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

Mémoire de fin d'étude

En vue d'obtention du diplôme Master en génie civil.
Option : constructions civiles et industrielles

THEME

Etude d'une structure(R+5+2s-sol) à usage d'habitation et commercial contreventée par voile avec l'application ETABS

Étudié par :
M^er^ BELKADA MOHAMED
M^elle^ CHOUKRI NACIMA

Dirigé par :
M^er^ : MESSIED

2015/2016

Remerciement

Toute notre reconnaissance et remerciement au Dieu, le tout puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

Nous tenons à exprimer nos plus sincères remerciements à notre promotrice M^{er} : MESSIED de nous avoir encadré, pour sa disponibilité et son soutient tout au long de ce travail.

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

Que l'ensemble des enseignants qui ont contribué à notre formation et le personnel de la faculté génie civil veuillent trouver ici l'expression de ma profonde reconnaissance.

Merci à tous.

sommaire

- **Les plans d'architectures**
- **Plans de coffrage**
- **Introduction générale**

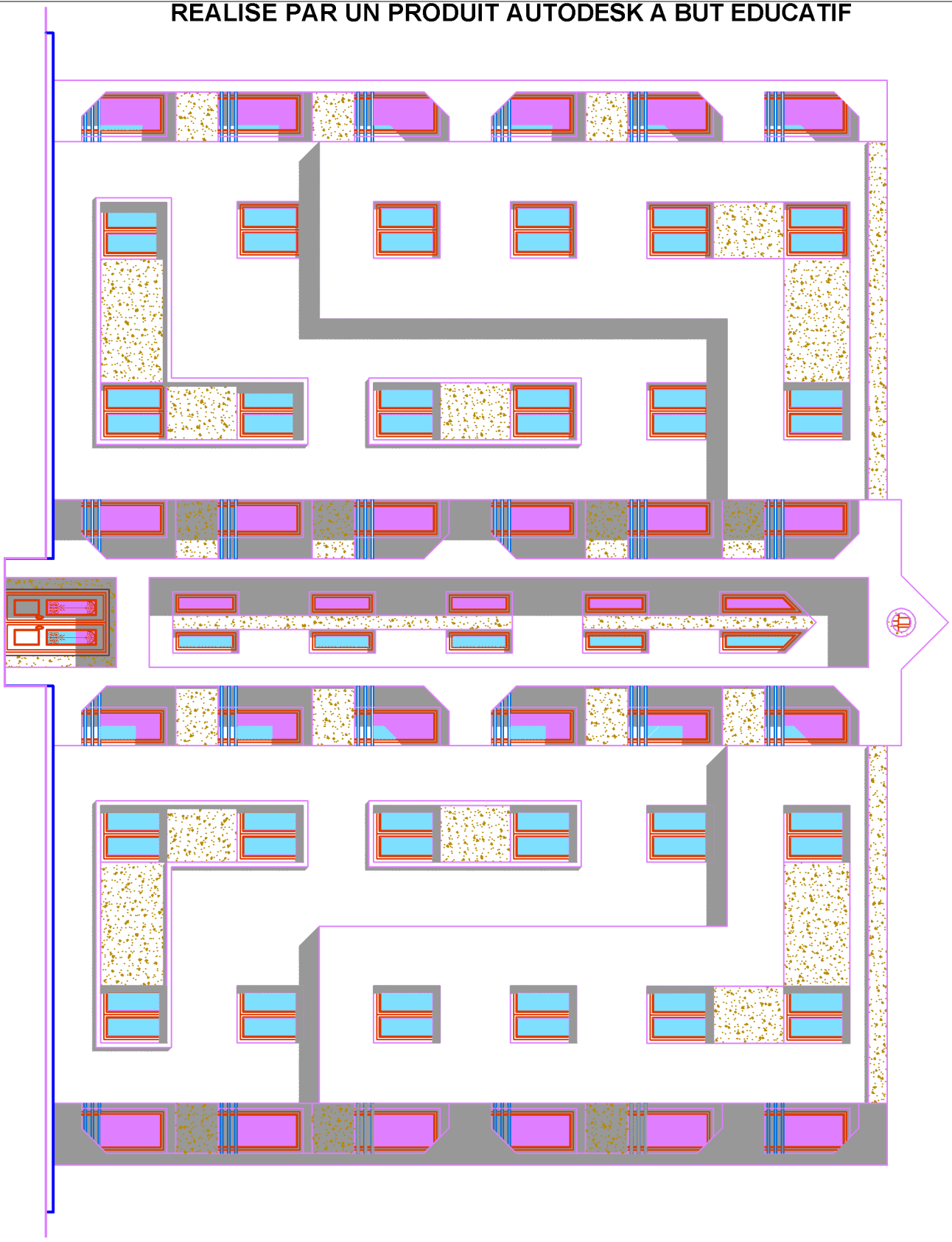
- **Chapitre I** : Présentation de l'ouvrage.....1-10
- **Chapitre II** : Pré-dimensionnement des éléments.....11-28
- **Chapitre III** : Calcul des éléments :
  - 3-1-acrotère 29-37
  - 3-2-les planchers.....38-91
  - 3-3-escalier 92-108
  - 3-4- poutre palière 109-118
  - 3-5-salle machine.....119-130
  - 3-6 –balcon 131-137
- **Chapitre IV** : contreventement 138-147
- **Chapitre V** : modélisation148-170
- **Chapitre VI** : vérification RPA 171-184
- **Chapitre VII**: ferraillages des éléments :
  - 7-1-ferraillages des poutres..... 185 -198
  - 7-2-ferraillages des poteaux.....199-216
  - 7-3-ferraillages des voile ..... s217 -234
- **Chapitre VIII**: Étude de l'infrastructure 235-267
- **Chapitre XI :** Étude du mur de soutènement.....268-273

- **Conclusion générale.**

- **Bibliographie.**

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

FACADE PRINCIPALE



REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

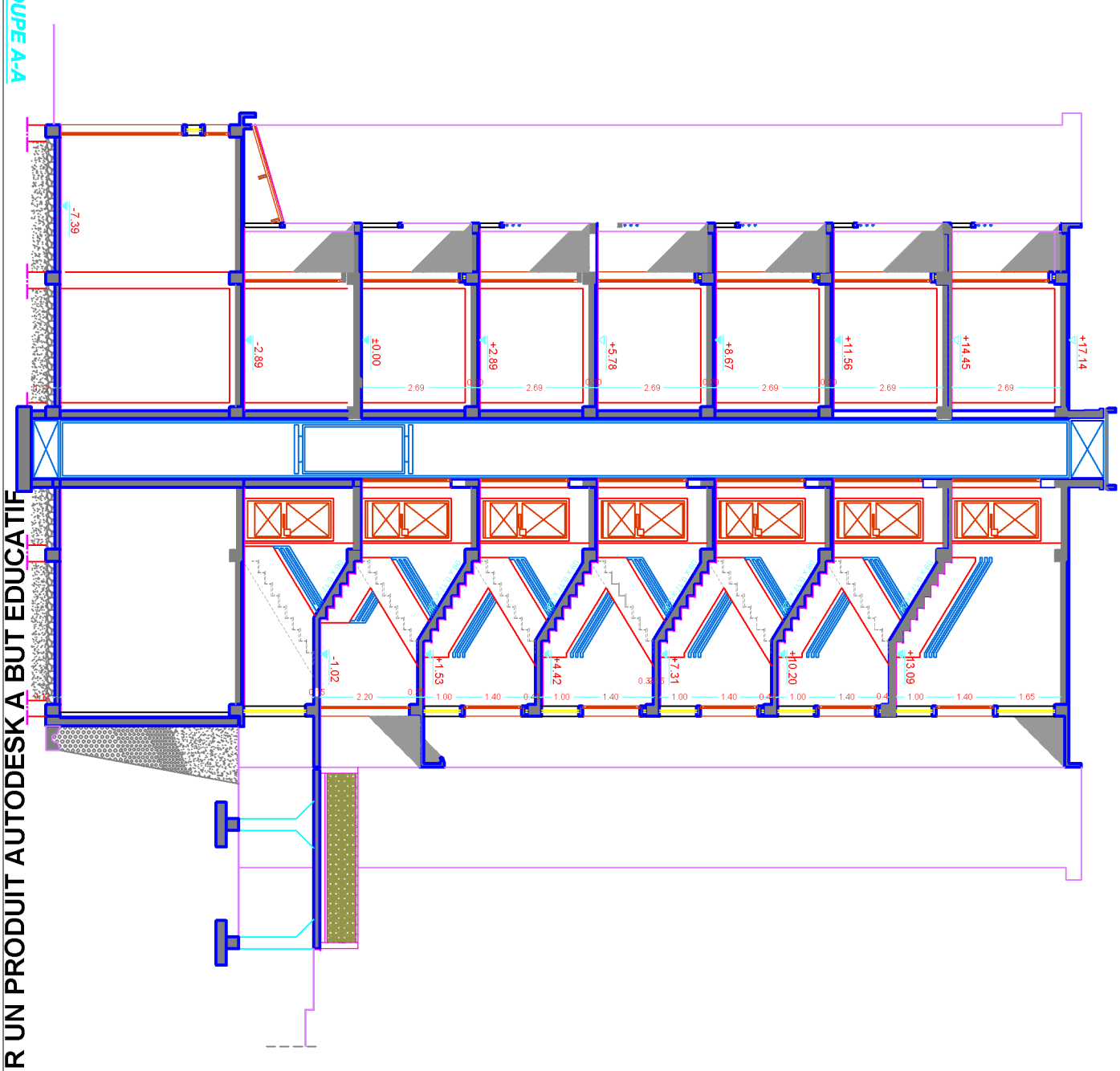
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

