s : \text{Contrainte de l'acier.}$$

- Armatures minimales :

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égal à 0.2 % de la section horizontale du béton tendu.

b) Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ .

$$A_H \geq \frac{A_v}{4}$$

Globalement dans la section de voile : $A_H \geq 0.15\% \cdot B$

En zone courante : $A_H \geq 0.10\% \cdot B$

B : Section du béton.

A_v : Section d'armature verticale.

c) Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends. Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article 7.7.4.3 du RPA 2003.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

d) Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{\bar{T}}{f_e} \quad \text{avec : } \bar{T} = 1.4 \times V_u$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

e) Armatures pour les potelet :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$ avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

f) Disposition constructive :

• **Espacement :**

D'après l'article 7.7.4.3 du RPA 99 version 2003, l'espacement des barres doit être inférieur à la plus petites des valeurs suivantes :

$$S \leq 1,5 e \quad \text{Avec } \left\{ \begin{array}{l} e = \text{épaisseur du voile} \\ S \leq 30 \text{ [cm]} \end{array} \right.$$

Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

• **Longueur de recouvrement :**

Elles doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

• **Diamètre maximal:**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser de $\frac{1}{10}$

l'épaisseur du voile.

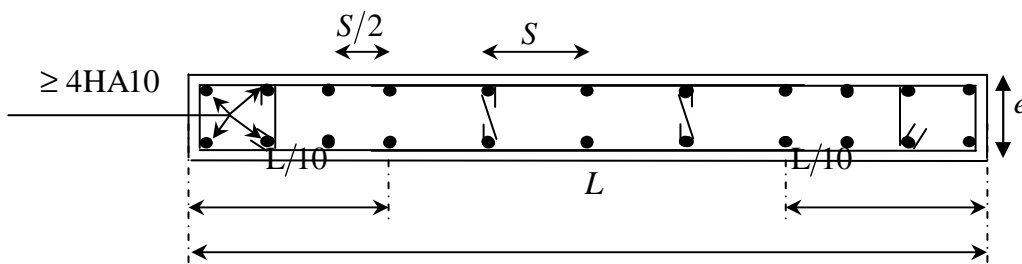


Fig. 7.3.2) : Ferrailage des trumeaux.

7.3.4) Exemple de calcul :

Soit à calculer le ferrailage du trumeau VL1 (Zone I).

a) Caractéristique géométrique :

$$\begin{aligned} L &= 4,05\text{m} ; \\ e &= 0,2\text{m} ; \\ B &= 0,81\text{m}^2. \end{aligned}$$

b) Sollicitations de calcul :

$$\begin{aligned} \sigma_{\max} &= 5667,82 \text{ [KN / m}^2\text{]} \\ \sigma_{\min} &= -2795,93 \text{ [KN / m}^2\text{]} \\ T &= +1169,04 \text{ [KN]} \\ N_s &= -1190,83 \text{ [KN]} \end{aligned} \quad \Rightarrow \text{La section est partiellement comprimée (S.P.C).}$$

Le calcul se fera pour des bandes verticales de longueur d :

$$d \leq \min \left(\frac{he}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right)$$

Longueur de la zone comprimée :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L = \frac{5667,82}{5667,82 + 2795,93} \times 4,05 = 2,71\text{m}$$

Longueur de la zone tendue :

$$L_t = L - L_c = 4,05 - 2,27 = 1,34\text{m}$$

Calcul de la longueur (d)

$$d \leq \min \left(\frac{3,06}{2} ; \frac{2}{3} \times 0,946 \right) = \min(1,53 ; 0,893)$$

Soit un tronçon :

$$d = \frac{L_t}{2} = 1,35\text{m}$$

1^{ere} bande :

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\min} (Lt-d)}{Lt} = 2795,93 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \left(\frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \right) d \cdot e = 303,25 \text{ KN}$$

- Armatures verticales :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{st}} = \frac{303,25}{40} = 7,58 \text{ cm}^2$$

2^{eme} bande :

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} (Lt - d) \times e = 15,636 \text{ KN}$$

- Armatures verticales :

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{15,636}{40} = 0,39 \text{ cm}^2$$

- Armatures minimales

$$A_{\min} = \max \left(0,2\% B, \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e} \right)$$

$$= \max (6,12 \text{ cm}^2, 16,06 \text{ cm}^2)$$

$$A_{\min} = 16,06 \text{ cm}^2$$

- Armatures de coutures :

$$A_{vj} = 1,1 \times \frac{\bar{T}}{f_e} \quad \text{avec : } \bar{T} = 1,4 \times V_u$$

$$A_{vj} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 1361,81}{400 \times 10^{-1}} \Rightarrow A_{vj} = 52,43 \text{ cm}^2$$

-Les armatures calculées :

$$A_1 = \frac{A_{v1}}{2} + \frac{A_{vj}}{4} = \frac{7,58}{2} + \frac{52,43}{4} = 20,69 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{A_{v2}}{2} + \frac{A_{vj}}{4} = \frac{0,39}{2} + \frac{52,43}{4} = 13,50 \text{ cm}^2$$

-Le ferrailage adopte :

$$A_1 = 20 \text{ HA14} = 22,62 \text{ cm}^2,$$

$$A_2 = 12 \text{ HA12} = 13,57 \text{ cm}^2, \text{ avec } S_t = 15 \text{ cm}$$

$$A_{\text{tot}} = A_1 + A_2 = 36,19 \text{ cm}^2$$

a) Armatures horizontales :

$$A_h \geq \frac{36,19}{4} \Rightarrow A_h = 9,05 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA99 (version 2003) : $A_H \geq 0,15\% \cdot B = 6,12 \text{ cm}^2$

Soit 8HA10 = 6,28 cm²/napp

- Armature transversales

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit HA8.

-Vérification des espacements :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S \leq \{ 1,5 \times e ; 30 \text{ cm} \} = 30$$

$S = 10 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

7.3.3) Vérification :

➤ Vérification à L'ELS :

Pour cet état, on 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.

➤ Vérification de la contrainte de cisaillement :

➤ D'après le RPA99 révisé 2003 :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28} \quad \text{tel que } \tau_b = \frac{\bar{T}}{b_0 d} \quad \text{et } \bar{T} = 1.4 \cdot T$$

Avec :

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute.

➤ D'après le BAEL 91 :

$$\text{Il faut vérifier que : } \tau_u \leq \bar{\tau}_u \quad \text{tel que } \tau_u = \frac{T}{b \cdot d}$$

Avec τ_u : contrainte de cisaillement.

$$\tau_u = \frac{T}{e \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) = 3,26 \text{ MPa}.$$

➤ **vérification des contraintes :**

$$\text{- BAEL 91 : } \tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{1361,81 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 3060} = 2,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 2,25 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\text{- RPA 2003 : } \tau_b = \frac{T}{b \cdot d} = \frac{1,4 \times 1361,81 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 3060} = 3,11 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 3,11 \text{ MPa} < \tau_b = 5 \text{ MPa}$$

❖ **Vérification à l'ELS**

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15.A} \Rightarrow \sigma_b = \frac{1190,83 \times 1000}{200 \times 405 + 15 \times 3619} = 1,37 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 1,37 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Le ferrailage des voiles est résumé dans les tableaux si après :

- desvoiles dansle senslongitudinal:Tableau1 : (VL1, VL2, VL3, et VL4)

Zones		Zone I	Zone II	zone III		
Caractéristiques géométriques	L (m)	4,05	4,10	4,15		
	e (m)	0,2	0,20	0,20		
	B (m)	0,810	0,82	0,83		
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	5667,82	4474,79	1622,45		
	σ_{\min} [KN/m ²]	-2795,93	-2729,91	-2148,21		
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)		1361,81	668,95	335,62	
	L _t (m)		1,34	1,55	2,36	
	L _c (m)		2,71	2,55	1,79	
	d (m)		1,530	1,530	1,190	
	σ_1 [KN/m ²]		-813,881	67,742	805,539	
	N (kN)	N ₁	303,25	428,04	351,63	
		N ₂	15,636	0,159	94,560	
	A _v (cm ²)	A _{v1}	7,58	10,70	8,79	
		A _{v2}	0,39	0,00	2,36	
	A _{vi} (cm ²)		52,43	25,75	12,92	
	A (cm ²)	A1=A _{v1} /2+A _{vi} /4	20,69	17,14	12,02	
		A2=A _{v2} /2+A _{vi} /4	13,50	6,44	5,59	
	A _{min} (cm ²)		16,01	16,07	12,50	
	A _{vadopté} (cm ²)	Bande1	22,62	18,10	13,57	
		Bande 2	13,57	6,79	6,79	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande1	2*10HA12	2*8HA12	2*6HA12
			Bande 2	2*6HA12	2*3HA12	2*3HA12
S _t (cm)		Bande1	15cm	20cm	20cm	
		Bande 2	20cm	20cm	20cm	
A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		12,15	12,30	12,45		
A _H /nappe (cm ²)		5,66	4,53	3,39		
Choix des barres/nappe (cm ²)		5HA12/nappe	4HA12/nappe	4HA12/nappe		
ep =15cm		(A=5,65cm ²)	(A=4,52cm ²)	(A=4,52cm ²)		
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²			
	contrainte	τ_u (MPa)	1,868	0,906	0,449	
		τ_b (MPa)	2,615	1,269	0,629	
	ELS	N _s (kN)	1440,22	1379,49	752,71	
		σ_b (MPa)	1,67	1,61	0,87	

- Unvoiledansle senslongitudinal: Tableau2 : (VL5)

Zones		Zone I	Zone II	zone III		
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,475	1,50	1,525		
	e (m)	0,20	0,20	0,20		
	B (m)	0,295	0,300	0,305		
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	2370,67	2280,75	539,02		
	σ_{min} [KN/m ²]	-2637,87	-2409,89	-1343,61		
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	49,54	115,86	104,44		
	L _t (m)	0,78	0,77	1,09		
	L _c (m)	0,7	0,73	0,44		
	d (m)	0,465	0,486	0,291		
	σ_1 [KN/m ²]	950,313	841,730	394,860		
	N (kN)	N ₁	167,01	158,10	50,60	
		N ₂	29,594	23,940	31,482	
	A _v (cm ²)	A _{v1}	4,18	3,95	1,27	
		A _{v2}	0,74	0,60	0,79	
	A _{vi} (cm ²)		1,91	4,46	4,02	
	A (cm ²)	A1=A _{v1} /2+A _{vi} /4	4,65	5,07	2,27	
		A2=A _{v2} /2+A _{vi} /4	1,22	1,71	1,79	
	A _{min} (cm ²)		4,89	5,11	3,06	
	A _{vadopté} (cm ²)	Bande1	6,79	6,79	4,52	
		Bande 2	4,52	4,52	6,79	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande1	2*3HA12	2*3HA12	2*2HA12
			Bande 2	2*2HA12	2*2HA12	2*3HA12
S _t (cm)		Bande1	15 cm	15 cm	15 cm	
		Bande 2	20 cm	20 cm	20 cm	
A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		4,43	4,5	4,58		
A _H /nappe (cm ²)		1,7	1,70	1,13		
Choix des barres/nappe (cm ²)		4HA12/nappe	4HA12/nappe	4HA12/nappe		
ep =15cm		(A=4,52cm ²)	(A=4,52cm ²)	(A=4,52cm ²)		
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²			
	contrainte	τ_u (MPa)	0,187	0,429	0,380	
		τ_b (MPa)	0,261	0,601	0,533	
	ELS	N _s (kN)	642,24	573,12	322,86	
		σ_b (MPa)	2,06	1,81	1,00	

- Des voiles dans le sens transversal Tableau1 :(VT3,VT4 ,VT8 et VT9)

Zones		Zone I	Zone II	zone III		
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,375	1,40	1,425		
	e (m)	0,20	0,20	0,20		
	B (m)	0,275	0,280	0,285		
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	5977,18	2016,96	2325,62		
	σ_{min} [KN/m ²]	-5231,64	-4969,23	-3205,24		
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	534,87	153,83	83,24		
	L _t (m)	0,64	1,00	0,38		
	L _c (m)	0,73	0,40	0,60		
	d (m)	0,489	0,269	0,399		
	σ_1 [KN/m ²]	1424,537	1471,184	1200,689		
	N (kN)	N ₁	325,37	173,54	176,00	
		N ₂	21,789	106,860	51,192	
	A _v (cm ²)	A _{v1}	8,13	4,34	4,40	
		A _{v2}	0,54	2,67	1,28	
	A _{vj} (cm ²)		20,59	5,92	3,20	
	A (cm ²)	A1=A _{v1} /2+A _{vj} /4	13,28	5,82	5,20	
		A2=A _{v2} /2+A _{vj} /4	5,69	4,15	2,08	
	A _{min} (cm ²)		5,13	7,63	4,48	
	A _{vadopté} (cm ²)	Bande1	13,57	9,05	9,09	
		Bande 2	6,79	6,79	6,79	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande1	2*6HA12	2*4HA12	2*4HA12
			Bande 2	2*3HA12	2*3HA12	2*3HA12
S _t (cm)		Bande1	10 cm	10 cm	10 cm	
		Bande 2	15 cm	10 cm	10 cm	
A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		4,13	4,20	4,28		
A _H /nappe (cm ²)		3,39	2,26	2,26		
Choix des barres/nappe (cm ²)		4HA12/nappe	4HA12/nappe	4HA12/nappe		
ep =15cm		(A=4,52cm ²)	(A=4,52cm ²)	(A=4,52cm ²)		
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²			
	contrainte	τ_u (MPa)	2,161	0,610	0,325	
		τ_b (MPa)	3,026	0,855	0,454	
	ELS	N _s (kN)	1176,8	1145,87	647,85	
σ_b (MPa)		3,85	3,77	2,10		

- Des voiles dans le sens transversal tableau2 (VT1, VT2 , VT7 , VT10)

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	0,775	0,80	0,825	
	e (m)	0,20	0,2	0,20	
	B (m)	0,155	0,160	0,165	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	5331,06	5331,06	3342,84	
	σ_{min} [KN/m ²]	-2583,32	-2583,32	-2369,81	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	282,95	74,63	58,76	
	L _t (m)	0,25	0,26	0,34	
	L _c (m)	0,52	0,54	0,48	
	d (m)	0,348	0,359	0,322	
	σ_1 [KN/m ²]	-2003,223	-2003,223	199,246	
	N (kN)	N ₁	20,19	20,48	82,68
		N ₂	19,042	19,656	0,406
	A _v (cm ²)	A _{v1}	0,50	0,52	2,07
		A _{v2}	0,48	0,49	0,01
	A _{vi} (cm ²)		10,89	2,87	2,26
	A (cm ²)	A1=A _{v1} /2+A _{vi} /4	3,23	1,24	2,63
		A2=A _{v2} /2+A _{vi} /4	3,20	1,21	0,58
	A _{min} (cm ²)		3,65	3,77	3,38
	A _{vadopté} (cm ²)	Bande1	4,52	4,52	4,52
		Bande 2	4,52	4,52	4,52
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande1	2*2HA12	2*2HA12	2*2HA12
		Bande 2	2*2HA12	2*2HA12	2*2HA12
	S _t (cm)	Bande1	18 cm	18 cm	16cm
		Bande 2	18 cm	18 cm	16cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		2,33	2,40	2,48
	A _H /nappe (cm ²)		1,13	1,13	1,13
	Choix des barres/nappe (cm ²)		4HA10/nappe	4HA10/nappe	4HA10/nappe
ep =15cm		(A=3,14cm ²)	(A=3,14cm ²)	(A=3,14cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
	contrainte	τ_u (MPa)	2,028	0,518	0,396
		τ_b (MPa)	2,840	0,726	0,554
ELS	N _s (kN)	376,49	348,65	185,61	

		σ_b (MPa)	2,23	2,01	1,04	
Zones			Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)		1,725	1,75	1,775	
	e (m)		0,2	0,20	0,20	
	B (m)		0,345	0,350	0,355	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]		3103,74	2628,47	1598,83	
	σ_{min} [KN/m ²]		-2733,12	-2433,87	-1361,51	
	Nature de la section			SPC	SPC	SPC
	V_u (kN)		29,48	262,67	126,88	
	L_t(m)		0,81	0,84	0,82	
	L_c(m)		0,92	0,92	0,96	
	d (m)		0,612	0,606	0,639	
	σ_1 [KN/m ²]		753,995	736,051	347,152	
	N (kN)	N₁		213,24	213,24	109,02
		N₂		14,795	17,342	6,153
	A_v (cm²)	A_{v1}		5,33	5,33	2,73
		A_{v2}		0,37	0,37	0,15
	A_{vj} (cm²)			1,13	10,11	4,88
	A (cm²)	A1=A_{v1}/2+A_{vj}/4		5,61	7,33	3,95
		A2=A_{v2}/2+A_{vj}/4		0,65	2,96	1,38
	A_{min} (cm²)			6,42	6,36	6,71
	A_{vadopté} (cm²)	Bande1		9,05	9,05	9,05
		Bande 2		4,52	4,52	4,52
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande1	2*4HA12	2*4HA12	2*4HA12
			Bande 2	2*2HA12	2*2HA12	2*2HA12
S_t (cm)		Bande1	16 cm	16 cm	16 cm	
		Bande 2	25 cm	25 cm	25 cm	
A_{Hmin}=0.0015*B (cm²)/bande			5,18	5,25	5,33	
A_H /nappe (cm²)			2,26	2,26	2,26	
Choix des barres/nappe (cm²)		8HA10/nappe	8HA10/nappe	8HA10/nappe		
ep =15cm		(A=6,28cm²)	(A=6,28cm²)	(A=6,28cm²)		
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²			
	contrainte	τ_u (MPa)	0,095	0,834	0,397	
		τ_b (MPa)	0,133	1,167	0,556	
	ELS	N_s (kN)	777,96	698,86	358,4	
		σ_b (MPa)	2,13	1,89	0,95	