FACADE POSTERIEURE

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

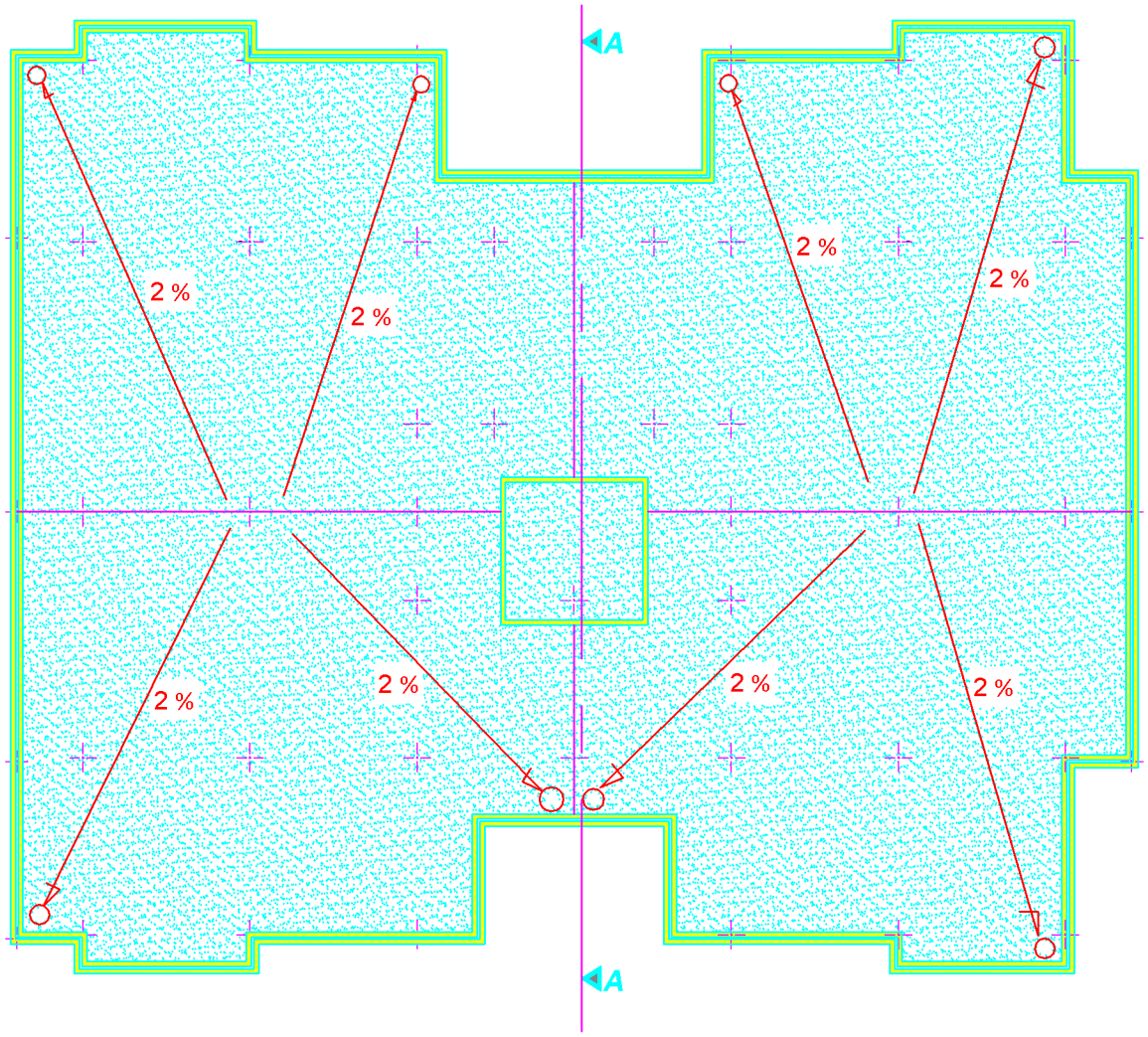
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

COUPE A-A



REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



PLAN TOITURE

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

MAITRE DE L'OUVRAGE	MAITRE DE L'OEUVRE
" ECART "	KADEM MOHAMED OUAHMED

PROJET:

594 LOGEMENTS + COMMERCES A SALHI

plan toiture

ETUDIE PAR :	echelle:1/50 + 1/20
BELKADA MOHAMED CHOUKRI NACIMA	poteaux differents niveaux
DIRIGE PAR : MR MESSIED	

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

MAITRE DE L'OUVRAGE

KADEM MOHAMED
OUAHMED

MAITRE DE L'OEUVRE

ECART

PROJET:

594 LOGEMENTS + COMMERCES A SALHI

plans d'etage 02,03,04,05

ETUDIE PAR :

BELKADA MOHAMED
CHOUKRI NACIMA

DIRIGE PAR: MR MESSIED

echelle: 1/50 + 1/20

2012

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

MAITRE DE L'OUVRAGE

EGAME

MAITRE DE L'OEUVRE

KADEM MOHAMED

OUAHMED

PROJET:

594 LOGEMENTS + COMMERCES A SALHI

plans du RDC et etage 01

ETUDIE PAR :

BELKADA MOHAMED

CHOUKRI NACIMA

DIRIGE PAR : MR MESSIED

echelle:1/50 + 1/20

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

MAITRE DE L'OUVRAGE

KADEM MOHAMED
OUAHMED

MAITRE DE L'OEUVRE

"ECART"

PROJET:

594 LOGEMENTS + COMMERCES A SALHI

plans du so-sol 01,02

ETUDIE PAR :

BELKADA MOHAMED
CHOUKRI NACIMA

DIRIGE PAR : MR MESSIED

echelle:1/50 + 1/20

2016

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

Introduction générale

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

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

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

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

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

Nous étudiants en fin de cycle, dans le but de mettre en pratique les connaissances acquises durant le cycle de formation en génie civil, nous avons choisi l'étude d'une structure (R +5+2s-sol) à usage d'habitation et commercial, contreventée par voiles.

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

I. Introduction

Ce projet consiste à étudier les éléments résistants d'un bâtiment **(R+5+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]**

I.2. Caractéristiques géométriques du bâtiment

Hauteur total……..25,33m

Longueur total……19,40m

Largeur total……22.95m

Hauteur des étages courants……2,89 m

Hauteur du 1er étage……2,89m

Hauteur du RDC……2,89m

Hauteur du sous sol 2……2,89m

Hauteur du sous sol 1……4.50m

Hauteur de l'acrotère ……0.60m

I.3. Eléments de l'ouvrage

I.3.1. Ossature

L'ossature du bâtiment est mixte, constituée de poteaux et poutres, formant des portiques transversaux et longitudinaux et des voiles en béton armé ayant pour objet d'assurer la stabilité et la rigidité du bâtiment.

I.3.2. Planchers : Les planchers sont des aires généralement planes, destinées à limiter les étages, à supporter les charges et les transmettre aux éléments porteurs.

I.3.2. 1 Plancher en corps creux

Les planchers remplissent deux fonctions principales:

❖ **Fonction de résistance mécanique**: les planchers supportent leurs poids propre et les surcharges d'exploitation.

❖ **Fonction d'isolation**: ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages ; tous les planchers du bâtiment seront réalisés en corps creux et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquée sur place à l'exception des balcons qui sont réaliser en dalle pleine destinée à limiter les étages et a supporter les revêtements du sol. Le plancher terrasse et inaccessible avec une pente de **1%** qui facilite l'écoulement des eaux.

I.3.2. 2 Dalle pleine :

Des dalles pleines en béton armé sont prévues au niveau des balcons et de la salle machine.

I.3.3. Maçonnerie

- **Les murs extérieures :** seront réalisés en double cloison de briques creuses de 10 cm d'épaisseur, séparées par une lame d'air de 5cm (10+5+10)=25 cm.
- **Les murs de séparation intérieure :** seront réalisés en simple cloison de briques creuses de 10 cm d'épaisseur

I.3.4. 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.

I.3.5. Revêtement

- Mur extérieur, sanitaire, cage d'escalier ……enduit ciment.
- Mur intérieure + plafond…… enduit plâtre.
- Salle d'eau+cuisine……céramique.
- Locaux de service……enduit en ciment lissé.
- Espace habitable……dalle de sol+ seuil en marbre.

I.3.6. Système de coffrage

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

I.4. Caractéristique mécanique des matériaux

Nous allons utiliser deux matériaux essentiels à savoir le **Béton** + **Acier,** qui doivent rependre au RPA 99 version 2003 ainsi que les règles du Béton armé aux états limites (BAEL 91 modifier 99).

I.4.1. Béton :

Le béton est un matériau de construction composé d'un mélange de : liant hydraulique (ciment), granulats (sable, gravier) et d'eau de gâchage ainsi que des adjuvants. Il est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie avec la granulométrie, la quantité d'eau de gâchage, et l'âge du béton.
La composition du béton sera dotée par un laboratoire en tenant compte des caractéristiques des matériaux et de leurs provenances.
Dans le cas le plus courant, le béton utilisé est dosé de **350 kg/m^3** de ciment portland composé **325 (CPJ 325)**, destiné à offrir une protection efficace des armatures.

A titre indicatif, nous avons pour **1m^3** de béton armé:

I.4.1. 1 Granulats :

Sable propre……..380 à 450cm^3 ($D_g \leq 5$mm).
Gravier ……750 à 850 cm^3 ($D_g \leq 25$mm)
Dosage de ciment CPJ 325……..300 à 400 kg.
Eau de gâchage ……150 à 200 l.

La réalité pratique conduit vers le rapport $\frac{Eau}{Ciment}$ $\left(\frac{E}{C}\right) = 0.5$

I.4.1. 2 Resistance caractéristique du béton :

on peut définir deux types de résistances.

a) Resistance caractéristique à la compression

le béton est définie par la valeur de sa résistance mécanique à l'âge de **28 jours** noté $\mathbf{fc_{28}}$, qu'on détermine après un essaie de compression axiale fait sur des éprouvettes normalisées **(16x32)** et cela après 28 jours de durcissement.

Pour l'étude de ce projet on prend $\mathbf{fc_{28} = 25\ MPa}$.

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton **d'âge ≤ 28 jours**, sa résistance à la compression est calculée comme suit (Art 2-1- 11 BAEL 91).

$\mathbf{fc_j} = \dfrac{j}{4.76+0.83j}\ \mathbf{fc_{28}}$ pour $fc_{28} \leq 40$ MPa.

$\mathbf{fc_j} = \dfrac{j}{1.40+0.95j}\ \mathbf{fc_{28}}$ pour $fc_{28} > 40$ MPa.

b) Résistance caractéristique à la traction

A l'âge « **j** » jours notés $\mathbf{ft_j}$ donnée par la formule suivante **:**

$ft_j = 0.6+0.06\ fc_j$ pour $fc_j \leq 60$ MPA **(Art / A.2.1, 12 BAEL 91).**

On prend fcj = 25 MPa

$ft_{28} = 0.6+0.06x(25)$ ⟹ $\boldsymbol{f_{t28} = 2.1\ MPa.}$

I.4.1. 3 Module de déformation longitudinale du béton

a) Module d'élasticité instantanée : sous les contraintes normales d'une durée d'application inferieure à 24 h, on admet que le module de déformation longitudinale qu'on note « $\mathbf{E_{ij}}$ » est égale à :

$\mathbf{E_{ij} = 11000\sqrt[3]{fcj}}$ ……pour fc28 ≤ 60 MPa. **(Art .2.1, 22 BAEL 91).**

Pour j = 28 jours …… fc28 = 25 MPa.

Eij = 32164.195 MPa.

b) Module d'élasticité différée :

on l'utilise pour les charges de langues durées (cas courant). La déformation différée du béton comprenant le **retrait** et le **fluage** ; on considère dans les calcules que les effets de ses deux phénomènes qui s'additionnent sans atténuation, noté $\mathbf{Ev_j}$, il est donnée par :

$\mathbf{E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{fcj}}$ → pour fc28 ≤ 60 MPa **(BAEL 91 modifiée 99 / Art A.2.1, 22).**

Pour j = 28 jours → fc28 = 25 MPa → **Evj = 10818.865 MPa.**

I.4.1. 4 Module de déformation transversale du béton :

Il est noté « **G** », il est donné par la formule suivante **:**

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$ **(BAEL 91 modifiée 99 / Art A.2.1, 3).**

Avec : → E : module de Young.

. →ν : Coefficient de poisson.

Coefficient de poisson (ν): **(BAEL 91 modifié 99 / Art A.2.1, 3),** c'est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale.

$$\nu = \frac{Déformation\ transversale}{Déformation\ longitudinale}$$ avec : $\begin{cases} \nu = 0 \rightarrow \text{à } ELU. \\ \nu = 0 \rightarrow \text{à } ELS. \end{cases}$

I.4.1. 5 Contraintes limites : elles sont définies comme des états qui correspondent à diverse conditions (de sécurité et du bon comportement) pour lesquels la structure est calculée.

a)Etat Limite Ultime (ELU) : correspond à la perte d'équilibre (basculement), à la perte de stabilité de forme (flambement) et surtout à la perte de résistance mécanique (rupture) qui conduit à la ruine.

La contrainte limite à la compression notée ≪ $\mathbf{f_{bc}}$≫ est par

$$fbc = \frac{0.85\, fcj}{\theta \gamma b}$$ **(BAEL 91 modifiée 99 / Art A.4.3, 41).**

γ_b : Coefficient de sécurité $\rightarrow \begin{cases} \gamma_b = 1.5 \rightarrow pour\ les\ situation\ courantes. \\ \gamma_b = 1.15 \rightarrow pour\ les\ situations\ accidentelles. \end{cases}$

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

♣ θ = 1 → t ≥ 24 h.

♣ θ = 0.9 → 1h ≤ t ≤ 24h.

♣ θ = 0.85 → t≤ 1h.

t : Durée d'application de la combinaison d'action considérée, à j = 28 jours en situation courante on aura : $\boldsymbol{fbc = \frac{0.85\,x\,25}{1x1.5} = 14.2\ MPa}$

Le coefficient « 0.85 » en numérateur et θ en dénominateur à pour objet de tenir compte de la résistance du béton est une fonction décroissante de la durée d'application de la charge (à ELU, c'est un diagramme nom linéaire dit parabole – rectangle).

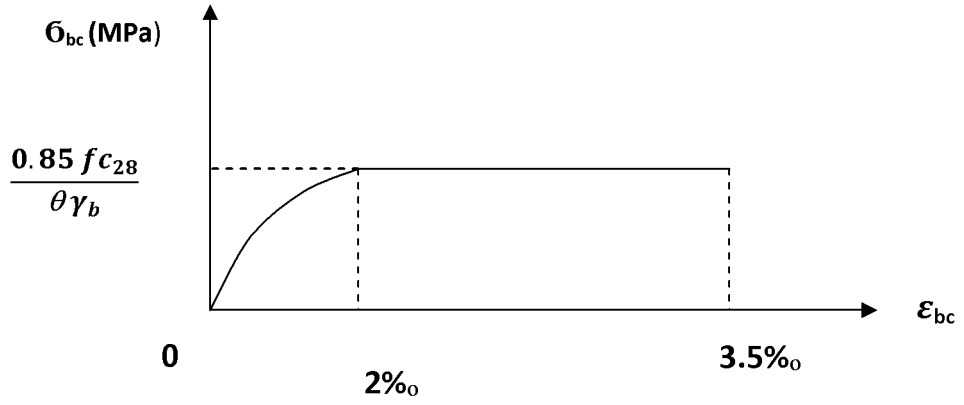


Fig. 1-1 : Diagramme contrainte-déformation du béton (ELU)

b) Contrainte de cisaillement (τ_u) : elle est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{Tu}{bo\ X\ d} \quad \textbf{(Art A.5.1.21 BAEL 91).}$$

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- Fissuration peu nuisible $\rightarrow \tau u = \min\{0.13 f_{c28}; 5\ MPa\}$
- Fissuration préjudiciable $\rightarrow \tau u = \min\{0.10 f_{c28}; 4\ MPa\}$

c) Contrainte limite de service (ELS) :

C'est l'état au delà duquel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de la durabilité.

La contrainte de compression du béton est limitée à :

$\overline{\sigma_{sol}} = 0.6\ f_{cj}$ **(BAEL 91 modifiée 99 /Art A.4.5, 2)**

Avec ; $\overline{\sigma_{sol}}$: contrainte admissible à ELS.

A j = 28 jours ; $= \overline{\sigma_{sol}} = 0.6\ fc28 \Rightarrow \overline{\sigma_{sol}} = 15$ **MPa.**

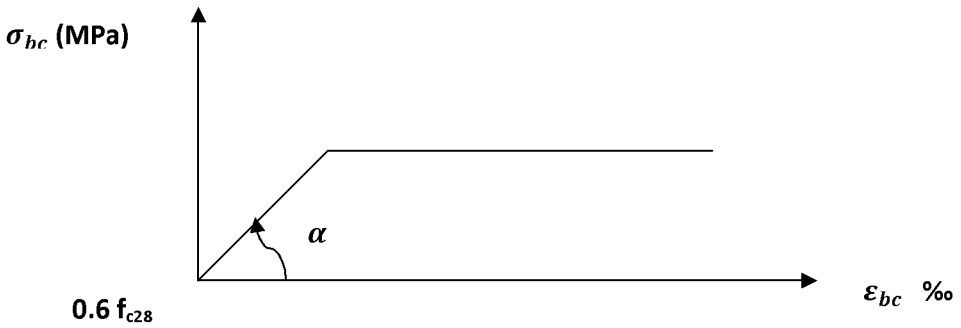


Fig. 1-2 : Diagramme contrainte-déformation du béton (ELS).

I.4.2. Aciers :

Les aciers se distinguent par leur nuance et leur état de surface, ils sont utilisés pour équilibrer les efforts de traction auxquels le béton ne résiste pas.

Le ferraillage se fera en utilisant les types d'aciers suivants :

- **Les aciers à haute adhérence : FeE400** et **FeE500** correspondant à des limites d'élasticité garanties respectivement de 400 (MPa) et 500(MPa).
- **Treillis soudé :** quadrillage en fils écrouis soudés électriquement de type **TS520.**

I.4.2. 1 Module de déformation longitudinale :

Pour tous les aciers utilises, le module de déformation longitudinale sera égale à :

E_S = 2x10^5 MPa (BAEL 91 modifié 99/ Art A.2.2, 1).