- Des voiles dans le sens transversal tableau4 : (VT5, VT6)

Zones		Zone I	Zone II	zone III		
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,755	1,78	1,805		
	e (m)	0,20	0,20	0,2		
	B (m)	0,351	0,356	0,361		
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	3125,96	3135,1	1937,44		
	σ_{min} [KN/m ²]	-4689,96	-4893,87	-3476,13		
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	37,27	275,12	119,14		
	L _t (m)	1,05	1,08	1,16		
	L _c (m)	0,70	0,70	0,65		
	d (m)	0,468	0,463	0,431		
	σ_1 [KN/m ²]	1736,947	1796,166	1217,545		
	N (kN)	N ₁	300,74	309,99	202,14	
		N ₂	101,638	111,649	88,681	
	A _v (cm ²)	A _{v1}	7,52	7,75	5,05	
		A _{v2}	2,92	2,79	2,22	
	A _{vi} (cm ²)		1,43	10,59	4,59	
	A (cm ²)	A1=A _{v1} /2+A _{vi} /4	7,88	10,40	6,20	
		A2=A _{v2} /2+A _{vi} /4	2,92	5,44	3,36	
	A _{min} (cm ²)		6,14	6,53	7,65	
	A _{vadopté} (cm ²)	Bonde1	11,31	11,31	9,05	
		Bonde 2	6,79	6,79	4,52	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2*5HA12	2*5HA12	2*4HA12
			Bonde 2	2*3HA12	2*3HA12	2*2HA12
S _t (cm)		Bonde1	12 cm	10cm	10cm	
		Bonde 2	15 cm	15 cm	20cm	
A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		5,27	5,34	5,42		
A _H /nappe (cm ²)		2,83	2,83	2,26		
Choix des barres/nappe (cm ²)		8HA10/nappe	8HA10/nappe	8HA10/nappe		
ep =15cm		(A=6,28cm ²)	(A=6,28cm ²)	(A=6,28cm ²)		
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²			
	contrainte	τ_u (MPa)	0,118	0,859	0,367	
		τ_b (MPa)	0,165	1,202	0,513	
	ELS	N _s (kN)	1190,83	1090,81	610,37	
σ_b (MPa)		3,15	2,85	1,60		

Chapitre VIII

Etude de l'infrastructure

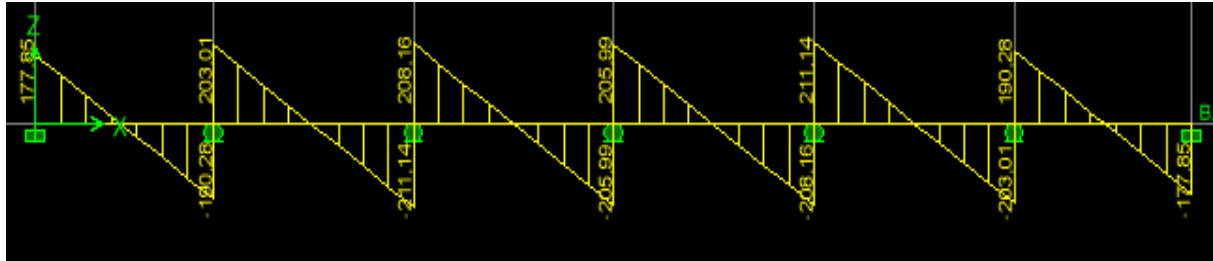


Figure 8-6 : diagramme des efforts tranchants(ELU)

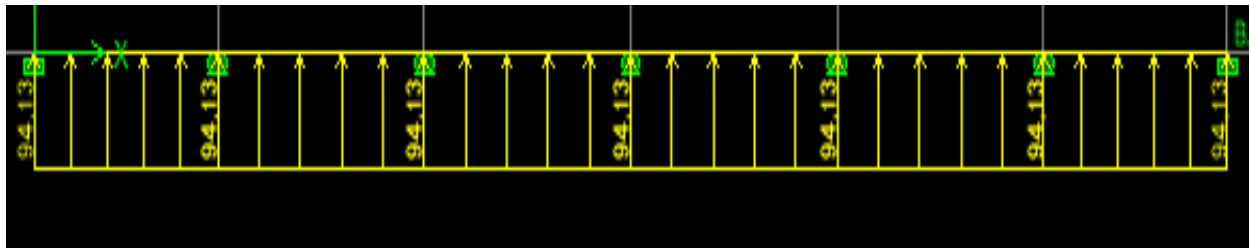


Figure 8-7 : Le chargement à ELS

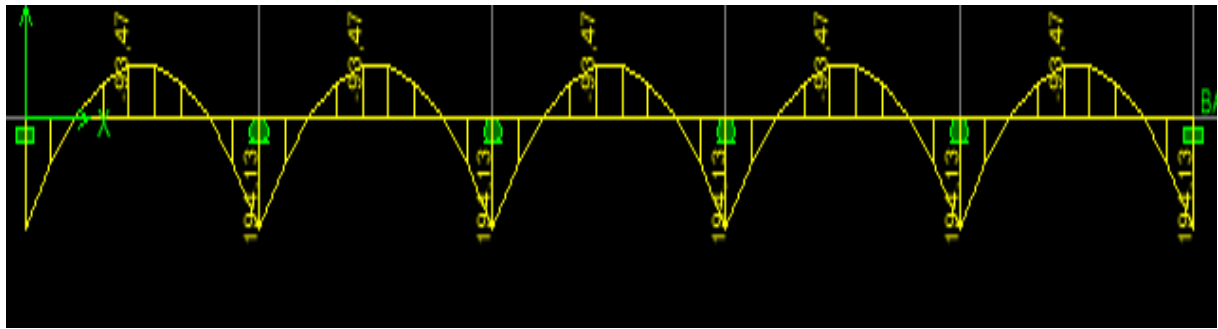


Figure 8-11 : diagramme des moments fléchissant(ELU)

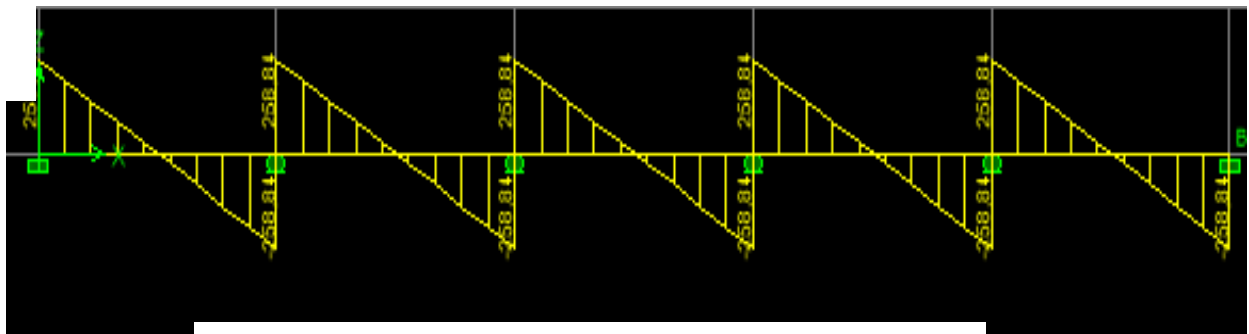


Figure 8-12 : diagramme des efforts tranchants(ELU)

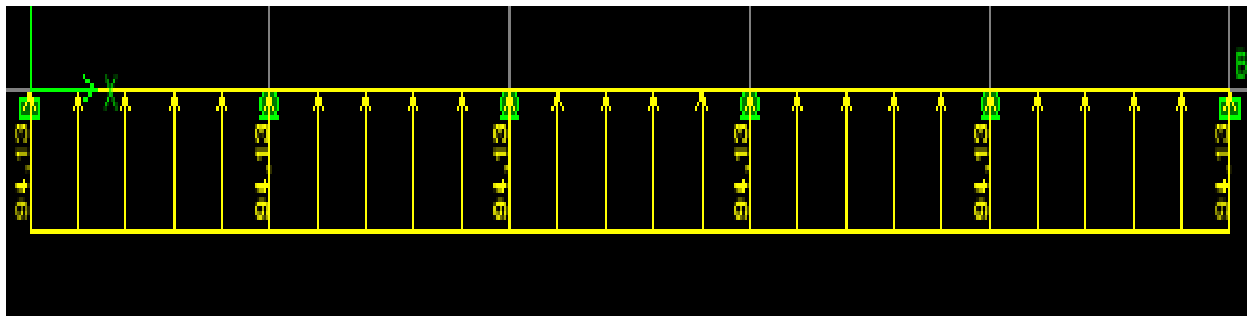


Figure 8-13 : le chargement à ELS

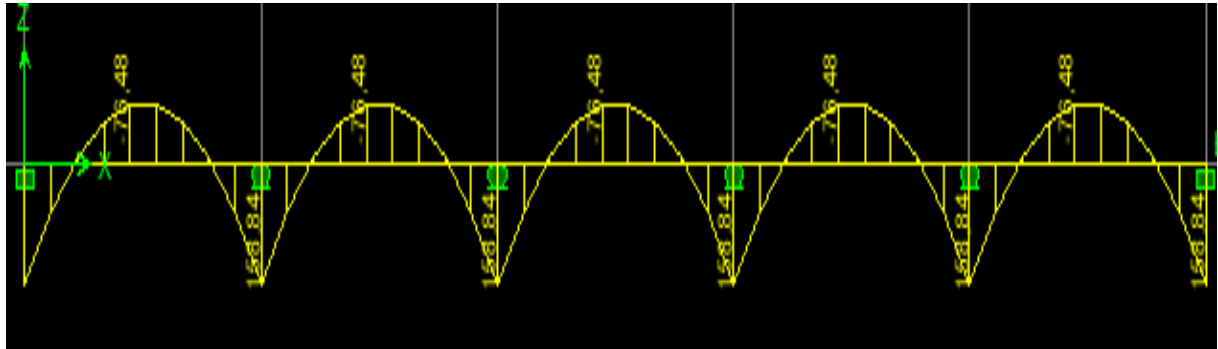


Figure 8-14 : diagramme des moments fléchissant(ELS)

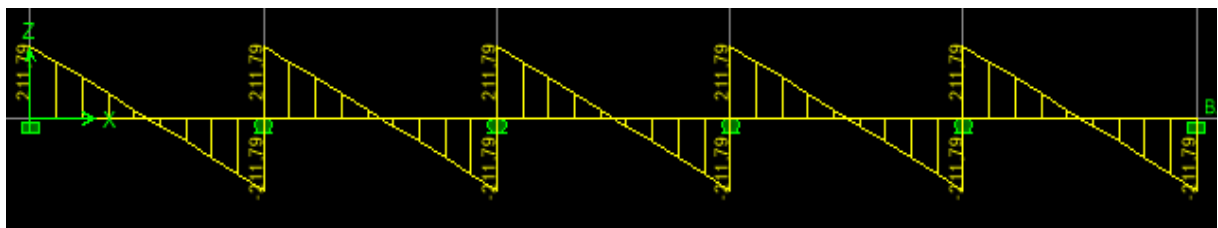


Figure 8-15 : diagramme des efforts tranchants(ELS)

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau des sollicitations :

sens transversal(x-x)	Sens longitudinal(y-y)
$M_{tu}^{max} = 66,69 \text{KN.m}$	$M_{tu}^{max} = 93,47 \text{KN.m}$
$M_{au}^{max} = 126,99 \text{KN.m}$	$M_{au}^{max} = 194,13 \text{KN.m}$
$M_{ts}^{max} = 54,57 \text{KN.m}$	$M_{ts}^{max} = 76,48 \text{KN.m}$
$M_{as}^{max} = 103,91 \text{KN.m}$	$M_{as}^{max} = 158,84 \text{KN.m}$
$T_u^{max} = 211,14 \text{KN}$	$T_u^{max} = 258,84 \text{KN}$

2- Calcul du ferrailage :

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau ci-dessous :

$b = 30 \text{ cm}$ $d = 95 \text{ cm}$ $f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$ $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

		M (KN.cm)	μ	obs	β	A_s (cm^2)	choix	A_{adop} (cm^2)	St (cm)
X-X	Appuis	12699	0,034	SSA	0,983	3,90	4HA20+4HA16	20,6	12
	Travée	6669	0,006	SSA	0,997	3,48	4HA20+4HA16	20,6	12

Y-Y	Appuis	19413	0,016	SSA	0,992	5,92	4HA20+4HA16	20,6	12
	travée	9347	0,008	SSA	0,996	3,84	4HA20+4HA12	20,6	12

3-Vérification à ELU:

a-Condition de non fragilité (BEAL 91, Art 4.2.1):

$$A_s > A_{\min} = \frac{0,23bdf_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 0,3 \times 0,95 \times 2,1}{400} \times 10^4 = 3,44 \text{ cm}^2$$

→ condition vérifiée

b-Armatures transversales :

❖ Diamètre minimal :

Selon le BAEL91, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier :

$$\phi_t = \frac{\phi_1}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 8 \text{ mm}$

❖ Espacement des armatures :

➤ Zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_1 \right\} = \min \{20; 24\} = 20 \text{ cm}$$

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

➤ En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 50 \text{ cm}$$

Soit: $S_t = 15 \text{ cm}$

❖ Armatures transversales minimales :

$$A_{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 1,35 \text{ cm}^2.$$

Soit : $A_t = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$ (1 cadres+ 1 étrier).

c-Vérification de la contrainte au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15f_{c28}}{\gamma_s}; 4 \text{ Mpa} \right\} = 2,5 \text{ Mpa}$$

$$\text{Sens X - X: } \tau_u = \frac{211,14}{30 \times 95} \times 10 = 0,740 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\text{Sens y - y: } \tau_u = \frac{258,84}{30 \times 95} \times 10 = 0,908 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

4-Vérifications à l'ELS :

*Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :

On doit vérifier que :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2f_e}{3}; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} = \min \{ 266,66; 201,6 \} = 201,6 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{k_1} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa} \quad \text{avec } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_s}$$

$$\rho = \frac{100 \cdot A_{st}}{d \cdot b}$$

Les résultats sont donnés sur le tableau ci dessous

sons	zone	$M_s(\text{Kn.cm})$	ρ	β	k	$\sigma_s(\text{Mpa})$	$\bar{\sigma}_s(\text{Mpa})$	$\sigma_b(\text{Mpa})$	$\bar{\sigma}_b(\text{Mpa})$	Obs
X-X	Appuis	10391	0,43	0,899	34,50	59,06	201,6	1,72	15	vérifiée
	Travée	5457				31,02	201,6	0,90	15	
Y-Y	Appuis	15884				90,28	201,6	2,62	15	
	Travée	7648				43,47	201,6	1,26	15	

8.5.6.4 : Armatures de peau (Art4.5.34/BAEL91)

Des armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section est au moins égale à 3cm² par

mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. En absence de ces armatures on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la nervure est de 80cm, la quantité d'armature de peau nécessaire est donc :

$$A_p = \frac{3\text{cm}^2}{1\text{m} \times 0,8} = 3,75\text{cm}^2 = 1,875\text{cm}^2 \text{ par parois}$$

02 barres de $\Phi 12$ avec des épingles $\Phi 8$.

8.5.6.4 : Ferrailage du débord :

Le débord peut constituer une zone d'ancrage pour les armatures longitudinales de la dalle et des poutres, donc son ferrailage sera le prolongement de ces armatures au-delà des appuis

Chapitre IX

Etude du mur soutènement

Introduction :

Pour assurer la stabilité de talus derrière notre structure, et pour faire face aux poussées des terres dû au remblai retenu par le mur, ainsi qu'aux charges d'exploitation éventuelles supportées par le remblai, il est nécessaire de prévoir un mur de soutènement en béton armé dont la hauteur est inférieure à 6m.

9.1 Pré-dimensionnement du mur de soutènement :

L'épaisseur minimale imposée par le RPA 99/version 2003 (Art 10.1.2) pour le mur de soutènement est de 15 cm, on opte pour une épaisseur de 20 cm.

a) Détermination des sollicitations :

Les contraintes qui s'exercent sur la face du voile sont : σ_H et σ_V

σ_H : Contrainte horizontale

σ_V : Contrainte verticale

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V$$

$$K_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi} = 0,57 \text{ (pour le sable)}$$

Avec : K_0 : Coefficient des poussées des terres au repos.