I.4.2. 2 Contrainte limite

1) Contrainte limite ultime

$$\sigma_{st} = \frac{fe}{\gamma_s}$$ **(BAEL 91 modifier 99/ Art.2.1. 3).**

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

γ_s : coefficient de sécurité $\rightarrow$ $\begin{cases} \gamma_s = 1.15 \rightarrow pour\ les\ situations\ courantes. \\ \gamma_s = 1.00 \rightarrow pour\ les\ situation\ accidentelles. \end{cases}$

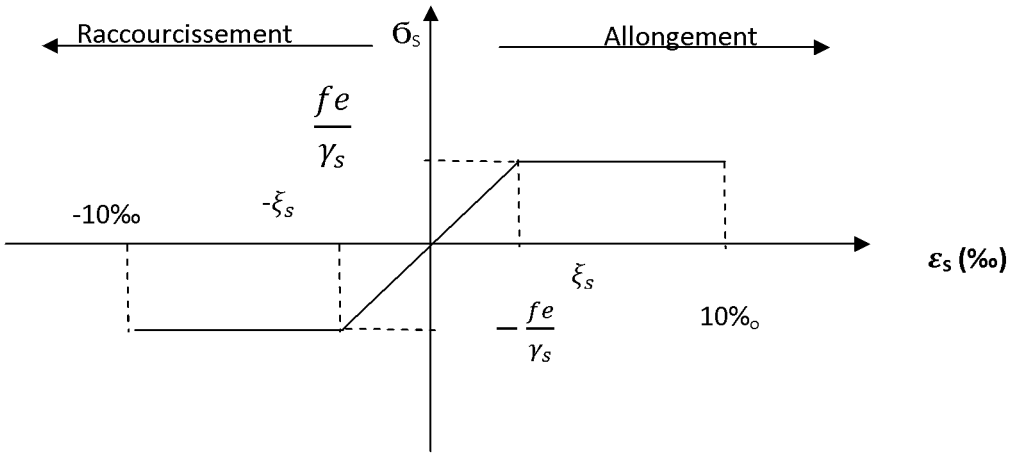


Fig1-3 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier

Remarque : Les allures décrites par l'acier en compression et en traction sont symétriques par rapport à l'origine.

Type d'acier	*Nominatio n*	*Symbole*	*Limite d'élasticité Fe (MPa)*	*Resistance à la rupture (MPa)*	*Allongemen t relatif à la rupture (‰)*	*Coefficien t de fissuration*	*Coefficient de scellement ψ*
H A	Haute Adhérence FeE 400	H A	400	480	14‰	1.6	1.5
Acier en treillis	Treillis soudé TL 520 ($\phi < 6$)	TS TL	550	550	8‰	1.3	1

2) Contrainte limite de service :

Etat limite d'ouverture de fissuration : Afin de réduire le risque d'apparition des fissures et pour diminuer l'importance de leurs ouvertures, on à été amené à limiter les contraintes dans les armatures tendues.

- **Fissuration peu nuisible : (BAEL 91/ 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.

$$\overline{\sigma_{sol}} = \frac{fe}{\gamma_s}$$ (BAEL 91 modifiée 99/ A.4.5, 32)

- **Fissuration préjudiciable : (BAEL 91 modifiée 99/ Art A.4.5, 33)**

$$\overline{\sigma_{sol}} = \min (2/3\ fe,\ 110\sqrt{\eta f_{tj}})\ (\text{MPa}).$$

η : coefficient de fissuration ; **η = 1.6**.....pour les HA si $\phi \geq 6$ mm.

η = 1.3.....pour les HA si $\phi \leq 6$mm.

Les valeurs exactes obtenues sont :

$\overline{\sigma_{sol}}$ = 201.63 MPa pour les HA 400 et HA 500.

❖ **Fissuration très préjudiciable : (BAEL91 modifiée 99/A.4.5, 34)**

La fissuration est considéré comme très préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés à un milieu agressif ou doivent assurer une étanchéité.

I.4.2. 3 Protection des aciers : (BAEL 91 modifiée 99/A.7.2, 4).

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

- **c≥5cm** : pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins.
- **c≥3cm** : pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisation).
- **c≥2cm** : pour les éléments situés dans des locaux non couvert soumis aux
- condensations.
- **c≥1cm** : pour les parois situées dans les locaux couverts non exposés aux condensateurs.

Caractéristique du sol :

La contrainte admissible du sol en cette structure à une profondeur de 1m est égale à :

$\overline{\sigma_{sol}}$ **= 2 bars.**

Dans notre structure on prend un enrobage : **C = 2 cm.**

II.1. Pré dimensionnement des éléments :

Il a pour but de déterminer l'ordre de grandeur des sections des différents éléments de la construction (poutres, poteaux, plancher et voiles).

Pour cela, on se réfère aux règles de pré dimensionnement fixées par le **RPA99 version 2003.**

II.1.1 Les planchers :

Un plancher est une aire généralement plane séparant deux niveaux d'un bâtiment, il assure deux fonctions principales :

- Une fonction de résistance mécanique, qui consiste en la capacité du plancher de supporter son poids propre ainsi que les surcharges d'exploitation, et transmettre les efforts aux poutres qui à leurs tour les transmettent aux poteaux et ces derniers aux fondations.
- Une fonction d'étanchéité et d'isolation acoustique et thermique qui peut être assurer par une étanchéité multicouches contre les eaux pluviales, un faux plafond complémentaire contre la température des périodes chaudes, des hourdis associes avec des poutrelles et la dalle de compression contre les bruits ferraillée en treillis soudé reposant sur des poutrelles préfabriquées en béton armé disposées suivant la petite portée.

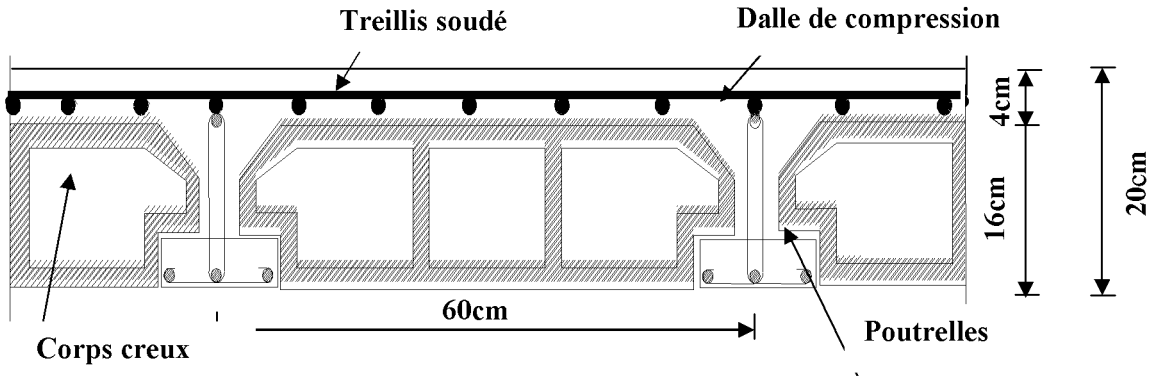


Fig. II.1 : Coupe d'un plancher en corps creux

La hauteur totale du plancher notée « h_{tp} » est donnée par la formule suivante :

$$h_{tp} \geq \frac{L_{max}}{22.5}$$

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

h_{tp} : hauteur totale du plancher.

Dans notre cas : $L_{max} = 5.50-0.25=5.25m$

Ce qui nous donne :

$h_{tp} = 525 / 22.5=23.33$ cm.

On opte pour un plancher **(16+4) cm** et il sera valable pour tous les planchers.

- L'épaisseur du corps creux : **16 cm.**
- L'épaisseur de la dalle de compression : **4cm.**

II.1.2 Poutres :

Les poutres sont destinées à supporter les charges d'une partie de la construction. Ses dimensions sont données par les relations suivantes :

- **Hauteur** « ht » **:** $\frac{L_{max}}{15} \leq ht \leq \frac{L_{max}}{10}$
- **Largeur** « b » : $0.4\ ht \leq b \leq 0.7\ ht$

Avec **:** **Lmax :** distance maximale entre axe d'appuis dans le sens considéré.

Les dimensions doivent respecter les conditions de **RPA 99 version 2003** (Art 7.5.1) :

$$\begin{cases} b \geq 20\ cm \\ h \geq 30\ cm \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$

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

→ Poutres principales qui servent d'appuis aux poutrelles.

→ Poutres secondaires qui assurent le chainage.

a) Poutres principales : $L_{max} = 550 - 25 = 525$ cm

La hauteur : $525/15 \leq ht \leq 525/10$

$35 \leq ht \leq 52.5$ ⟹ **ht = 35cm.**

La largeur : $0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35$

$14 \leq b \leq 24,5$ ⟹ **b =30 cm.**

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

- h= 35 cm ≥ 30 cm → condition vérifiée.
- b= 30 cm ≥ 20 cm → condition vérifiée.
- h_t / b = 35 / 30= 1,16≤ 4 → condition vérifiée.

La section de la poutre principale **(b x ht) = (30 * 35) cm^2.**

b) Poutres secondaires : $L_{max} = 345 - 25 = 320$ cm.

La hauteur : $\frac{Lmax}{15} \leq h_t \leq \frac{Lmax}{10}$ ⟹ **ht = 30 cm.**

$21.33 \leq h_t \leq 32$

La largeur : $0.4\ ht \leq b \leq 0.7\ ht$

$12 \leq b \leq 21$ ⟹ **b = 25 cm.**

Donc la section de la poutre secondaire est **(b x ht) = (25 * 30) cm^2.**

Vérification des exigences :

- $b = 25\ cm \geq 20\ cm$ → condition vérifier.
- $h_t = 35\ cm \geq 30cm$ → condition vérifier.
- $h_t / b = 1.6 \leq 4\ cm$ → condition vérifier.