φ : Angle de frottement interne

b) Caractéristiques du sol :

- Surcharges éventuelles $q = 10 \text{ KN} / \text{m}^2$
- Poids volumique des terres $\gamma = 18 \text{ KN} / \text{m}^3$
- Angle de frottement interne $\varphi = 30^\circ$
- Cohésion $C = 0$

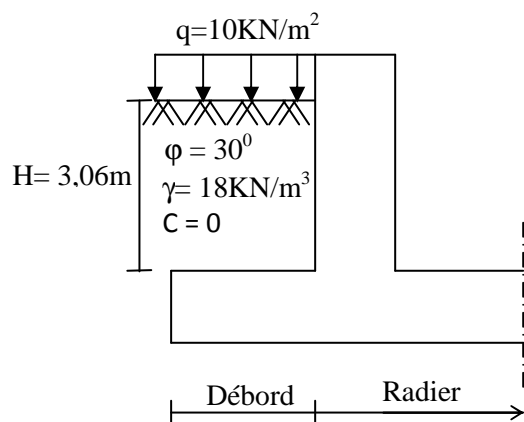


Figure 10.1 : Schéma statique du voile périphérique.

c) **Calcul des sollicitations :**

• **ELU :**

$$\sigma_H = K_0 (1,5q + 1,35\gamma \cdot h)$$

$$h = 0 \rightarrow \sigma_H = 8,55 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 3,06 \text{ m} \rightarrow \sigma_H = 50,93 \text{ KN/m}^2$$

• **ELS :**

$$\sigma_H = K_0(q + \gamma \cdot h)$$

$$h = 0 \rightarrow \sigma_H = 5,7 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 3,06 \text{ m} \rightarrow \sigma_H = 37,09 \text{ KN/m}^2$$

d) **Diagramme des contraintes :**

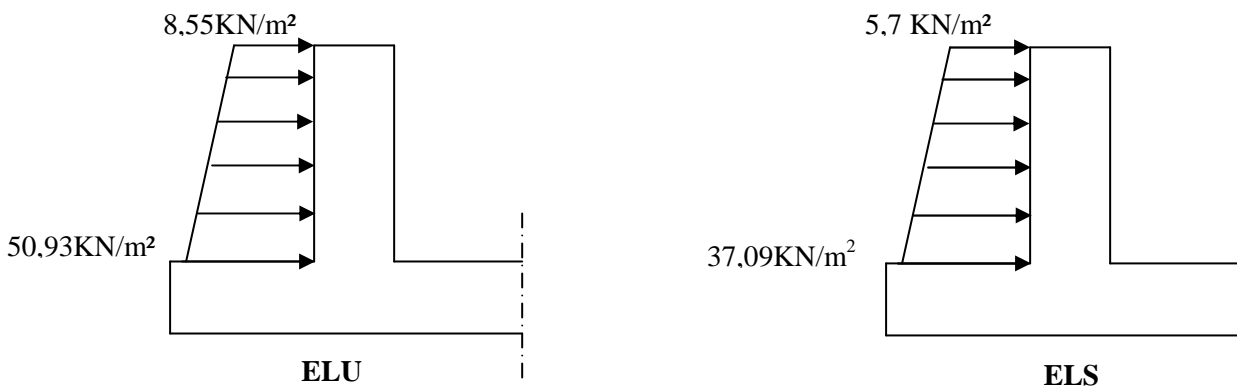


Figure 10.2 :Diagramme des contraintes

e) **Charges moyennes à considérer dans les calculs pour une bande de 1m :**

$$\text{ELU : } q_u = \frac{(3\sigma_1 + \sigma_2) \cdot 1\text{m}}{4} = \frac{(3 \times 50,93 + 8,55) \cdot 1}{4} = 40,34 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS : } q_s = \frac{(3\sigma'_1 + \sigma'_2) \cdot 1m}{4} = \frac{(3 \times 37,09 + 5,7) \cdot 1}{4} = 29,24 \text{ KN/m}$$

9.2 Ferrailage du mur de soutènement :

a) Méthode de calcul :

Le mur de soutènement sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastrées des quatre cotés (au niveau des nervures, des poteaux).

b) 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 : 0,75
- Moment d'encastrement sur les grands cotés :

0,3 → appui de rive

0,5 → autre appui

c) Identification des panneaux :

$$l_x = 3,06 \text{ m}$$

$$l_y = 3,15 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,06}{3,15} = 0,97 > 0,4 \Rightarrow \text{le panneau travaille dans les deux sens}$$

d) Calcul des moments isostatiques :

- ELU :

$$\rho = 0,97 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0393 \\ \mu_y = 0,934 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x q l_x^2 = 0,0393 \times 40,34 \times 3,06^2 = 14,84 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0,934 \times 14,84 = 13,86 \text{ KN.m}$$

e) **Correction des moments :**

• **Sens xx :**

$$M_a = 0.5 \times 14,84 = 7,42 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times 14,84 = 11,13 \text{ KN.m}$$

• **Sens yy :**

$$M_a = 0.5 \times 13,86 = 6,93 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times 13,86 = 10,40 \text{ KN.m}$$

f) **Ferraillage :**

Tableau 10.1: Ferraillage du voile périphérique.

Sens	zone	M_u (KN.m)	μ	μ_1	section	β	A(cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)	St (cm)
XX	Appuis	7,42	0,018	0,392	SSA	0,991	1,26	2	5HA12/ml=5.65	20
	Travée	11,13	0,028	0,392	SSA	0,986	1,90	2	5HA12/ml=5.65	20
YY	Appuis	6,93	0,016	0,392	SSA	0,992	1,18	2	5HA12/ml=5.65	20
	Travée	10,40	0,026	0,392	SSA	0,987	1,78	2	5HA12/ml=5.65	20

g) **Recommandations du RPA :**

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10%B dans les deux sens (horizontal et vertical)
- $A \geq 0,001 b h = 0,001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$

Les deux nappes sont reliées par quatre épingles/m² de HA8.

h) **Vérification à l'ELS :**

$$v = 0.2 \quad \rho = 0.97 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0467 \\ \mu_y = 0,954 \end{cases}$$

$$M_{0x} = 0,0467 \times 29,24 \times 3,06^2 = 12,79 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 0,954 \times 12,79 = 12,20 \text{ KN.m}$$

- **Sens xx :**

$$M_a = 0.5 \times 12,79 = 6,40 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times 12,79 = 9,60 \text{ KN.m}$$

- **Sens yy :**

$$M_a = 0.5 \times 12,20 = 6,10 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times 12,20 = 9,15 \text{ KN.m}$$

➤ **Vérification des contraintes :**

Le voile périphérique étant exposé aux eaux emmagasinées dans le sol, de ce fait elles constituent un état de fissuration préjudiciable, les contraintes sont limitées alors :

- **Dans les aciers :**

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3f_e}; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = \left\{ \frac{2}{3 \times 400}; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} = 201,63 \text{ MPa.}$$

- **Dans le béton :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} \sigma_{ser} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} \sigma_b = \sigma_s / K \leq 15 \text{ MPa}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 9.2 : Vérification des contraintes a l'ELS.

Sens	zone	As(cm ²)	Ms(KN.m)	ρ_1	β_1	K	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	Obser
XX	Appuis	5HA12	6,40	0,332	0,910	40,56	73,22	201.63	1,80	15	C.V
	Travée	5HA12	9,60	0,332	0,910	40,56	109,83	201.63	2,70	15	C.V
YY	Appuis	5HA12	6,10	0,332	0,910	40,56	69,79	201.63	1,72	15	C.V
	Travée	5HA12	9,15	0,332	0,910	40,56	104,68	201.63	2,58	15	C.V

Résultats:

- L'épaisseur du voile périphérique de soutènement est de **20cm**.
- Le ferrailage du voile périphérique est comme suit :

Sens x-x :

En travée : **5HA12/ml** avec un espacement de **20 cm**.

Aux appuis : **5HA12/ml** avec un espacement de **20 cm**.

Sens y-y :

En travée : **5HA12/ml** avec un espacement de **20 cm**.

Aux appuis : **5HA12/ml** avec un espacement de **20 cm**.

CONCLUSION

Ce projet de fin d'étude 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 notre cursus, cela nous a permis d'approfondir d'avantage nos connaissances en GENIE –CIVIL

Ce travail est une petite contribution avec laquelle nous espérons quelle sera d' une grande utilité pour les promotions à venir

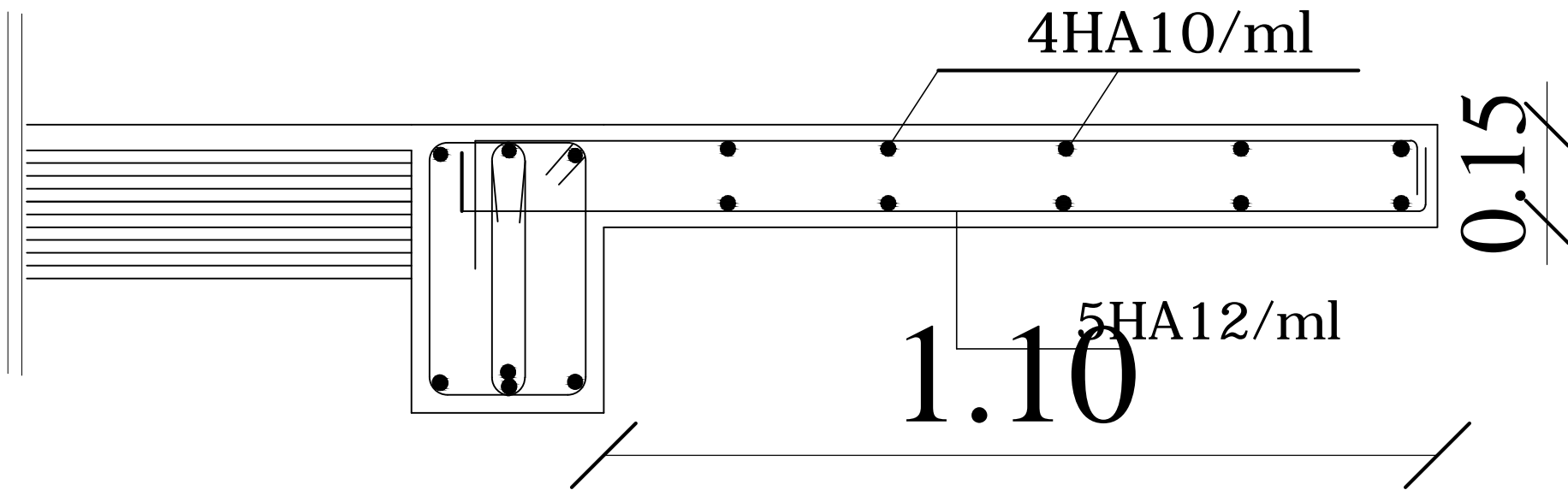
En fin nous espérons fortement que notre travaille puisse servir les futures promotions

bibliographie

- ❖ **M^{er}Belazougui : « Calcul des ouvrages en béton armé »**
- ❖ **Henry Thonier: « Conception et calcul des structures de bâtiment' »**
- ❖ **Marius Divers : « Calcul des tours en béton armée »**
- ❖ **Document technique réglementaire (D.T.R BC2.2), Charges permanentes et surcharges d'exploitation**
- ❖ **Cours de béton armé (BAEL91 et DTU associer).**
- ❖ **Règles BAEL91 modifié 99**
- ❖ **Règlement Parasismique Algérien (R.P.A 99 modifié 2003).**

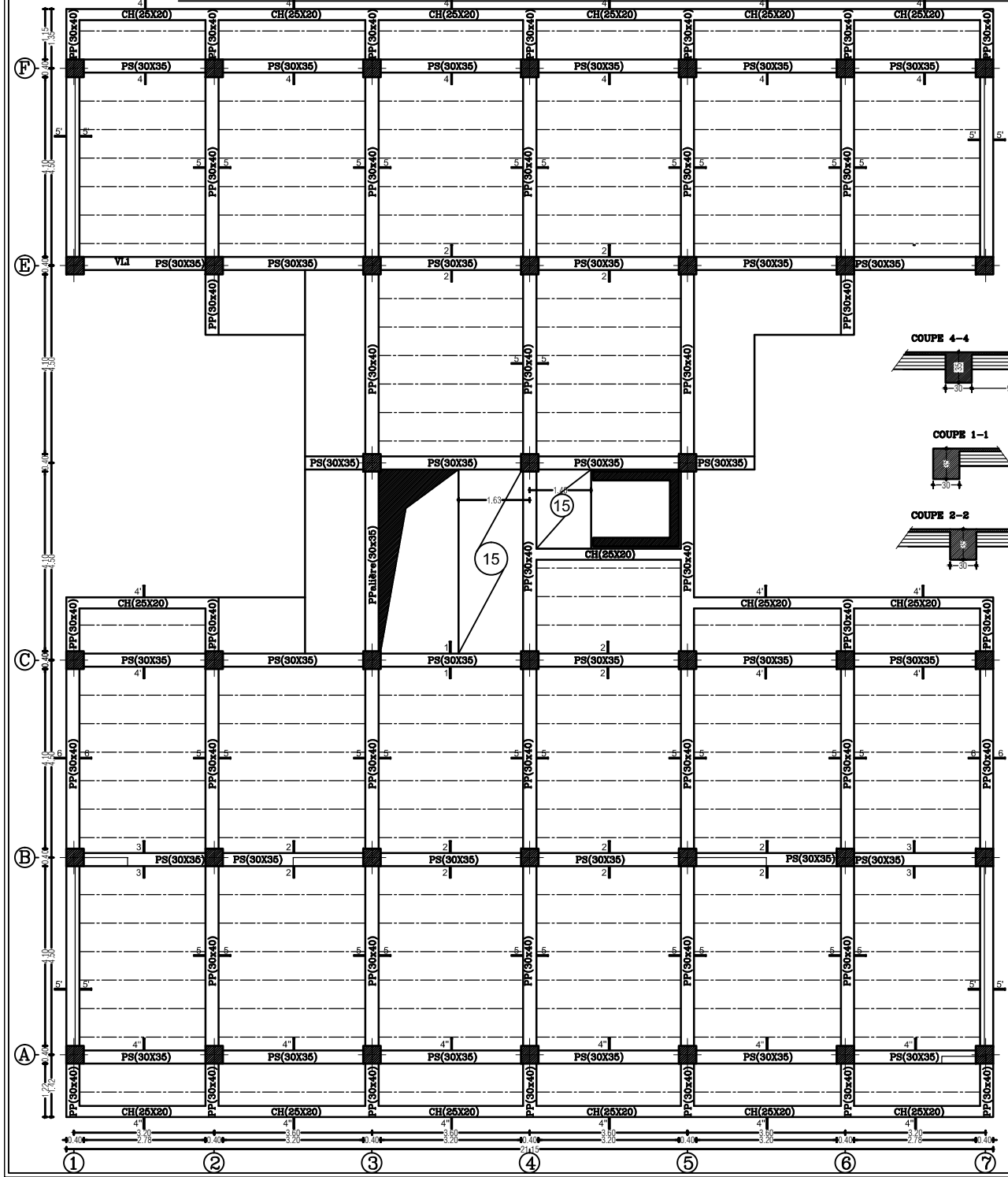
- ❖ **Calcul pratique des ossatures de bâtiment en béton armé ALBERT Fuentes.**

- ❖ **Cour et TD des années de spécialité**
- ❖ **Thèses de l'université Mouloud MAMERI**

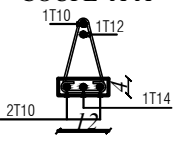


Ferrailage de balcon

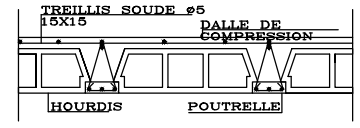
COFFRAGES DES PLANCHERS Niv: +3.06, +6.12, +9.18, +12.24, +15.3& +18.36



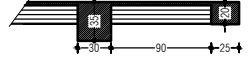
COUPE A-A



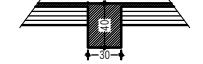
DETAIL PLANCHER



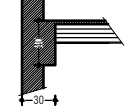
COUPE 4-4



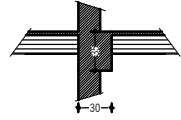
COUPE 5-5



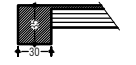
COUPE 5'-5'



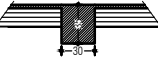
COUPE 3-3



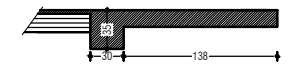
COUPE 1-1



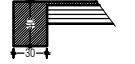
COUPE 2-2



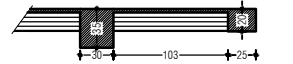
COUPE 5''-5''



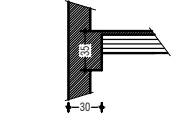
COUPE 6-6



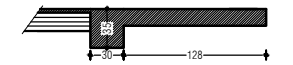
COUPE 4'-4'



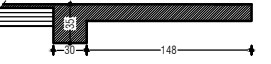
COUPE 3'-3'



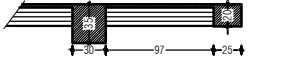
COUPE 7-7



COUPE 2'-2'

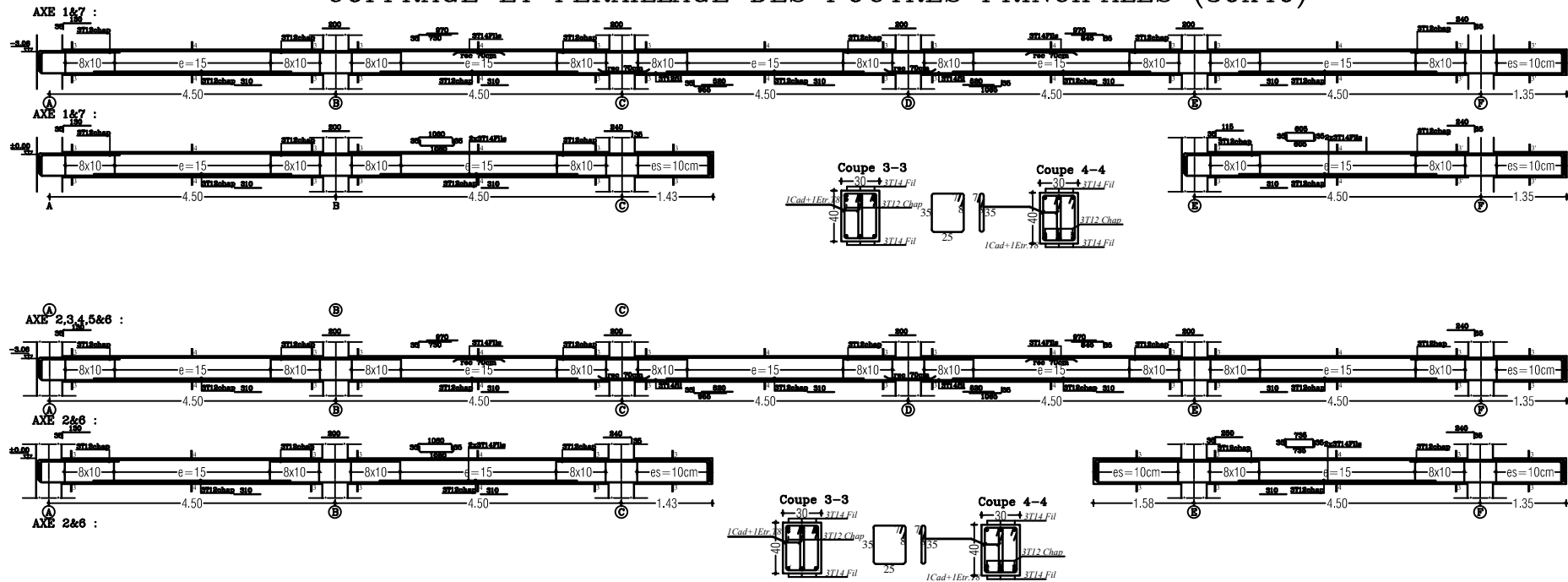


COUPE 4''-4''

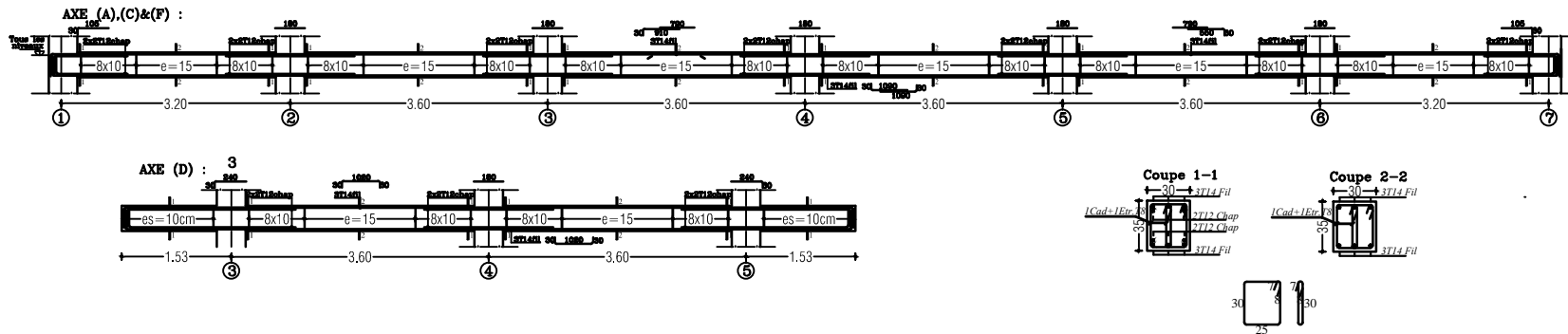


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE SOCIETE D'ARCHITECTURE ET D'URBANISME A R C			TEL: 07 73 60 07 83 - 06 61 42 86 91
WILLAYA: TIZI OUZOU DAIRA : TIZI OUZOU COMMUNE : TIZI OUZOU		PROJET: CONSTRUCTION EN (2S.SOL R+5) A USAGE D'HABITATION	
LIEU DIT: ZHUN SUD QUARTIER C LOT N°36	PROPRIETAIRE: M. BEN ARAB BOUALEM	DESIGNATION: COFFRAGE DES PLANCHERS Niv: +3.06, +6.12, +9.18, +12.24 +15.30& +18.36 DETAIL DES POUTRELLES	ECHELLE 1/50
DOSSIER: BETON ARME		PHASE D'ETUDE : EXECUTION	
DATE: 2014	planche : 01	A R C	
RUE KASBI AHMED A COTE APC DRA A BEN KHEDDA (W) TIZI OUZOU			

COFFRAGE ET FERAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES (30x40)

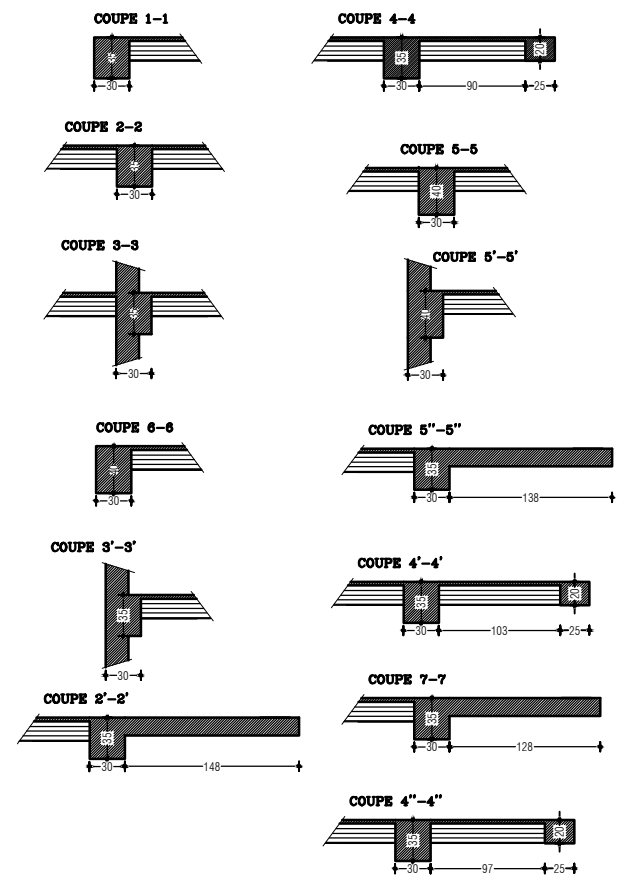
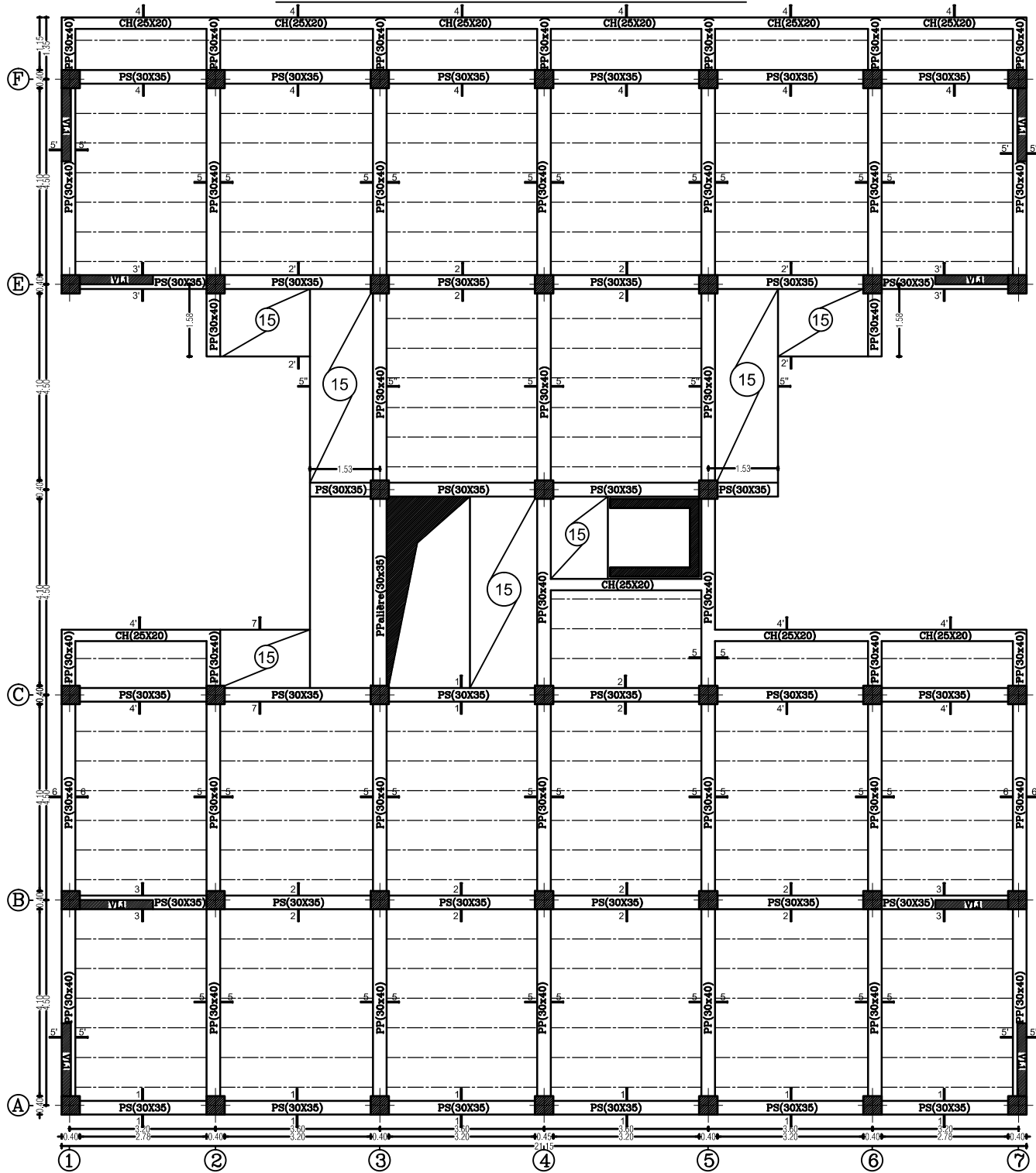


COFFRAGE ET FERAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES (30x35)



REPUBLIQUE ALGERINNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
UNIVERSITE MOULOUZ MAMMERI DE TIZI-OUZOU	
ETUDIER PAR: SILI NADIA DEMNI OURIDA	TITRE: Plan de ferrailage des poutres
DIRIGER PAR: Mr ILLOULI Saïd	Echelle:
Planche N°: 02	
Promotion: 2014-2015	

COFFRAGES DES PLANCHERS Niv: ±0.00



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE SOCIETE D'ARCHITECTURE ET D'URBANISME A R C			TEL: 07 73 60 07 83 - 06 61 42 86 91
WILLAYA : TIZI OUZOU DAIRA : TIZI OUZOU COMMUNE : TIZI OUZOU		PROJET: CONSTRUCTION EN (2S.SOL R+5) A USAGE D'HABITATION	
LIEU DIT: ZHUN SUD QUARTIER C LOT N°36	DESIGNATION: COFFRAGE DES PLANCHERS Niv: ±0.00	ECHELLE 1/50	
PROPRIETAIRE: Mr. BEN ARAB BOUALEM	PHASE D'ETUDE : EXECUTION		
DOSSIER : BETON ARME	DATE : 2014	planche : 01	A R C

RUE KASRI AHMED A COTE APC DR44 BEN KHEDDA (W) TIZI OUZOU

POTEAU DE RIVE

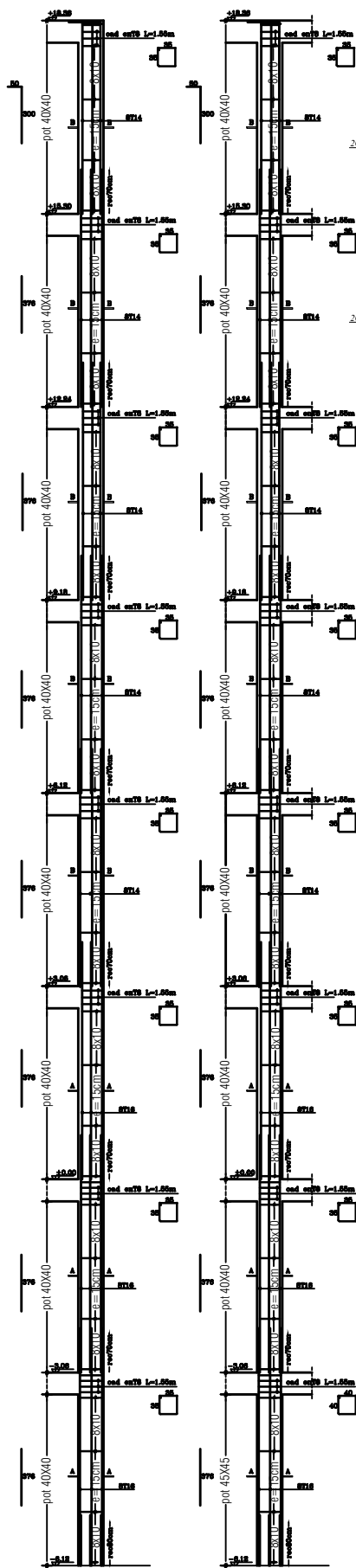
POTEAU CENTRALE

COUPE VERTICALE

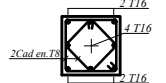
VOILE VL1

COUPE HORIZONTALE

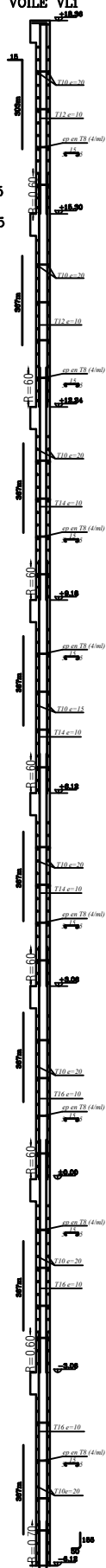
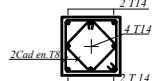
Voile cage d'ascenseur: (Tout les niveaux)



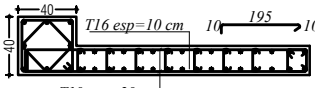
coupe A-A



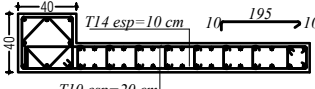
coupe B-B



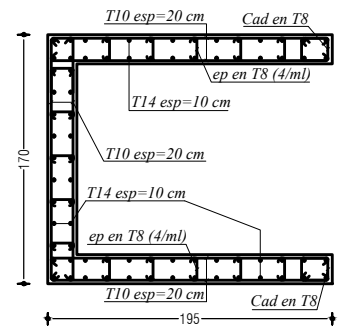
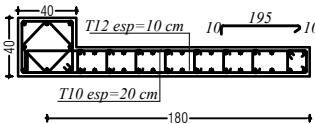
Voile VL1 : (S/Sol2,S/Sol1&RDC)



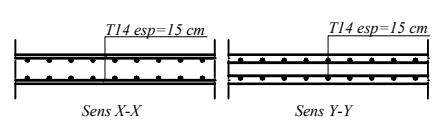
Voile VL1 : (3ème,4ème&5ème étages)



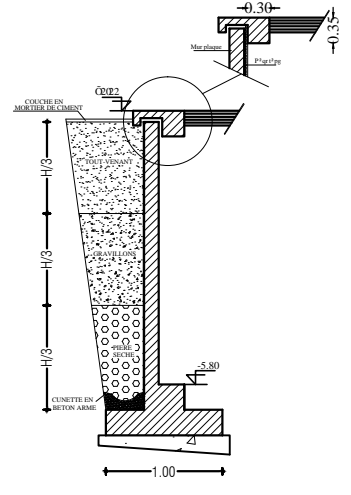
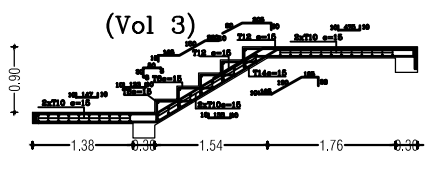
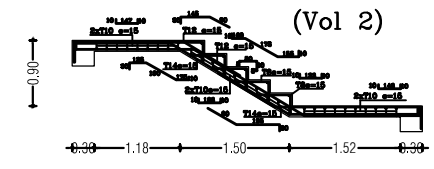
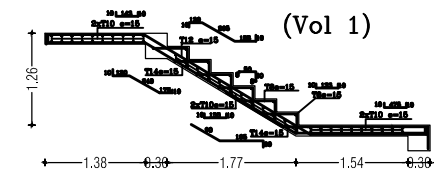
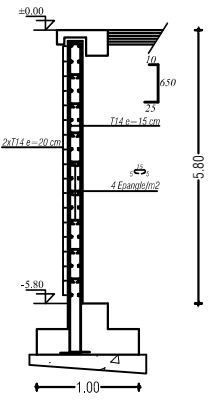
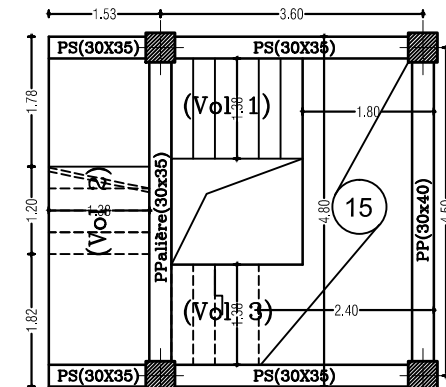
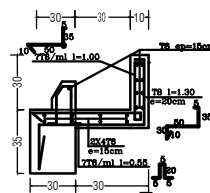
Voile VL1 : (6ème&7ème étages)