Conclusion : les dimensions retenues sont :

Poutres principales **: (30 * 35) cm^2.**

Poutres secondaires : **(25 * 30) cm^2.**

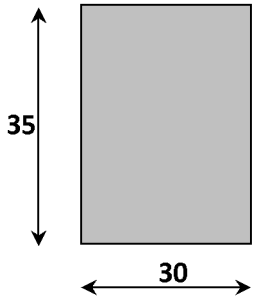


Fig. II.2 : Dimensions de la poutre **principale**

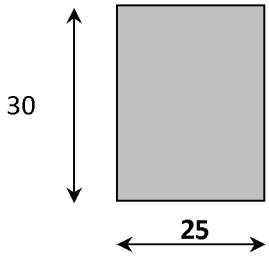


Fig. II.3: Dimensions de la poutre **secondaire**

Les voiles :

II. 2 Pré dimensionnement des voiles (Art 7.7.1 de RPA 99) :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux.

D'âpres le **RPA 99 version 2003**, le pré dimensionnement doit satisfaire les conditions suivantes :

II.2.1 L'épaisseur du voile (ep) : Elle est déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage **(he)** et des conditions de rigidité aux extrémités, de plus l'épaisseur minimale est de **15cm.**

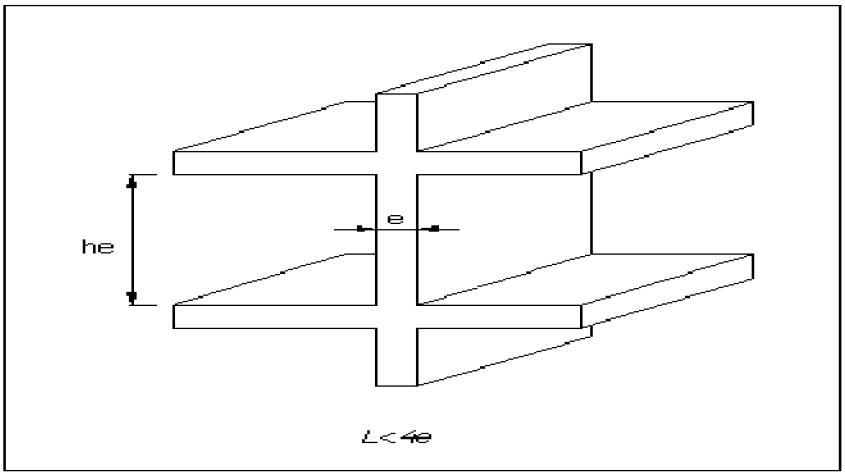


Fig. II.4 : Coupe de voile en élévation

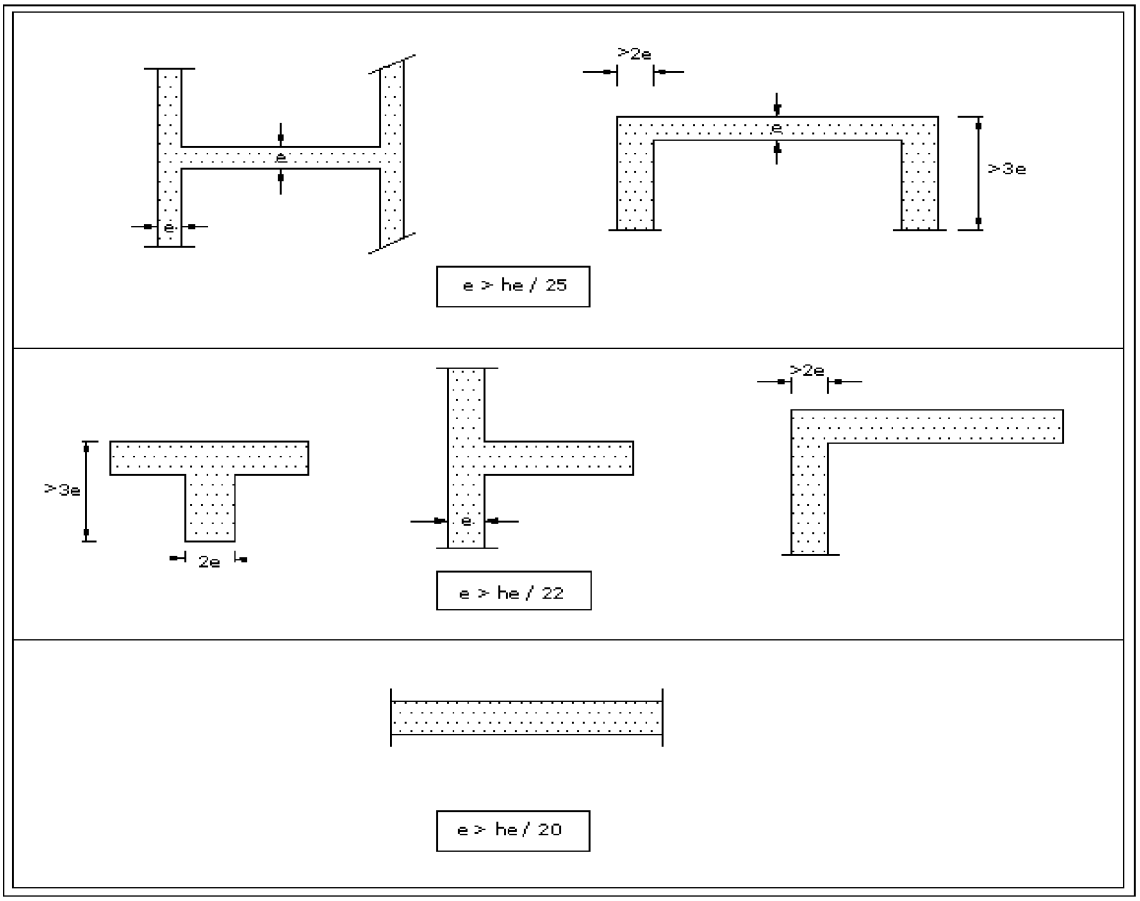


Fig. II.5 : Coupe de voile en plan

$e \geq \frac{he}{20}$; avec : he = h - ep et ep : hauteur de la poutre principale.

he = 289 - 40 = 249 cm.

CAS 1: e ≥ he / 25 = 249/ 25 = 9,96 cm.

CAS 2: e ≥ he / 22 = 249/ 22 = 11,31 cm.

CAS 3: e ≥ he / 20 = 249 / 20 = 12,45 cm.

he: la hauteur libre max d'étage **(he = 249 cm).**

On prend: **e = 20 cm.**

II.2.2 Vérification des exigences du RPA 99(Art 7.7.1):

Sont considérés comme voiles de contreventement, la largeur d'un voile doit satisfaire la condition suivante :

$L_{min} = 4 \times e \Rightarrow L_{min} = 100 \geq 4 \times 20 = 80$ → condition vérifiée.

Avec : L_{min} : la portée minimale d'un voile.

e : épaisseur du voile.

II.3. Les poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fera à l'**ELS** pour le poteau le plus sollicité en considérant un effort de compression simple **Ns**, en supposant que seul béton reprend la totalité des sollicitations.

La section du poteau est obtenue par la formule suivante

$$S \geq \frac{Ns}{\overline{\sigma_{sol}}}$$

Ns : effort normal de compression à la base du Poteau qui est donnée par :

$$Ns = G_{cum}+Q_{cum}$$

S : section transversale du poteau.

σ_{bc} **:** contrainte admissible du béton à la compression simple donnée par :

$$\overline{\sigma_{sol}} = 0.6\ fc28 = 15\ MPa.$$

Selon le RPA 99, A 7.4.1), les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- Min $(b_1,h_1) \geq 25cm$……en zone I et II_a.
- Min $(b_1,h_1) \geq 30cm$……en zone III et II_b.
- Min $(b_1,h_1) \geq$ he/20.
- $1/4 < b_1/h_1 < 4$.

L'effort normal **« Ns »** sera déterminé à partir de la descente de charge donnée par les règles du **BAEL 91.**

II.4. Descente de charges :

On calcule les charges permanentes et les surcharges d'exploitations.

II.4.1 Charges permanentes :

a. Plancher terrasse (inaccessible) :

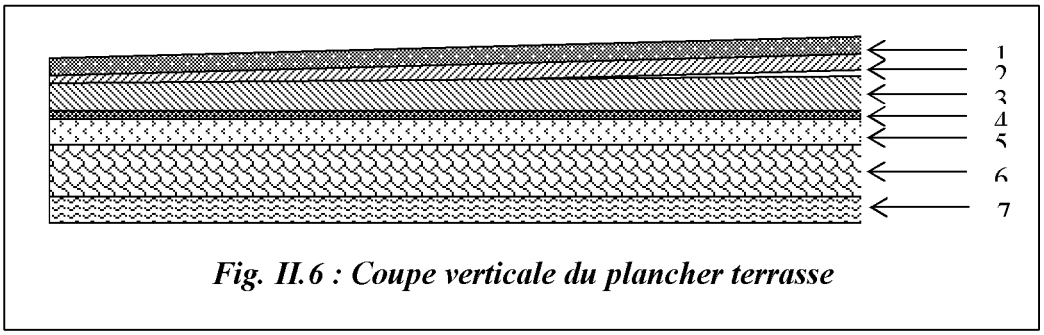


Fig. II.6 : Coupe verticale du plancher terrasse

Tableau II.1 : valeur de la charge permanente **Gt** du plancher terrasse.