Ferraillage de la dalle pleine de l'ascenseur

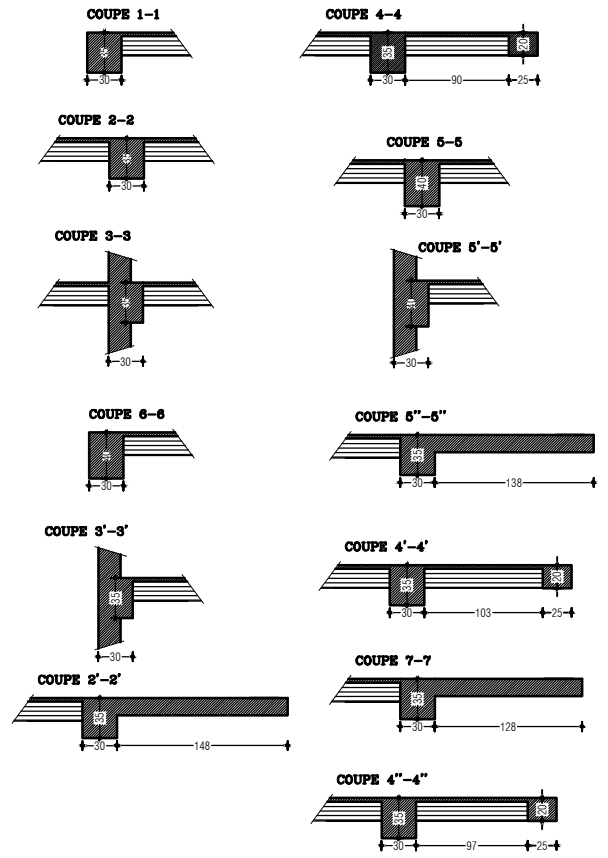
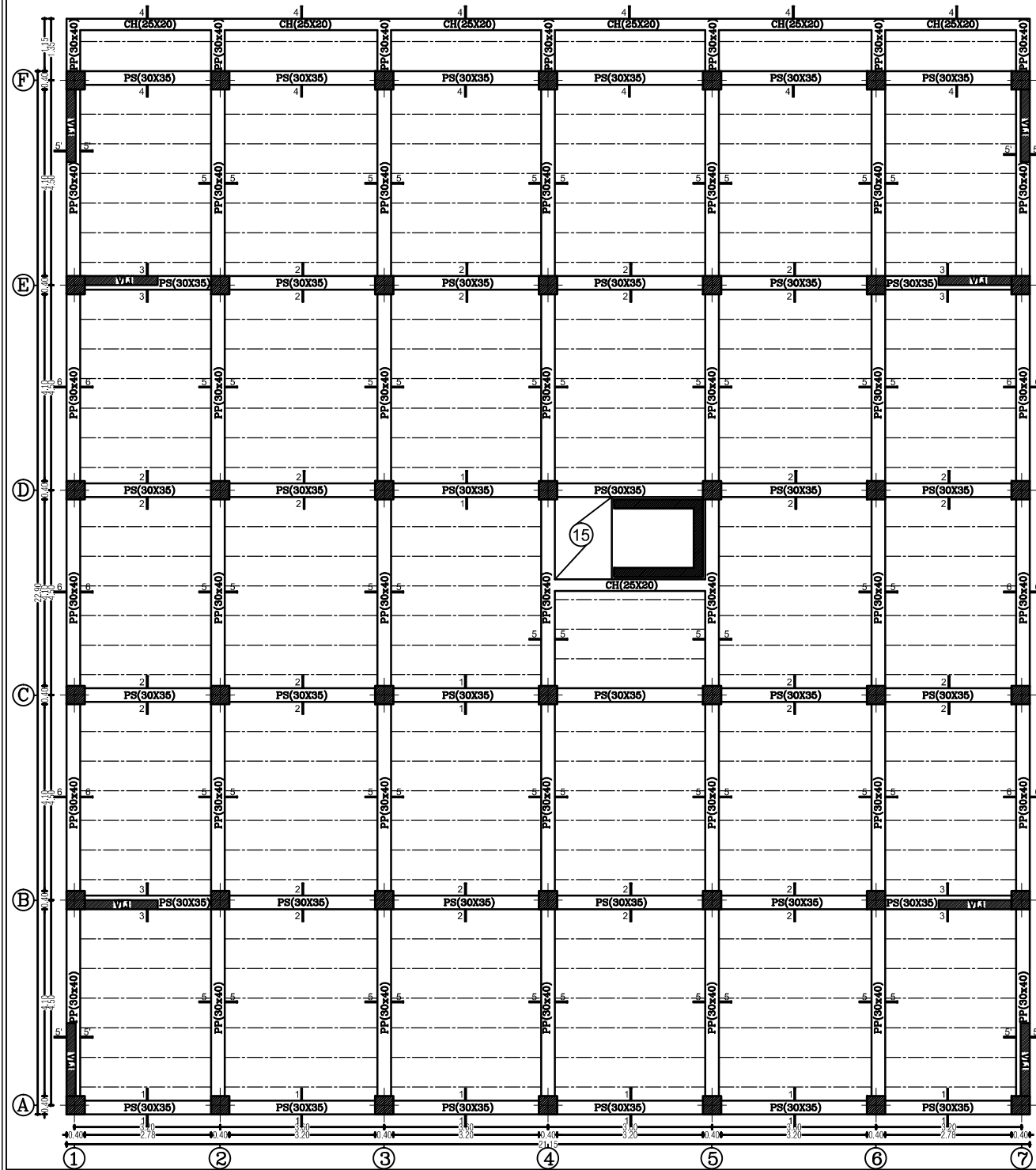


FERRAILLAGE ACROTÈRE-CHANNEAU



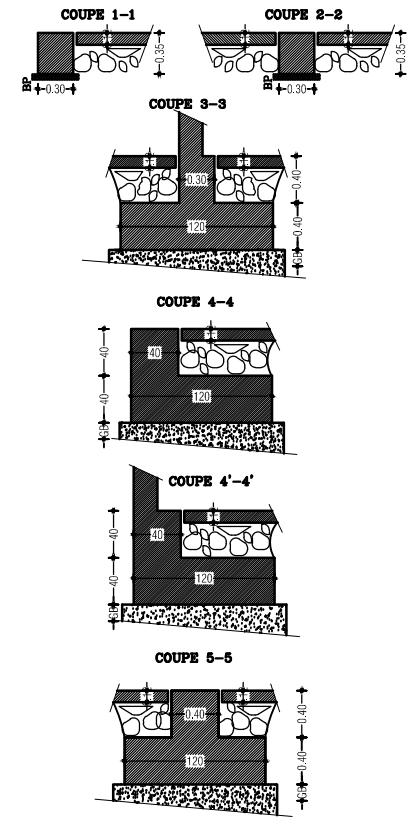
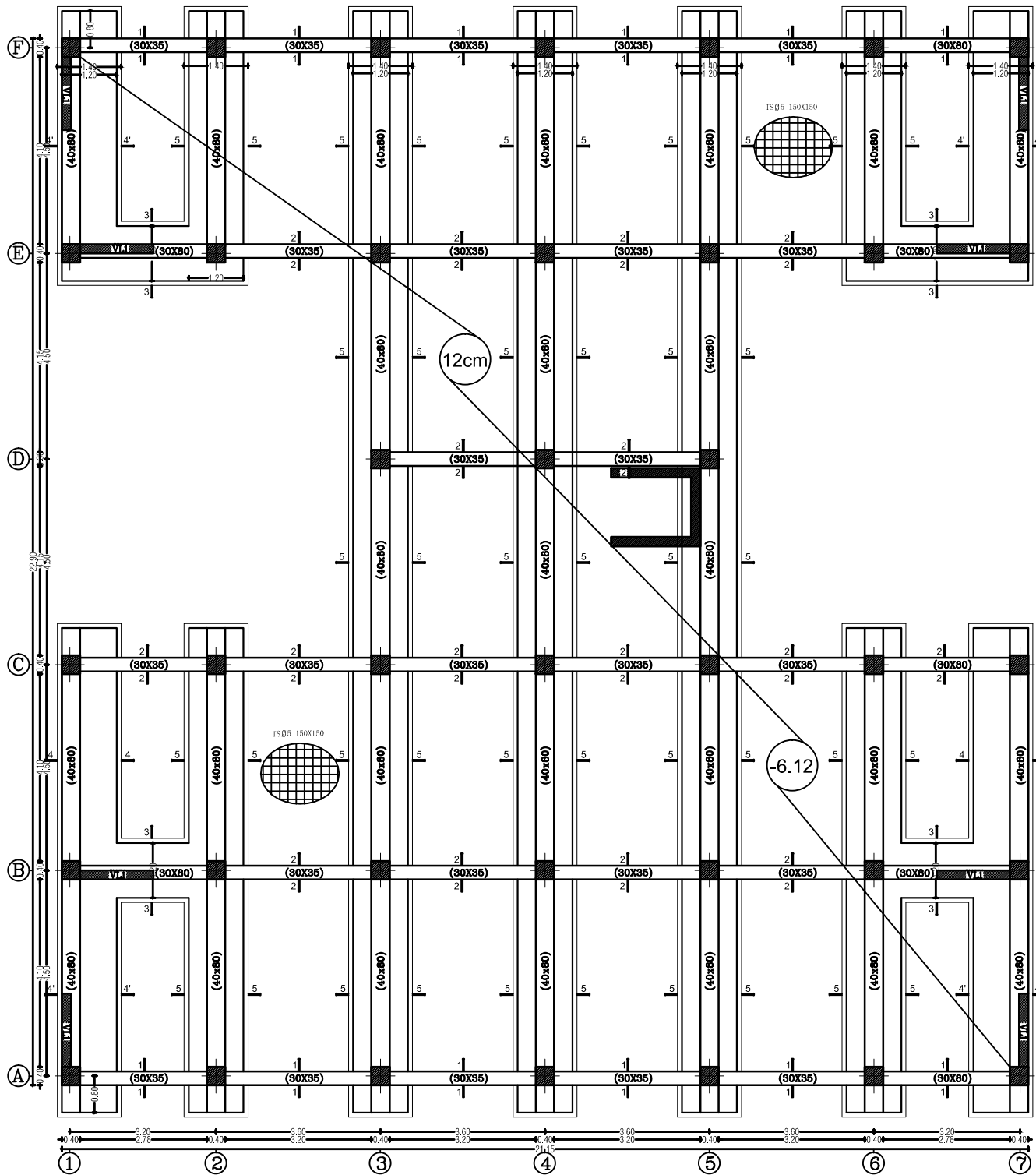
SERVICE DE PROJET ARCHITECTURE ET PROMOTION SOCIÉTÉ PAROISSIALE DE PROMOTION		TEL: 07 73 60 07 83 08 61 42 86 91	
WILAYA: TIZI OUZOU DAIRA : TIZI OUZOU COMMUNE: TIZI OUZOU		PROJET : CONSTRUCTION EN (S.SOL, R+5) A USAGE D'HABITATION	
LIBRE DDF: ZONE SUD QUARTIER C LOT N°36	DESIGNATION: CONFERENCE ET FERRAILLAGE DES POTEAUX/COULES ESCALIER, MONTÉE CAGE D'ASCENSEUR MUR PLAQUE	1/25	A B C
MÂTRE D'OUVRAGE: M. BEN ARAB BOULEM	PHASE DETUDE : EXECUTION	DATE: 2013	

COFFRAGES DES PLANCHERS Niv:-3.06

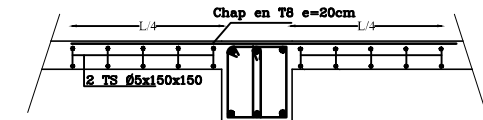


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE SOCIETE D'ARCHITECTURE ET D'URBANISME A R C		TEL: 07 73 60 07 83 - 06 61 42 86 91
WILLAYA: TIZI OUZOU DAIRA : TIZI OUZOU COMMUNE : TIZI OUZOU		PROJET: CONSTRUCTION EN (2S.SOL R+5) A USAGE D'HABITATION
LIEU DIT: ZHUN SUD QUARTIER C LOT N°36	DESIGNATION: COFFRAGE DES PLANCHERS Niv : -3.06	ECHELLE 1/50
PROPRIETAIRE: Mr. BEN ARAB BOUALEM	A R C	
DOSSIER: BETON ARME		
PHASE D'ETUDE : EXECUTION		
DATE : 2014	planche : 01	
RUE KASRI AHMED A COTE ARC DR.AA BEN KHEDDA OVA TIZI OUZOU		

PLAN COFFRAGE DES FONDATIONS Ech: 1/50



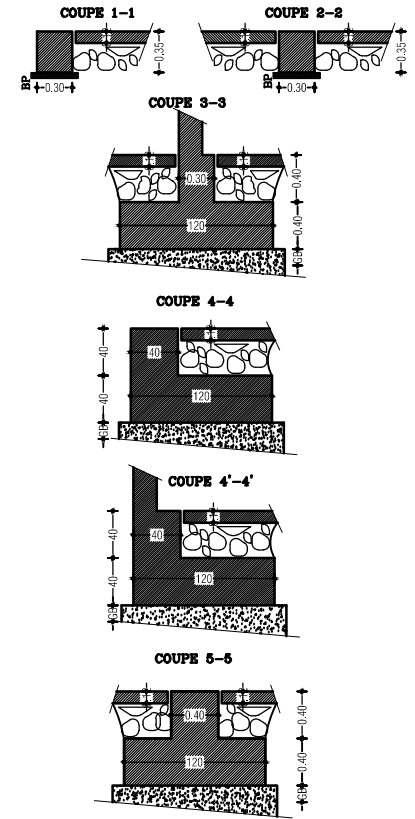
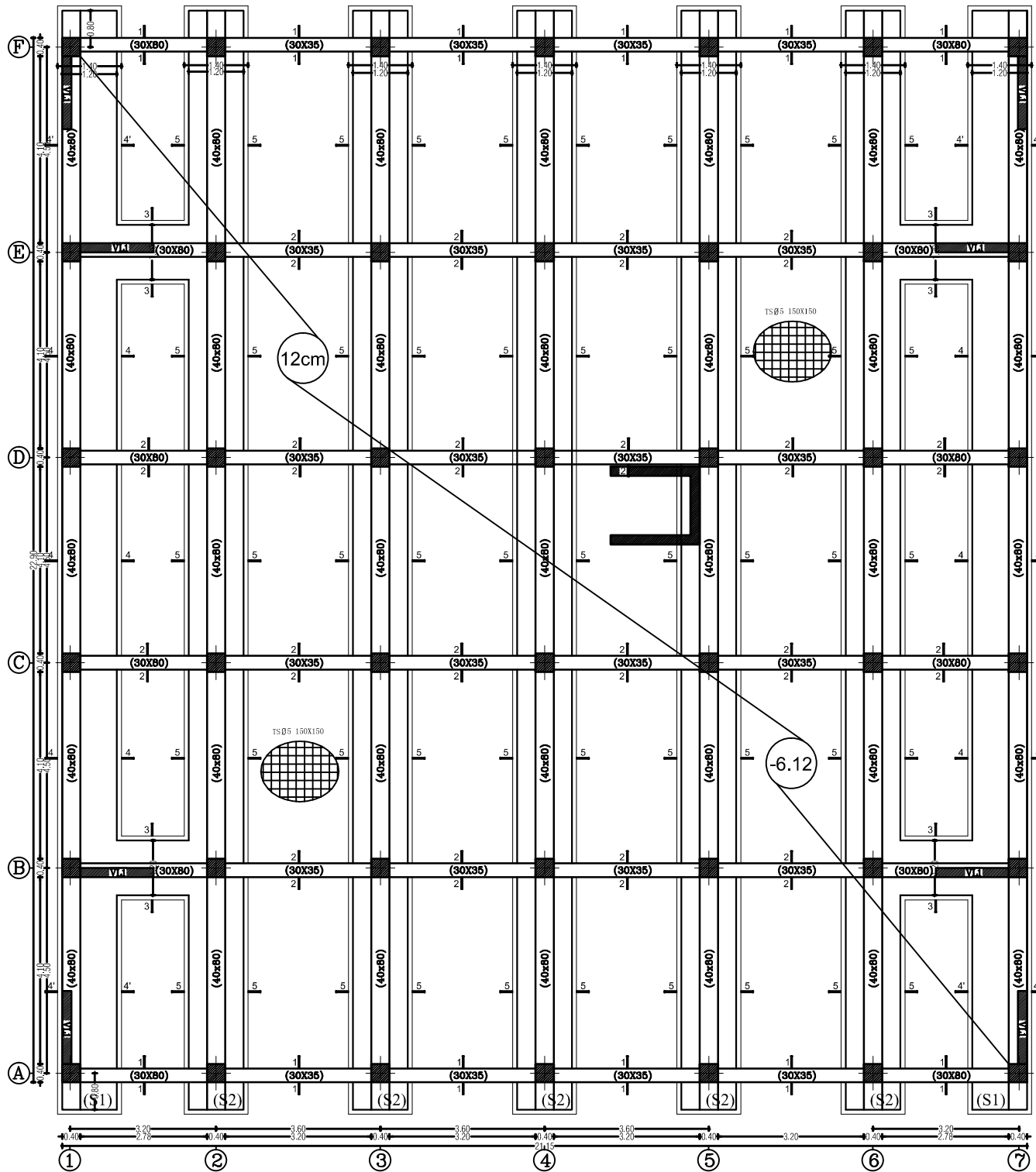
FERRAILAGE DE LA DALE PORTEE



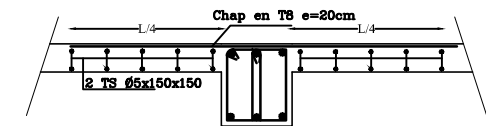
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE SOCIETE D'ARCHITECTURE ET D'URBANISME A R C		TEL: 07 73 60 07 83 - 06 61 42 86 91
WILLAYA: TIZI OUZOU DAIRA : TIZI OUZOU COMMUNE : TIZI OUZOU	PROJET: CONSTRUCTION EN (2S.SOL R+5) A USAGE D'HABITATION	
LIEU DIT: ZHUN SUD QUARTIER C LOT N°36	DESIGNATION: COFFRAGE DES FONDATIONS	ECHELLE 1/50
PROPRIETAIRE: Mr. BEN ARAB BOUALEM		
DOSSIER: BETON ARME		
PHASE D'ETUDE : EXECUTION		
DATE : 2014	planche : 01	A R C

RUE KASRI AHMED A COTE APC DR44 BEN KHEDDA (W) TIZI OUZOU

PLAN COFFRAGE DES FONDATIONS Ech: 1/50

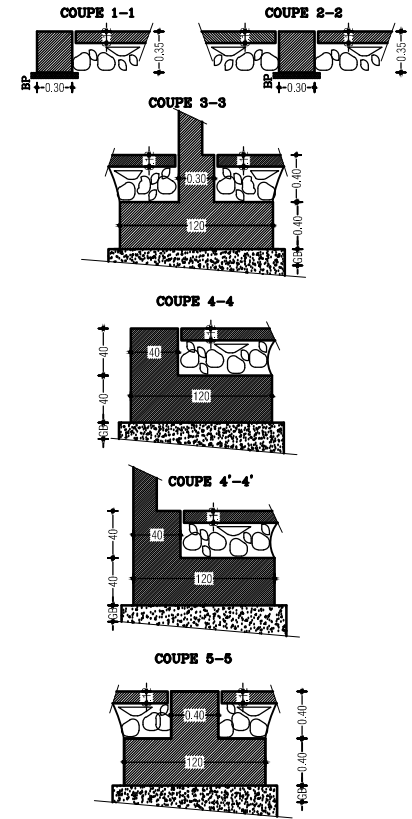
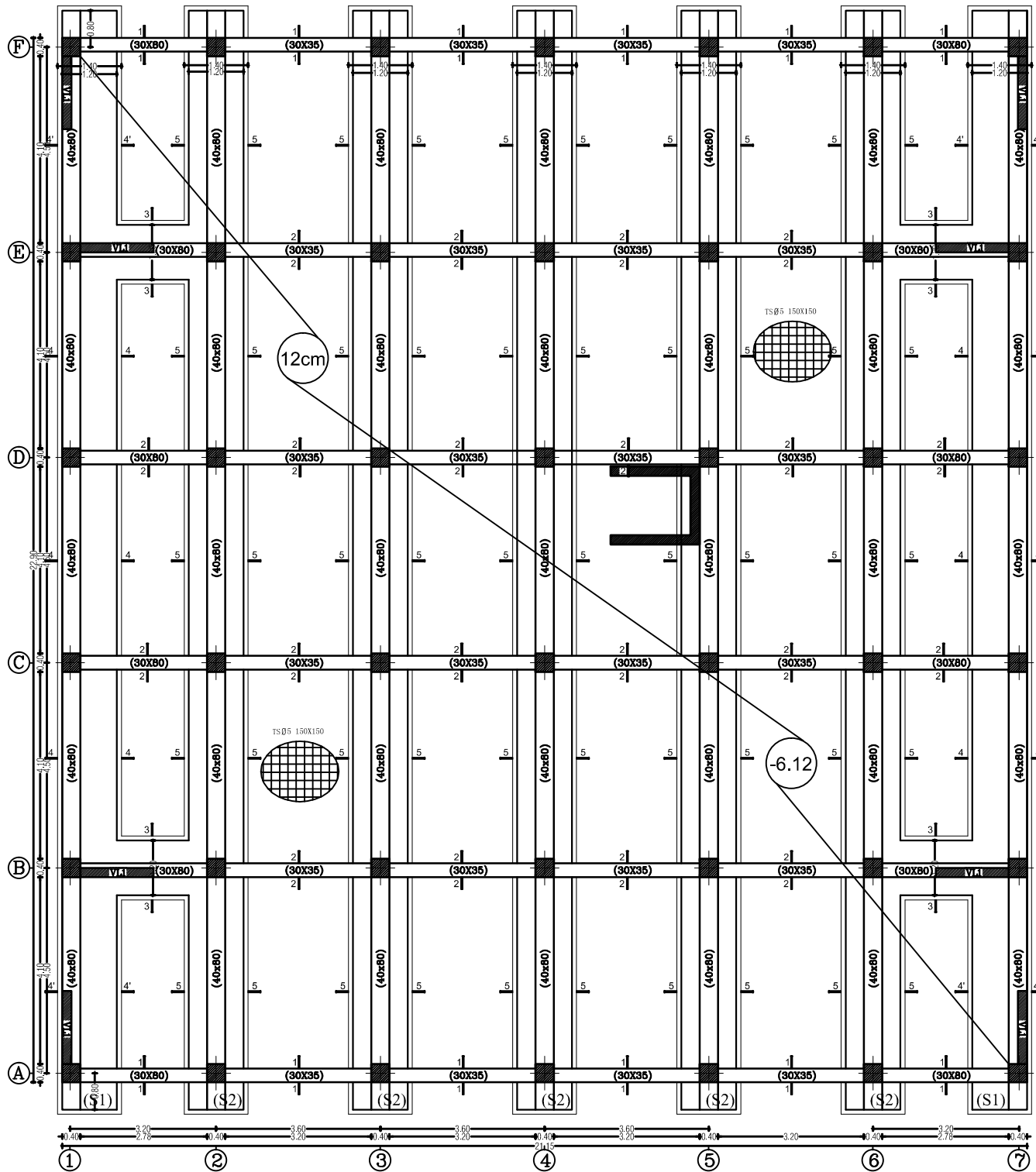


FERRAILLAGE DE LA DALE PORTEE

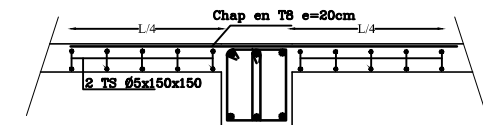


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE SOCIETE D'ARCHITECTURE ET D'URBANISME A R C		TEL: 07 73 60 07 83 - 06 61 42 86 91
WILLAYA: TIZI OUZOU DAIRA : TIZI OUZOU COMMUNE : TIZI OUZOU	PROJET: CONSTRUCTION EN (2S.SOL R+5) A USAGE D'HABITATION	
LIEU DIT: ZHUN SUD QUARTIER C LOT N°36	DESIGNATION:	ECHELLE
PROPRIETAIRE: M ^r BEN ARAB BOUALEM	COFFRAGE DES FONDATIONS 1/50	
DOSSIER: BETON ARME	PHASE D'ETUDE : EXECUTION	
DATE : 2014	planche : 01	A R C
RUE KASRI AHMED A COTE APC DR44 BEN KHEDDA (W) TIZI OUZOU		

PLAN COFFRAGE DES FONDATIONS Ech: 1/50



FERRAILLAGE DE LA DALE PORTEE

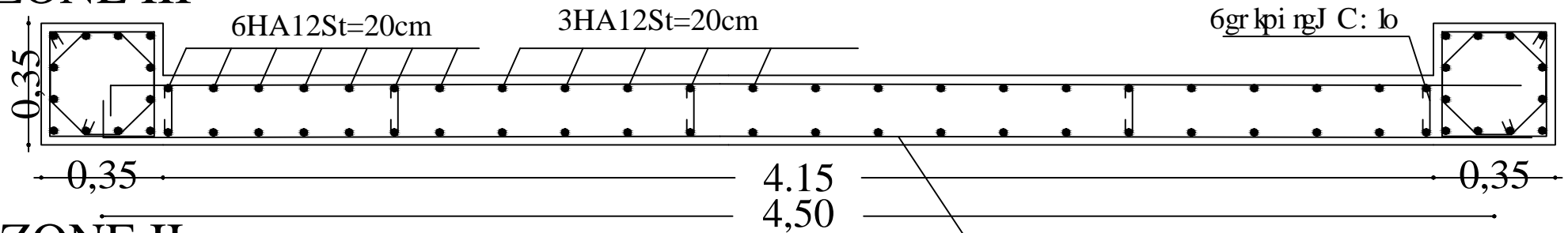


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE SOCIETE D'ARCHITECTURE ET D'URBANISME A R C		TEL: 07 73 60 07 83 - 06 61 42 86 91
WILLAYA: TIZI OUZOU DAIRA : TIZI OUZOU COMMUNE : TIZI OUZOU	PROJET: CONSTRUCTION EN (2S.SOL R+5) A USAGE D'HABITATION	
LIEU DIT: ZHUN SUD QUARTIER C LOT N°36	DESIGNATION:	ECHELLE
PROPRIETAIRE: M ^r BEN ARAB BOUALEM	COFFRAGE DES FONDATIONS 1/50	
DOSSIER: BETON ARME	PHASE D'ETUDE : EXECUTION	
DATE : 2014	planche : 01	A R C

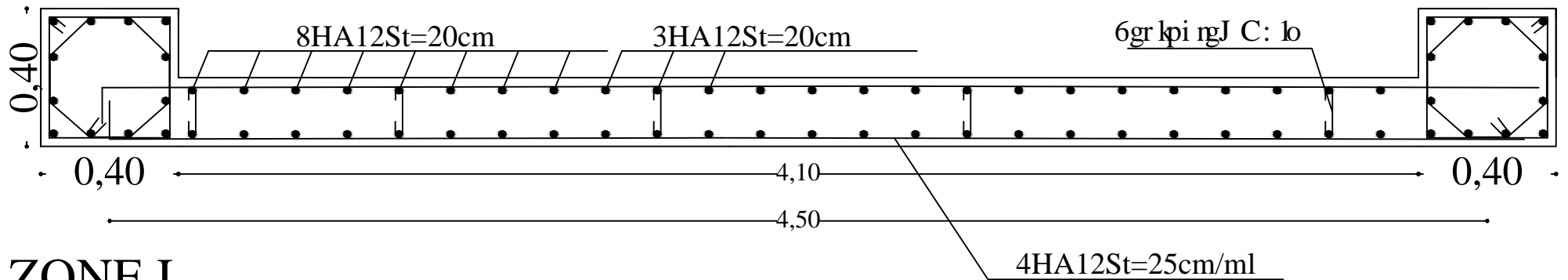
RUE KASRI AHMED A COTE APC DR44 BEN KHEDDA (W) TIZI OUZOU

VL1,VL2,VL3,VL4

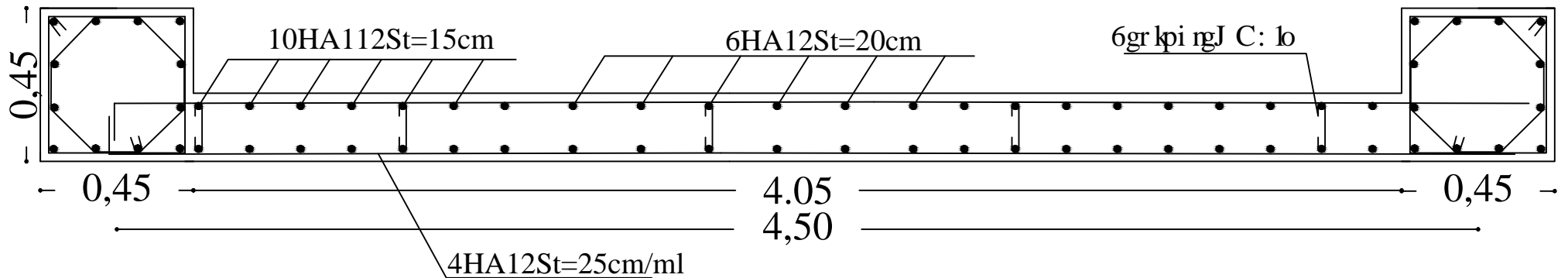
ZONE III



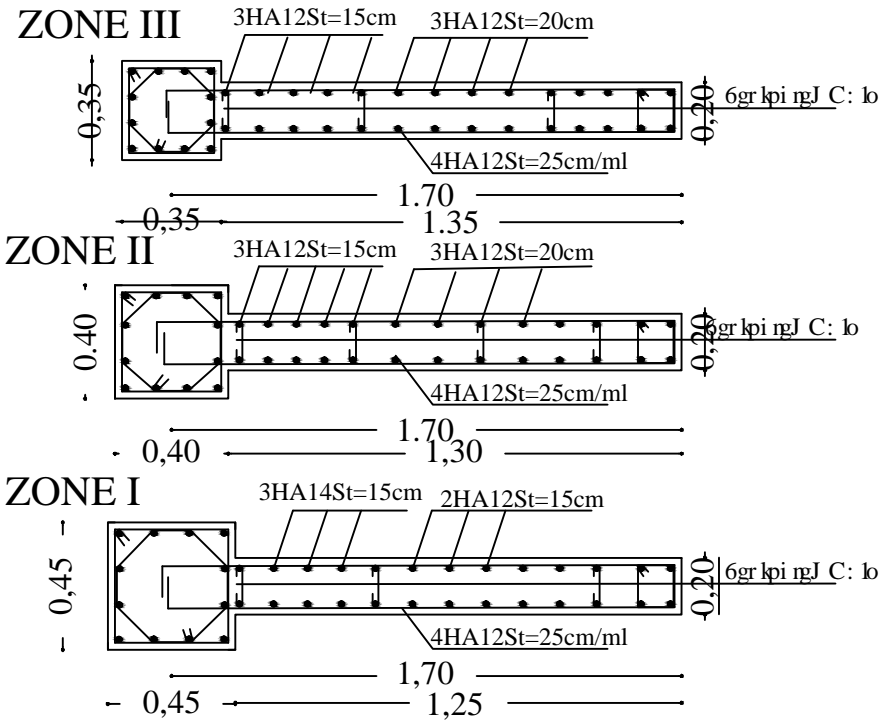
ZONE II



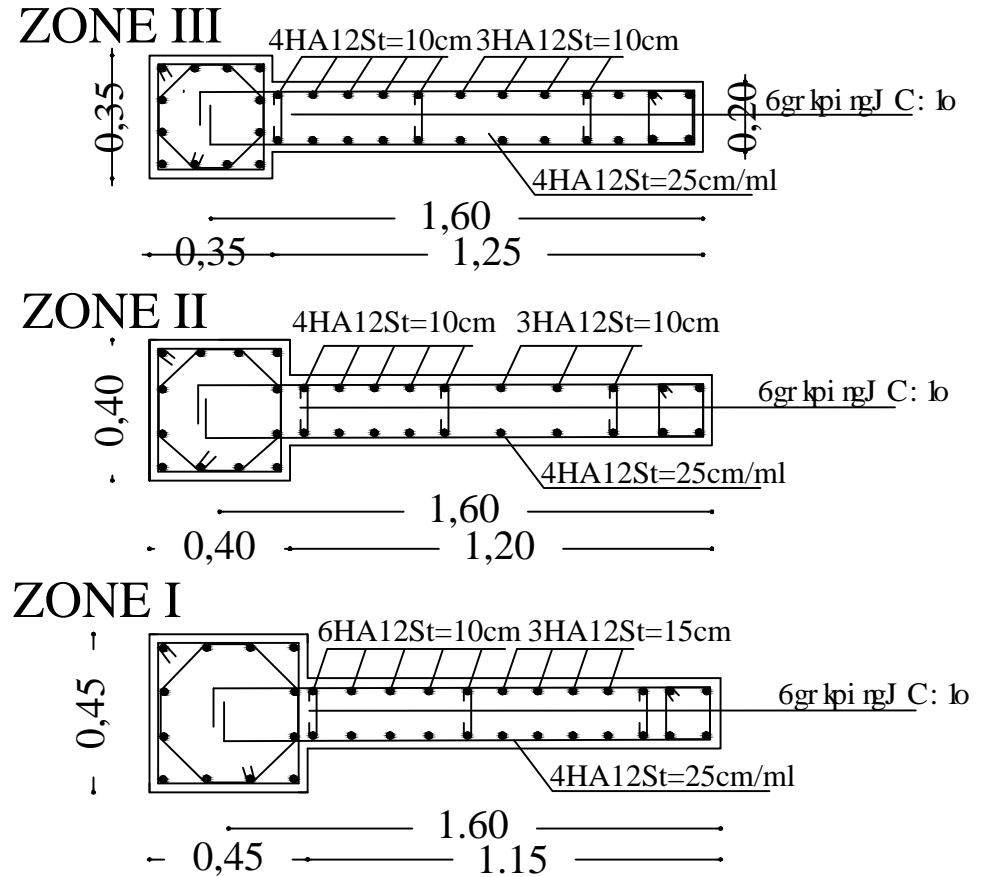
ZONE I

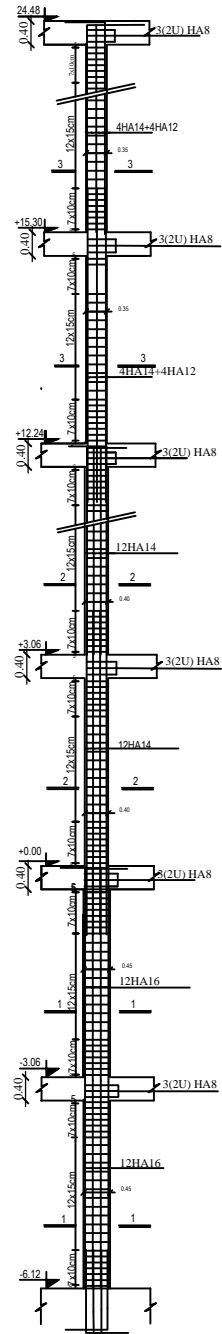


VL5

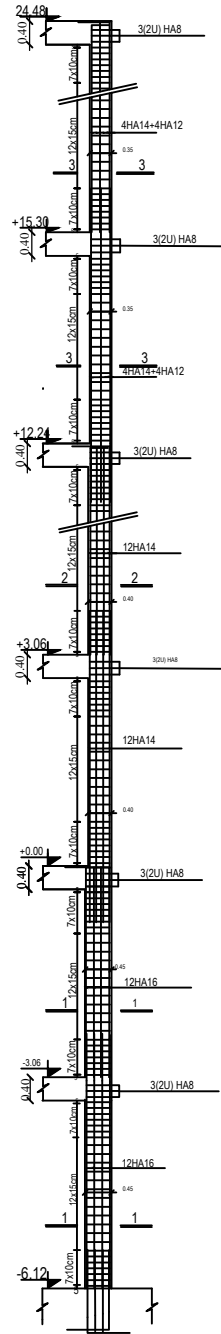


VT3,VT4,VT8,VT9

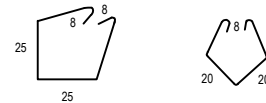




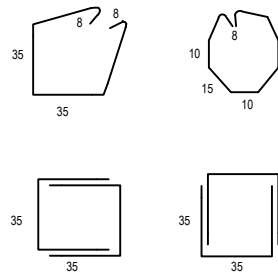
POTEAUX INTERMEDIAIRE



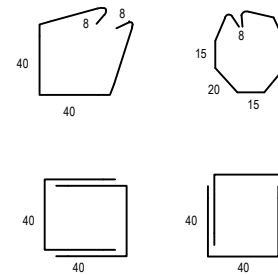
POTEAUX DE RIVE



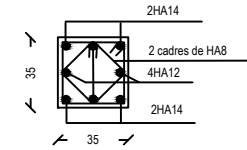
3x2U Disposition alternee dans les deux directions