Eléments	Epaisseur	La charge (KN/m^2)
1. Couche de gravillon	1.5	1.00
2. Etanchéité multicouches	5	0.12
3. Béton en forme de pente	7	1.55
4. Feuille de polyane	/	0.01
5. Isolation thermique en liège	5	0.16
6. Plancher à corps creux	(16+4)	2.80
7. Enduit sous plafond en plâtre	2	0.2
		Gt = 5.84 KN/ m^2.

b. Plancher étage courant :

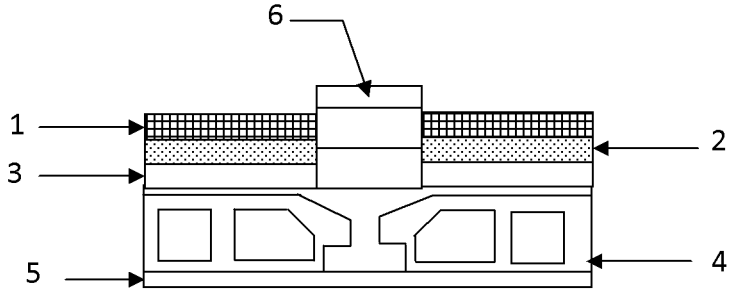


Fig. II.7 : Coupe verticale du plancher d'étage courant

Tableau II.2 : valeur de la charge permanente de l'étage courant

Eléments	Epaisseur	La charge (KN/m^2)
1. Revêtement en carrelage	2	0.40
2. Mortier de pose	3	0.54
3. Couche de sable	3	0.66
4. Dalle en corps creux	(16+4)	2.80
5. Enduit de plâtre	2	0.20
6. Cloison	10	0.90
		Gt = 5.50

c. Maçonnerie :

➢ **Mur extérieur :**

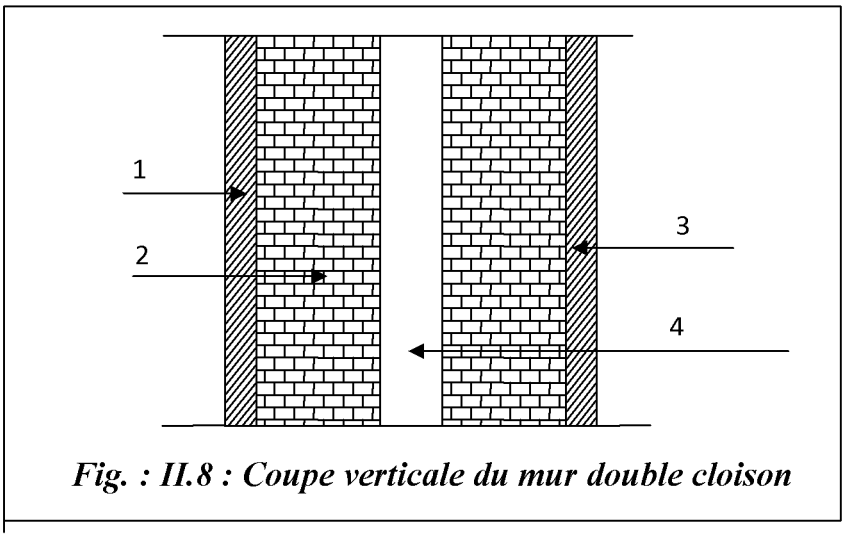


Fig. : II.8 : Coupe verticale du mur double cloison

Tableau II.3 : valeur de la charge de la maçonnerie (mur extérieur).

Eléments	Epaisseur	La charge (KN/m^2)
1. Mortier de ciment	2	0.36
2. Brique creuse	2x10	2x0.9 = 1.8
3. Enduit plâtre	2	0.20
4. Lame d'aire	5	/
		Gt = 2.36

➢ **Mur intérieur :**

Tableau II4 : valeur de la charge de la maçonnerie (mur intérieur)

Eléments	Epaisseur	La charge (KN/m^2)
enduit plâtre	2x2	2x0.2 = 0.4
Brique creuse	10	0.9
		Gt = 1.3

d. Dalle pleine (balcon) :

Tableau II.5 : valeur de la charge de le dalle pleine (balcon).

Eléments	**Epaisseur (cm)**	**La charge (KN/m²)**
1. Revêtement en carrelage	2	0.40
2. Mortier de pose	3	0.54
3. Couche de sable	3	0.66
4. Dalle pleine en béton armé	15	3.75
5. Mortier de ciment	2	0.2
		Gt = 5.55

II.4.2. Les surcharge d'exploitation :

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

- Plancher terrasse inaccessible → Q = 1 KN/m².
- Plancher étage courant à usage d'habitation → Q = 1.50 KN/m².
- Plancher RDC et le s-sol 1(commerce)→ Q = 3.50 KN/m².
- Balcons → Q = 3.50 KN/m².
- Acrotère → Q = 1.00 KN/m.
- Escalier → Q = 2.50 KN/m².

II.5 Descente de charge :

II.5.1 Charge et surcharge revenant au poteau le plus sollicité.

Le poteau le plus sollicité est < **B6** >

a. Surface d'influence :

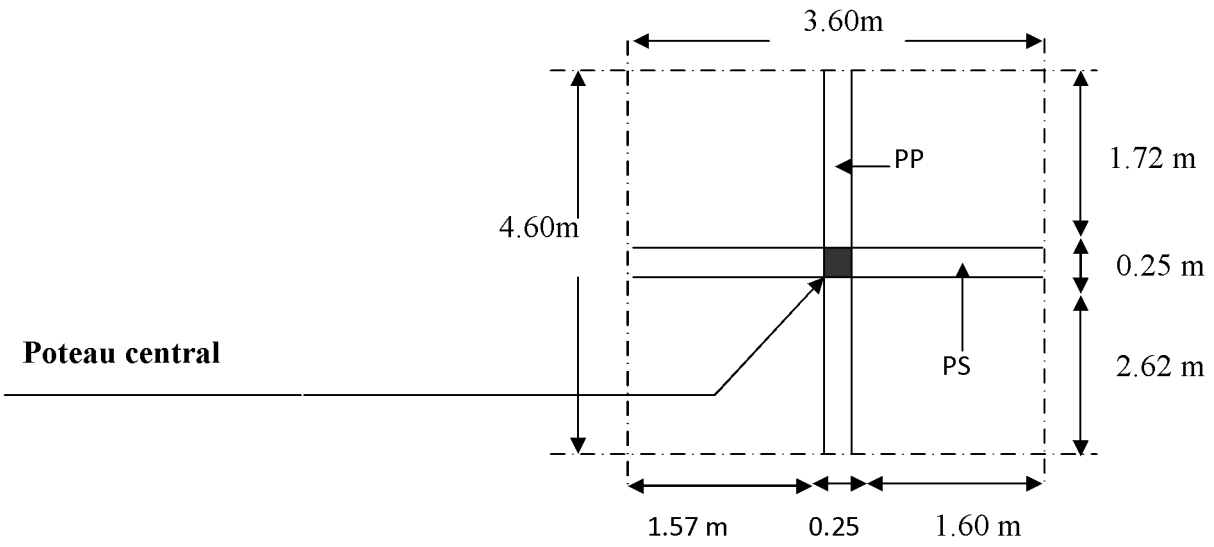


Fig. II.9: surface d'influence du poteau « B6 »

- **Section nette :**

$$S_n = (1.72+2.62) \times (1.6+1.57)$$

$$\mathbf{S_n = 13.757\ m^2.}$$

- **Section brute :**

$$S_b = 4.60 \times 3.60$$

$$\mathbf{S_b = 16.56\ m^2.}$$

b. Charge permanente revenant à chaque plancher :

- Plancher terrasse : Gt = 5.84 KN/m^2.
- Plancher étage courant : Gt = 5.50 KN/m^2.
- Plancher RDC : Gt = 5.50 KN/m^2.

c. Poids revenant à chaque plancher :

Poids du plancher P = G X S.

- **Plancher terrasse :**

P = 5.84 x 16.56 = 96.7104 KN.

- **Plancher étage :**

P = 5.50 x 13.757 = 75.6635 KN.

d. Poids propre revenant à chaque poutre :

- **Poutres principales** :

P = (0.25x0.40) x 25 x 5.50 = 13.75KN.

- **Poutres secondaires** :

P = (0.25 x0.35) x 25x3.45 = 7.55 KN.

D'où le poids totale : P = 13.75 + 7.55

Ce qui donne **:** **P = 21.30 KN.**

e. Surcharge d'exploitation :

- Plancher terrasse : Q_0 = 1.00 x 16.56 = 16.560 KN.
- Plancher étage courant : Q_1, Q_2, Q_3….Q_7= 1.50 x 13.757 = 20.635 KN.
- Plancher s-sol (commerciale) : Q_7=3.5x13.757=48.15 KN

f. Poids propre des poteaux :

Le dimensionnement des poteaux est le but de ce chapitre, pour calculer leur poids, nous avons fixé les dimensions suivantes pour tous les poteaux de notre structure :

$$\begin{cases} b = 30\ cm \\ h = 35\ cm \end{cases}$$

- Poids de poteaux de S / Sol 1 et RDC :

G = 0.30 x 0.35 x 2.69 x 25 = 7.061 KN.

G= 0.30 x0.35 x 4.50 x 25 = 11.812 KN

$\begin{cases} b = 25\ cm \\ h = 30\ cm \end{cases}$

- Poids de poteau du étage courant :

G = 0.30 x 0.25 x 2.69 x 25 = 5.043 KN.