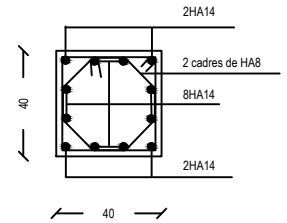
3x2U Disposition alternee dans les deux directions



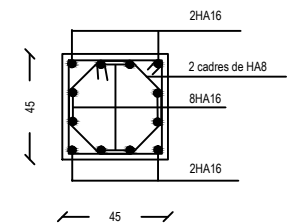
3x2U Disposition alternee dans les deux directions



coupe 4-4



coupe 2-2

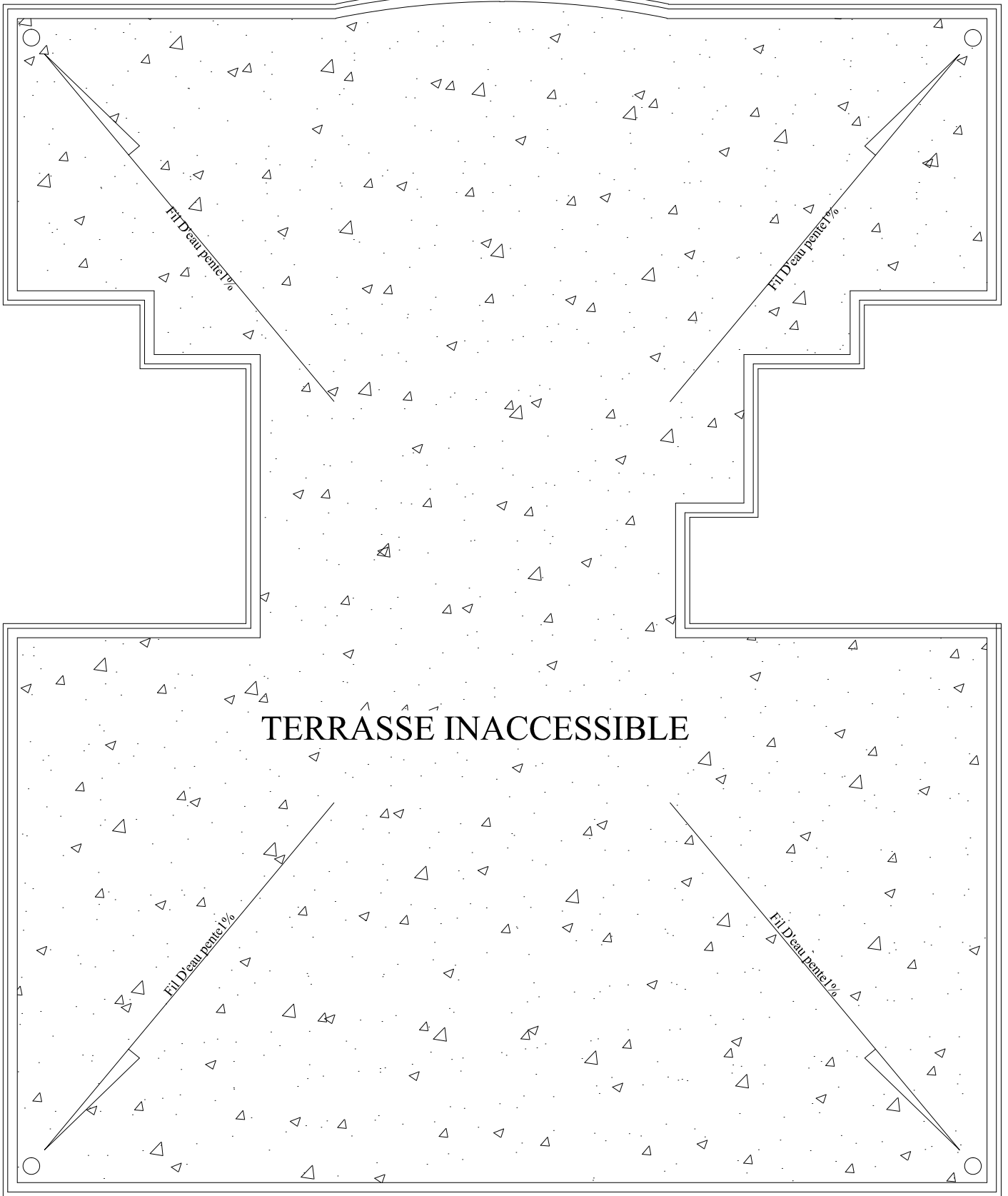


coupe 1-1



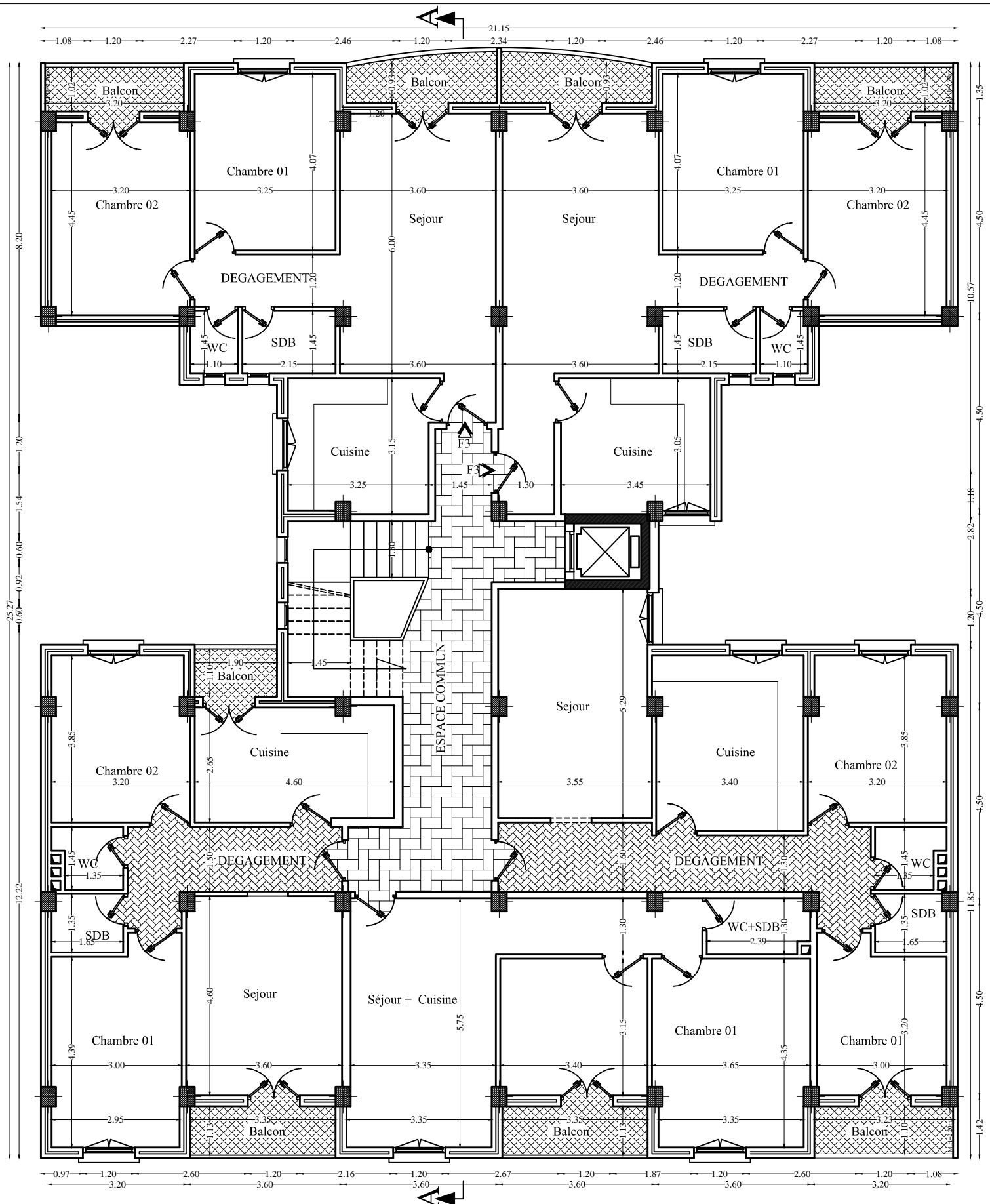
21.15

25.27

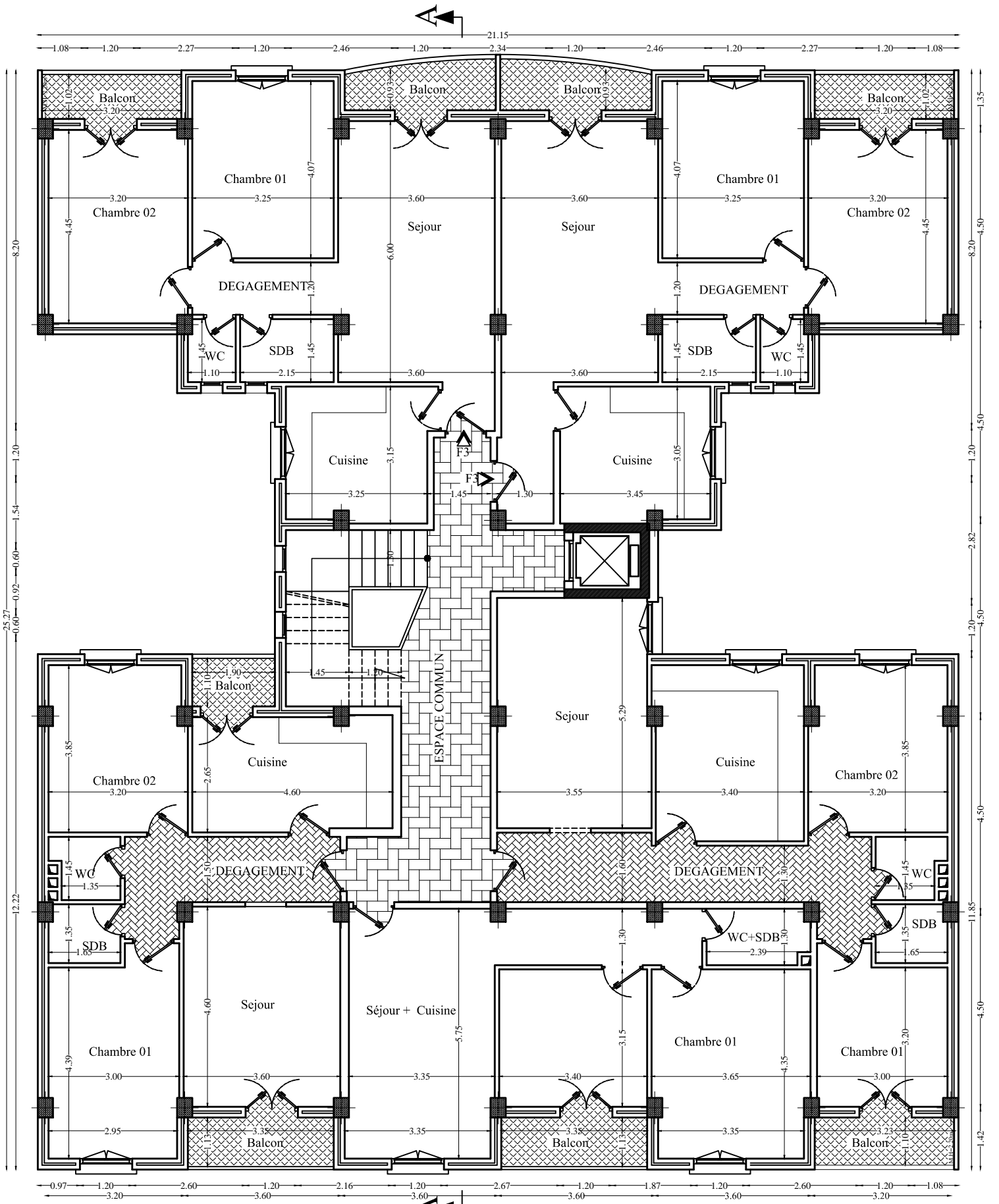


PLAN DE TOITURE

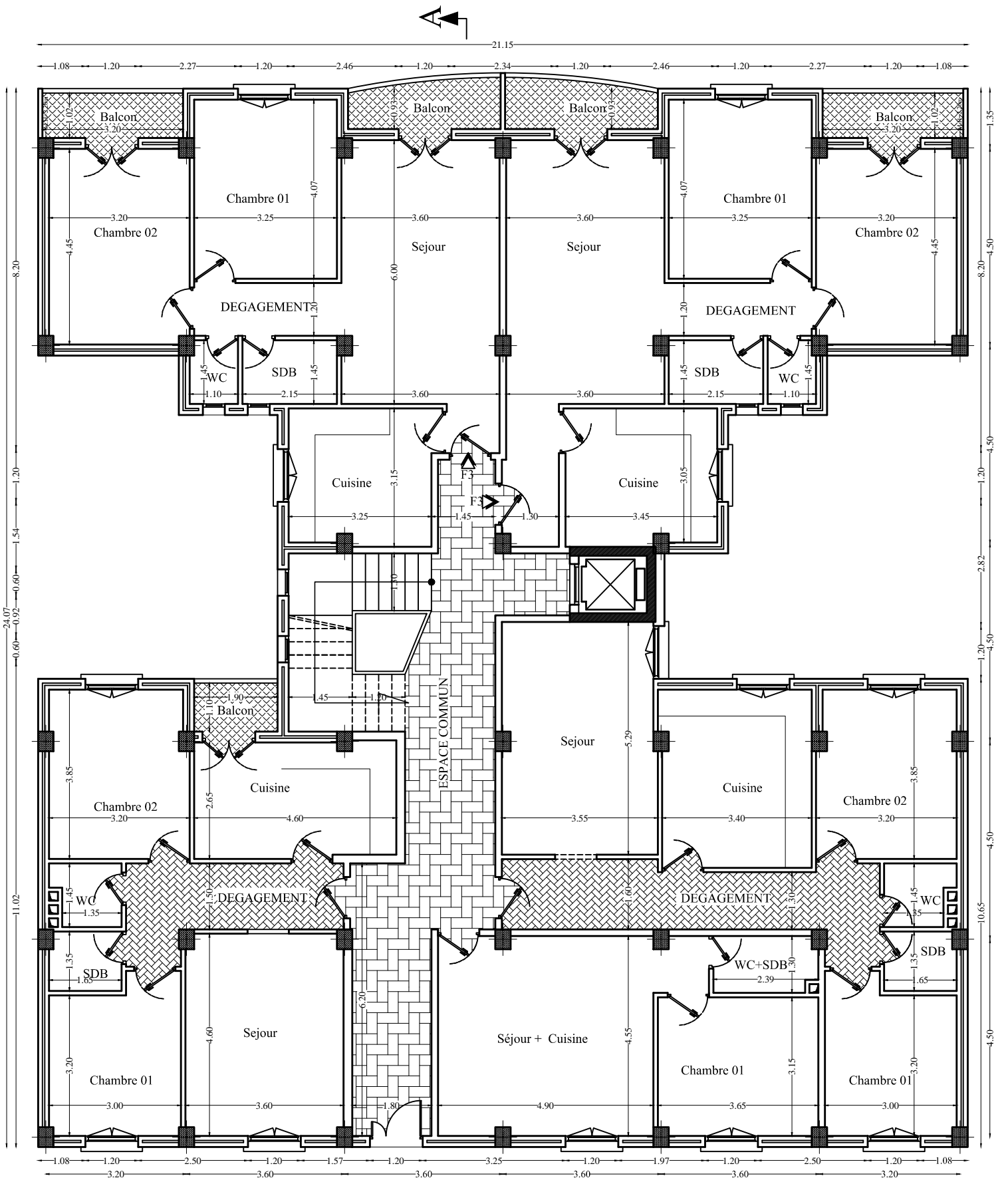




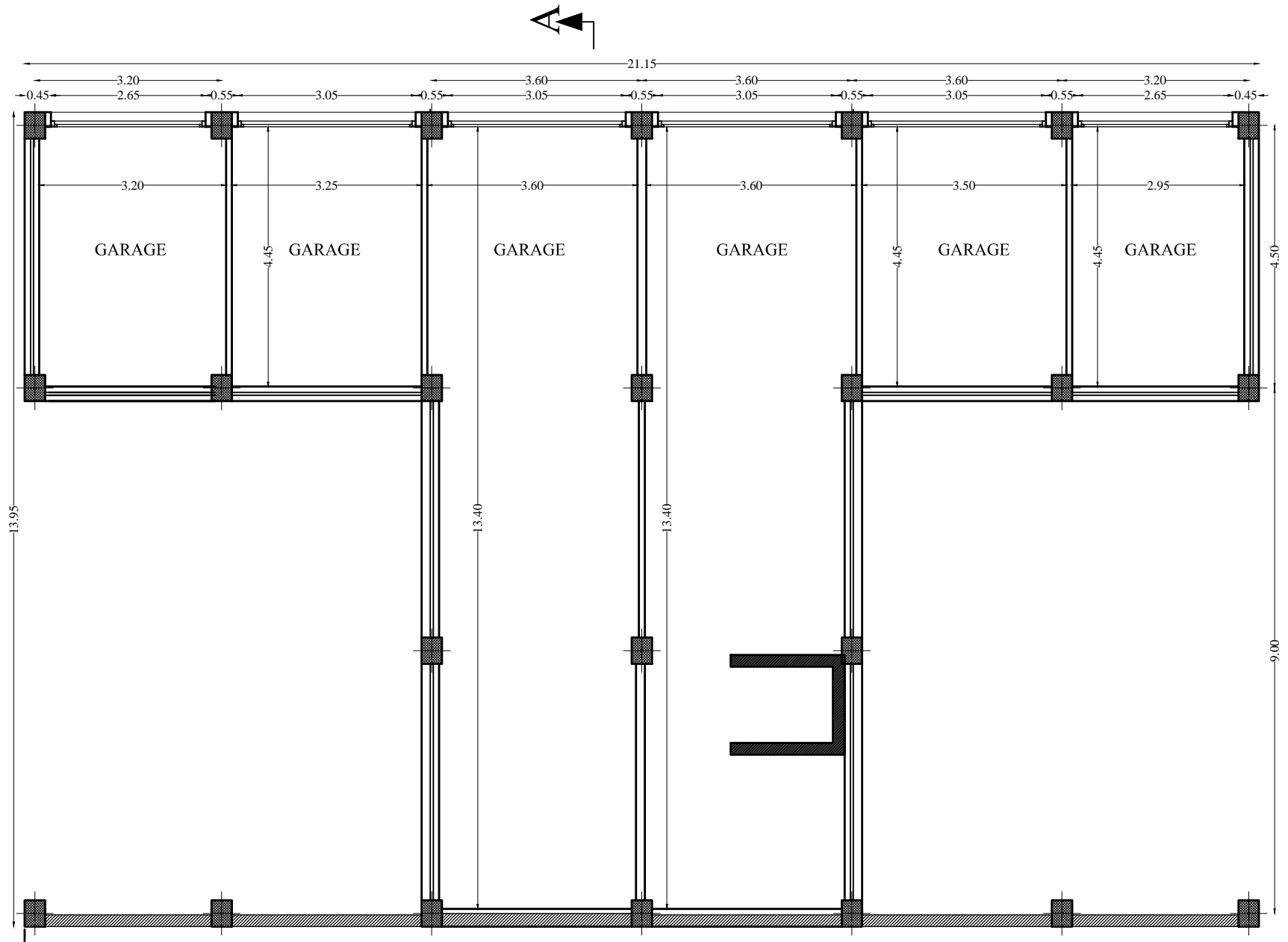
PLAN DU 4eme, 5eme, 6eme et 7eme ETAGE



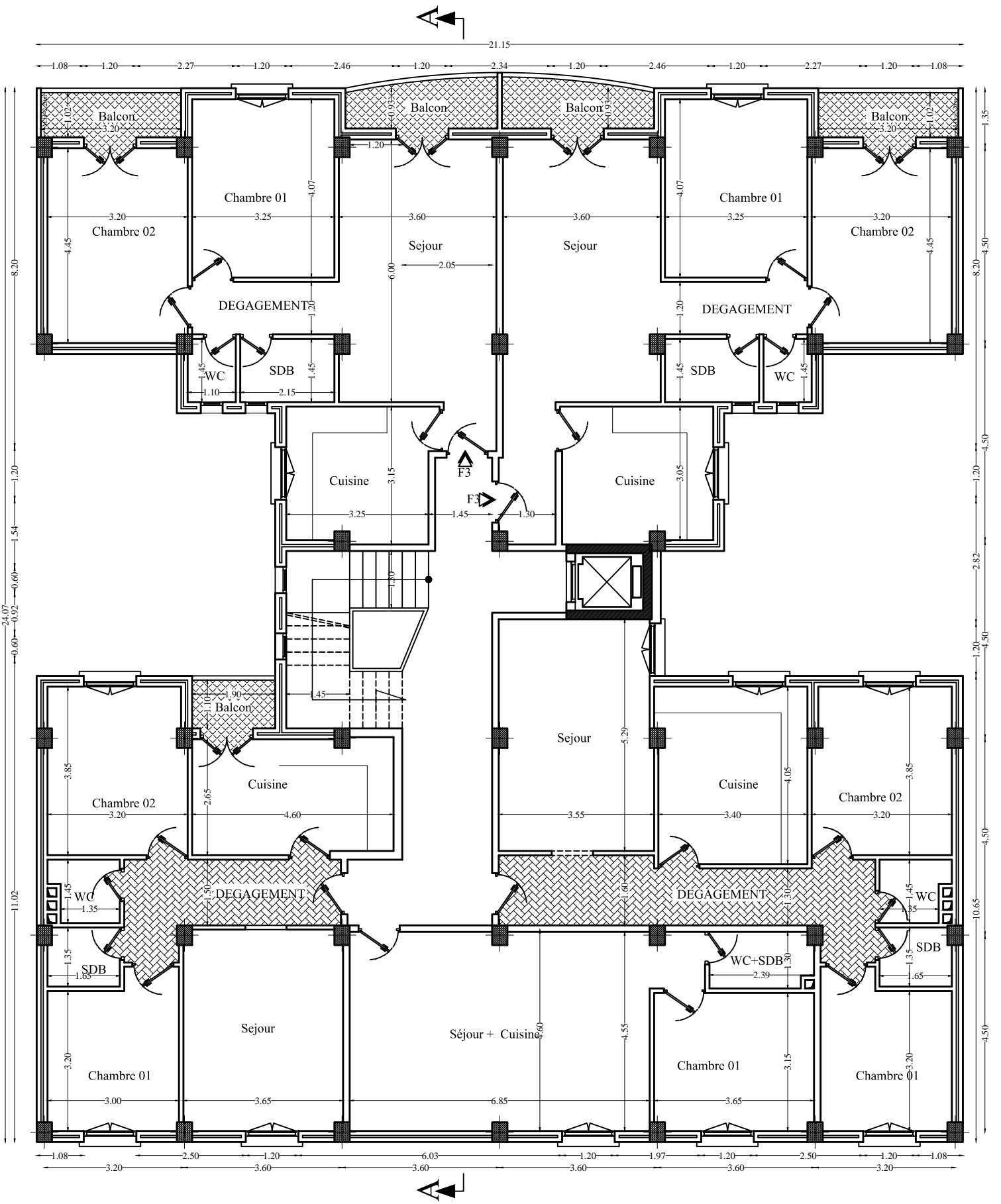
PLAN DU 1er, 2eme, 3eme ETAGE



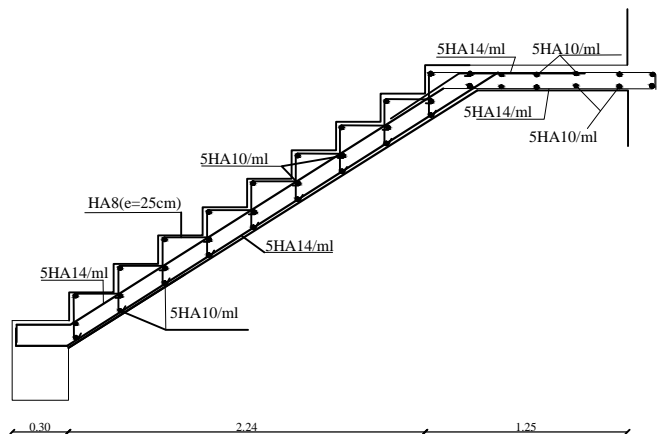
PLAN DU REZ DE CHAUSSEE



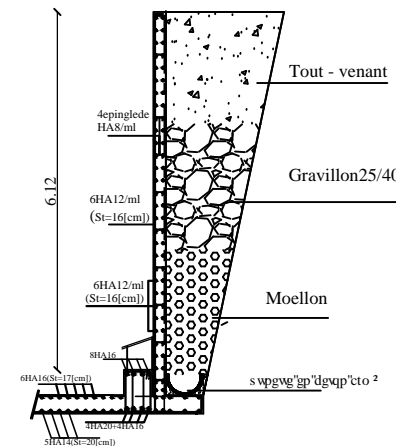
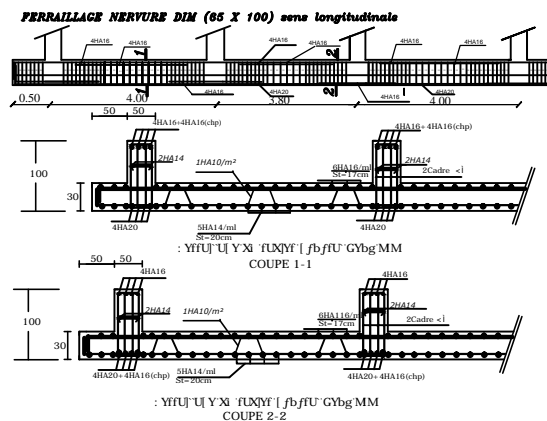
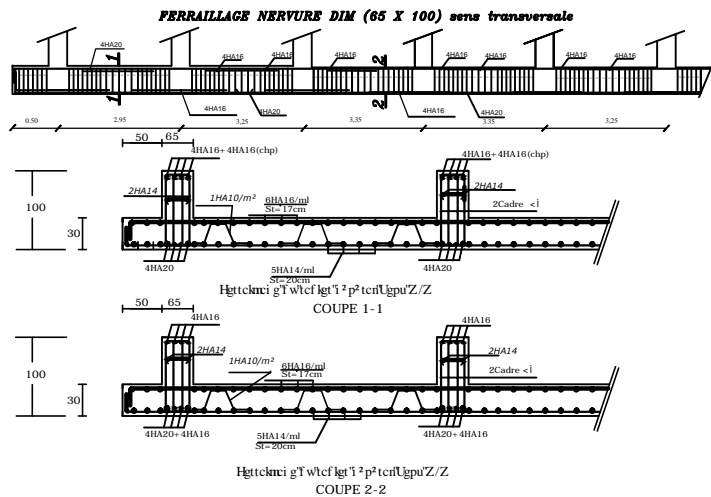

 PLAN DE SOUS SOL 02



PLAN DE SOUS SOL 01



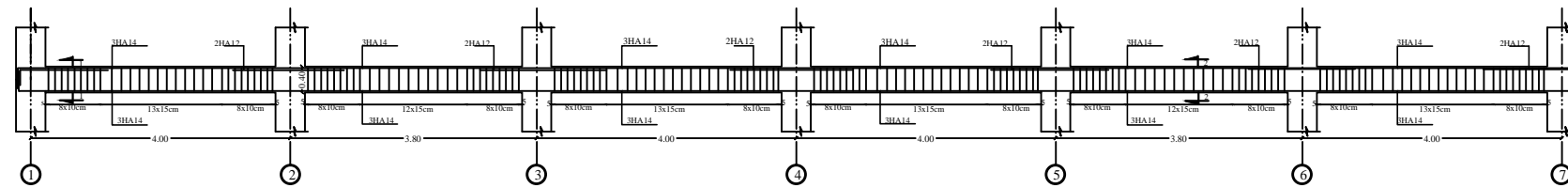
Ferrailage d'escalier



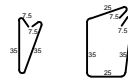
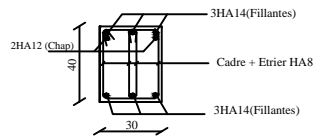
Ferrailage de mur plaque

Ferrailage de radier

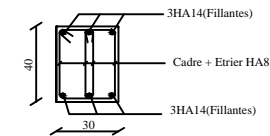
ferrailage de la poutre principale de S-Sol et RDC



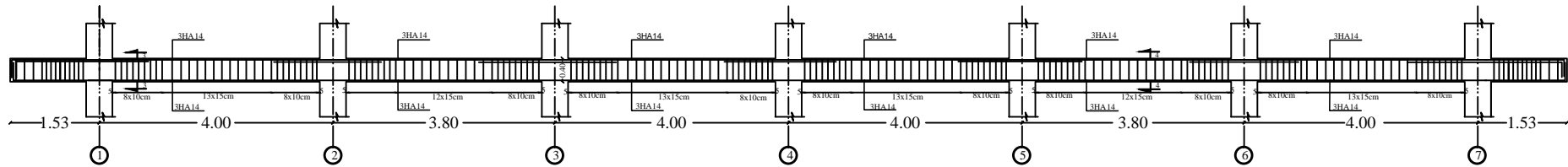
COUPE : 1-1



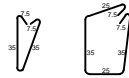
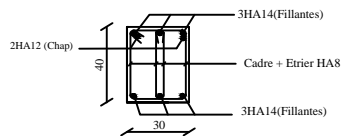
COUPE : 2-2



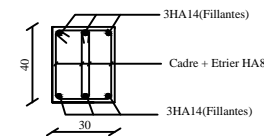
ferrailage de la poutre principale de 1er au 1eme etage



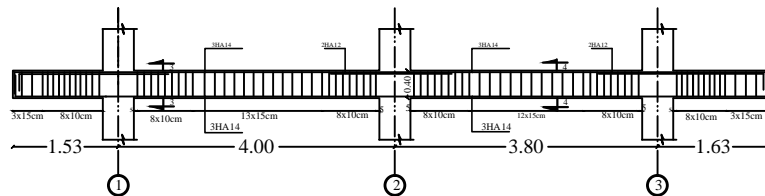
COUPE : 3-3



COUPE : 4-4

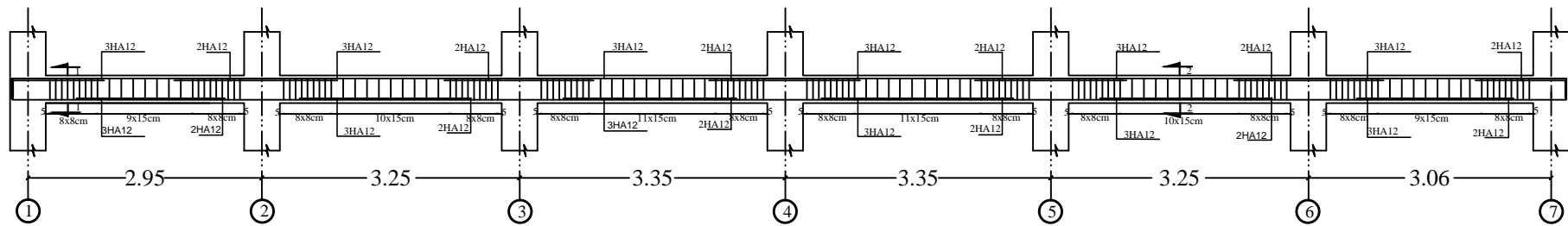


ferrailage de la poutre principale de 2eme au 1eme etage axe 1 et 7

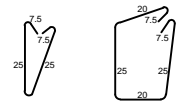
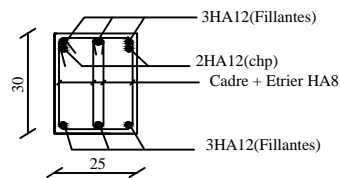


Ferrailage des poutres principales

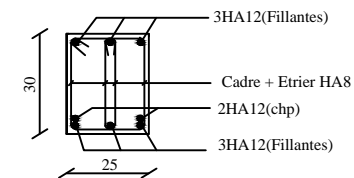
poutre secondaire de S-Sol au 11eme etage



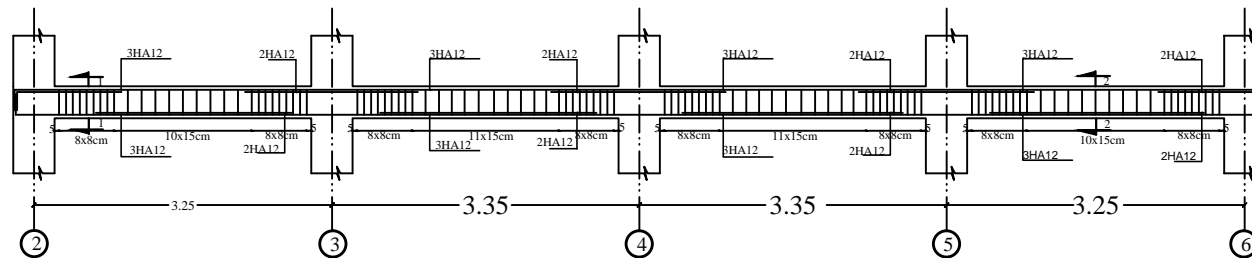
COUPE : 1-1



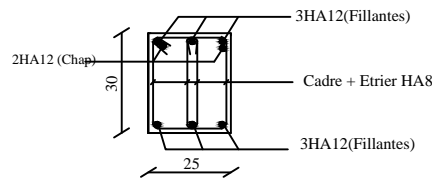
COUPE : 2-2



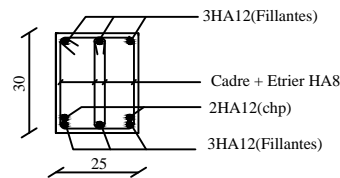
..... r qwt g'ugeqpf ckt g'f g'f g'42 o g'cw'332 o g'g'vci g'cz g'9



COUPE : 1-1



COUPE : 2-2



Ferrailage des poutres secondaires