II.5.2 : Loi de dégression de charge :

Les règles du BAEL 99 exigent l'application de la dégression des surcharges d'exploitation. Cette dernière s'applique aux bâtiments à grand nombre d'étages ou de niveaux, ou les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. La loi de dégression est :

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

Q_0 : surcharge d'exploitation à la terrasse.
Q_i : surcharge d'exploitation de l'étage i.
n: numéro de l'étage du haut vers le bas.
Q_n : surcharge d'exploitation à l'étage « n » en tenant compte de la dégression des surcharges.

$\Sigma_0 = Q_0$

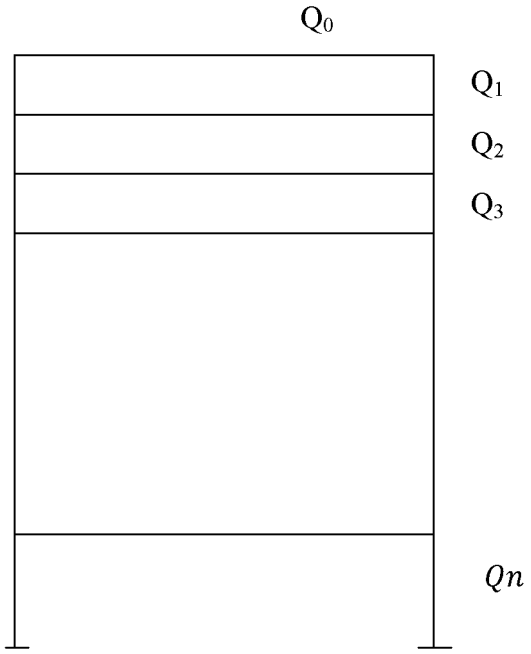
$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$

$\Sigma_2 = Q_0 + 0.95\ (Q_1+Q_2)$

$\Sigma_3 = Q_0 + 090\ (Q_1+Q_2+Q_3)$

$\Sigma_n = Q_0 + [\ (3+n)/2n].\sum_{i=1}^{n} Q_0$

$n \geq 5$



Coefficients de dégression des surcharges :

Niveaux	5	4	3	2	1	RDC	S/sol 1	S/sol 2
Coefficients	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.714	0.687

Les surcharges cumulées :

Niveau 05 : Q_0=16.560 KN.

Niveau 04 : $Q_1=Q_0+Q_1$= 37.195 KN.

Niveau 03 : $Q_2=Q_0+0.95\ (Q_1+Q_2)$= 55.766KN.

Niveau 02 : $Q_3= Q_0+0.90\ (Q_1+Q_2+Q_3)$= 72.274 KN.

Niveau 01 : $Q_4= Q_0+0.85\ (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$= 86.719 KN.

Niveau RDC : $Q_5= Q_0+0.80\ (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$= 99.10 KN.

Niveau SS1 : $Q_6= Q_0+0.75\ (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$= 109.417 KN.

Niveau SS2 : $Q_7= Q_0+0.71\ (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7)$= 119.115 KN.

La loi de dégression des charges dans les bâtiments à plusieurs étages, ne donne pas un dimensionnement suffisant pour les sections des poteaux, et vue la hauteur de notre ouvrage et aussi l'effet du séisme, il est préférable d'augmenter la section des poteaux, en respectant les conditions de **RPA99 (version 2003)** suivantes :

$$\begin{cases} \text{Min}\ (b_1, h_1) \geq 25\ \text{cm} \quad \Rightarrow \quad \text{en zone IIa.} \\ \text{Min}\ (b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4 \end{cases}$$

Tableau II.6 : récapitulatif de la descente de charge sur le poteau (B6)

NIVEAUX	Charges permanentes [KN]					Surcharges d'exploitation [kN]		Efforts normaux $N=G_c+Q_c$ [kN]	Section du poteau [cm²]	
	Poids des planches	Poids des poutres	Poids des poteaux	G totale	G cumulé	Q_i	Q_{cum}		Section trouvée	Section adoptée
5	75.6635	21.30	5.045	102.008	220.018	20.635	37.195	257.213	171.475	**30x30**
4	75.6635	21.30	5.045	102.008	322.026	20.635	57.83	379.856	253.237	**30x30**
3	75.6635	21.30	5.045	102.008	424.035	20.635	78.465	502.50	335	**35x35**
2	75.6635	21.30	5.045	102.008	526.042	20.635	99.10	625.142	416.761	**35x35**
1	75.6635	21.30	5.045	102.008	628.05	20.635	119.735	747.785	498.50	**35x35**
RDC	75.6635	21.30	7.061	104.024	732.074	20.635	140.37	872.444	581.629	**40x40**
S /sol1	75.6635	21.30	.0617	104.024	836.098	20.635	161.005	997.103	664.735	**40x40**
S/sol2	75.6635	21.30	11.812	108.715	944.873	48.15	209.155	1154.028	769.352	**40x40**

.

a) Vérification relative aux coffrages : (RPA 99 version 2003 / Art 7.4.1)

Les poteaux doivent être coulés sur toutes leurs hauteurs **(he)** en une seule fois. Et les dés décollage sont interdits.

Les dimensions de la section transversale des poteaux en zone **IIa** doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} Min\,(b,h) \geq 25cm. \\ Min\,(b,h) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \end{cases}$$

Avec : h_e : est la hauteur libre du poteau.

Poteau (30x30)

$$\begin{cases} Min\,(b,h) = 30 \geq 25\ cm \\ Min\,(b,h) = 30 \geq \frac{266}{20} = 13.3\ cm \\ \frac{1}{4} < \frac{30}{30} = 1 < 4 \end{cases}$$

Poteau (30x35)

$$\begin{cases} Min\,(b,h) = 35 \geq 25 \\ Min\,(b,h) = 35 \geq 13.3\ cm \\ \frac{1}{4} < 1 < 4 \end{cases}$$

Poteau (35x40)

$$\begin{cases} Min\,(b,h) = 40 \geq 25\ cm. \\ Min\,(b,h) = 40 \geq 13.3\ cm \\ \frac{1}{4} < 1 < 4 \end{cases}$$

Conclusion :

Les sections des poteaux sont toutes carrées, les valeurs sont retenues car elles sont conformes aux exigences du **RPA99 version 2003.**

Nota :

Suite aux dégâts constates lors du séisme de 21 Mai à Boumerdès, il est recommandes de concevoir des poteaux fort est des poutres faibles à fin de privilégier la rupture au niveau de la poutre et non pas au niveau du poteau.

Ceci nous a conduits à augmenter la section de nos poteaux à fin de :

- ❖ Respecter les recommandations des experts.
- ❖ Avoir une bonne répartition des aciers dans la section du béton.

b) Vérification au flambement :

Lorsque une pièce élancée **(poteau)** est soumise à un effort de compression ; il se produit un phénomène d'instabilité transversale (comportement analogue à celui d'une poutre fléchie); c'est le flambement.

Cette instabilité dépend de :

- ✓ La longueur de flambement.
- ✓ La section (caractéristiques géométriques).
- ✓ La nature des appuis.

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

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

λ : Elancement du poteau.

L_f : Longueur de flambement du poteau **($l_f = 0.7\ l_0$).**

$L_0 = h_e$= Longueur libre du poteau.

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

I: Moment d'inertie du poteau : **I = b^4/12**

B : section transversal du poteau **(B = b^2)**

$$\lambda = \frac{0.7 l_0}{\sqrt{\frac{I}{b^2}}} = \frac{0.7 l_0}{\sqrt{\frac{b^4/12}{b^2}}} = \frac{\sqrt{12}0.7 l_0}{h} \Rightarrow \lambda = 0.7\sqrt{12}\ \frac{l_0}{b}$$

$$\boldsymbol{\lambda = 2.42\ \frac{l_0}{h}}$$

→ Poteau (30 x 30)……..λ = 2.42 x 3.06/ 0.3 = 24.684 < 50

→ Poteau (30 x 35)……..λ = 2.42 x 3.06 / 0.35 = 21.16 < 50

→ Poteau (35 x40)……..λ = 2.42 x 3.06/ 0.40 = 18.51 < 50

→ Poteau s /sol2 (35 x 40)……λ = 2.42 x 4.50 / 0.40 = 27.225 < 50

Conclusion :

Toutes les sections des poteaux pour les différents niveaux sont conformes aux conditions du flambement.

Introduction

Ce chapitre concerne le dimensionnement et le calcul des éléments de la structure qui peuvent être isolement sous l'effet des seules charges qu'ils leurs reviennent.

Le calcul se fera conformément aux règles **(BAEL 91 modifié 99).**

III.1 : Calcul de l'acrotère :

L'acrotère est assimilée à une console encastrée au niveau du plancher terrasse, elle est soumise à l'effort « **G** » du à son poids propre et à un effort horizontale « **Q** » du à la main courante provoquant un moment de renversement « **M »** dans la section d'encastrement (section dangereuse).

Les calculs se feront pour une bande de **1m** de largeur et le ferraillage sera déterminé en flexion composée.

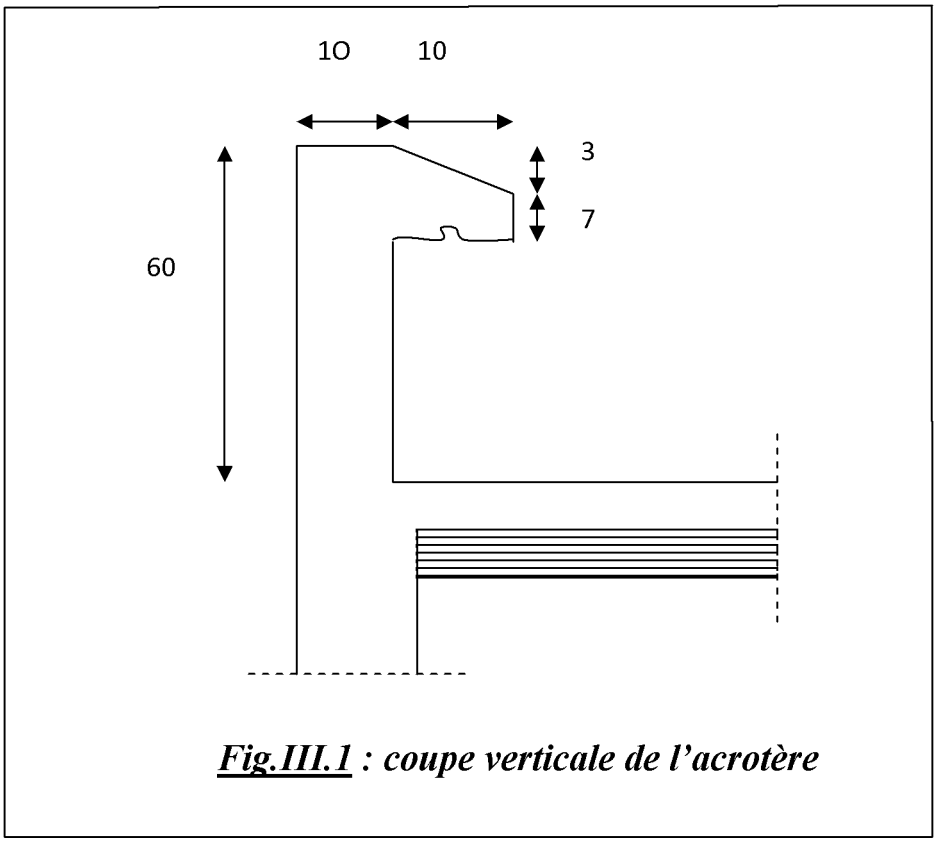


***Fig.III.1* : coupe verticale de l'acrotère**

III.1.1 : Détermination des sollicitations :

- Poids propre :

$$G = [(0.6x0.1) + (0.03x\frac{0.1}{2}) + (0.07 \times 0.1)] \times 25 = 1.7125 \text{ KN/ml}$$

G = 1.7125 KN/ml

- Surcharge d'exploitation: **Q = 1.00KN/ml.**
- Effort normal dus au poids propre G :

N = G x 1 = 1.7125 KN

- Effort tranchant : **T = Q x 1 = 1.00KN**.
- Moment de renversement du à la surcharge Q :

M = Q x H x 1 = 0.60 KN .m

III.1.2 : Diagramme des efforts

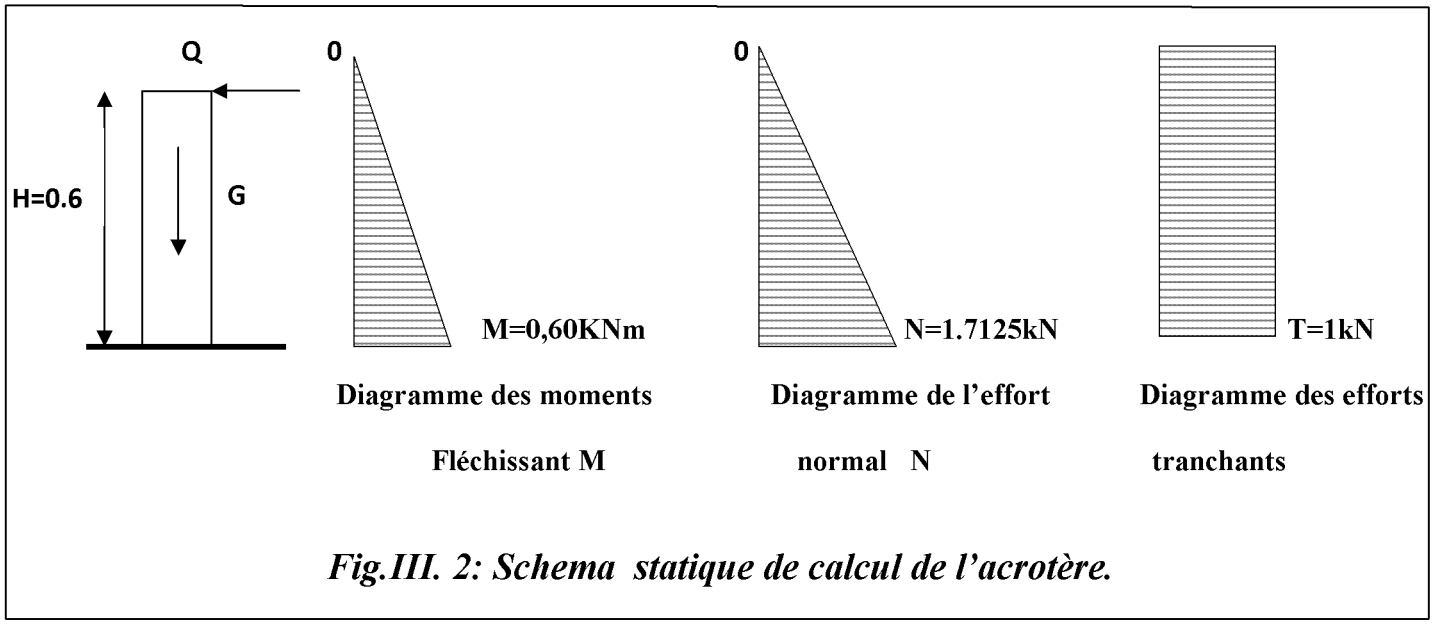


Fig.III. 2: Schema statique de calcul de l'acrotère.

III.1.3 : Combinaison de Charge

- **ELU : 1.35G + 1.5Q**

$N_u = 1.35\ G = 1.35 \times 1.7125 = 2.312$ KN (du à G).

$M_u = 1.5\ Mq = 1.5 \times 0.6 = 0.90$ KN m (du à Q).

$Tu = 1.5 \times T = 1.5$ KN.

- **ELS : G + Q**

Ns = G = 1.7125 KN.

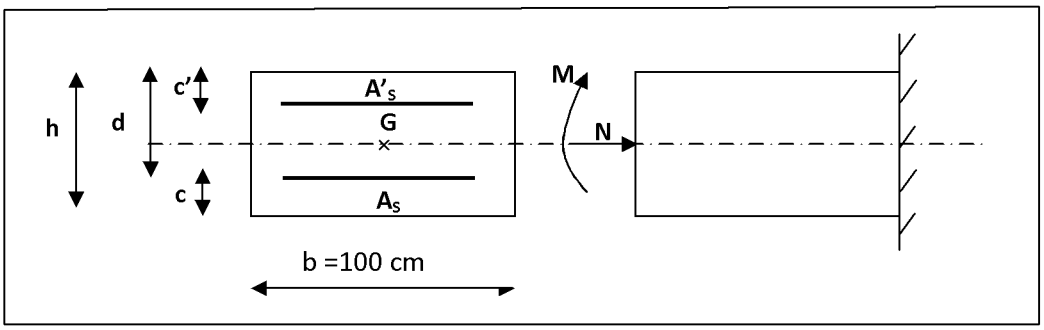
Ms = M = 0.60 KN .m

Ts= T = 1 KN.

III.1.4 : Ferraillage de l'acrotère :

a) Calcul des armatures à l'ELU :

Il consiste en l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée à l'ELU sous ($\mathbf{N_u}$) et (**Mu**), puis passer à une vérification de la section à l'ELS sous (**Ns**) et (**Ms**).



b) Position du centre de pression :

$$e_v = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.90 \times 10^2}{2.312 \times 10^2} = 0.389\text{cm}$$

$$\frac{h}{2} - C = \frac{10}{2} - 3 = 2.00\text{cm}$$

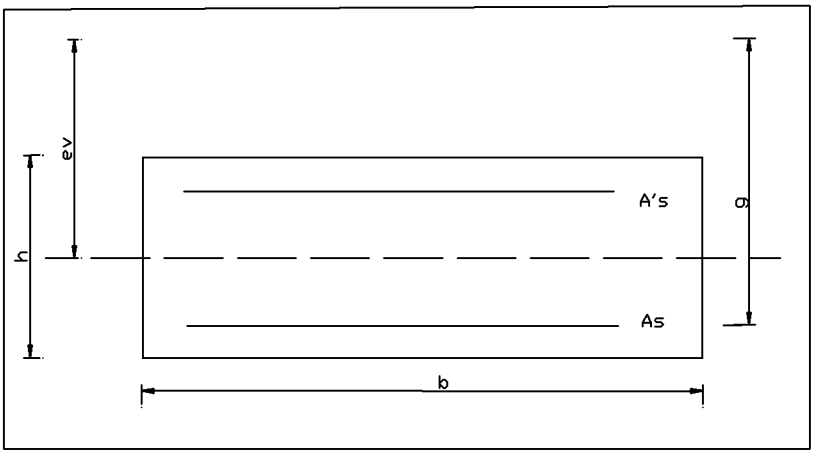
$e_u \rangle \frac{h}{2} - C \Rightarrow$ Le centre de pression (point d'application de l'effort normal) se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée.

Avec : **Mu** : moment du à la compression ; **Nu** : effort de compression.

Cp : centre de pression. $\mathbf{e_u}$: excentricité.

C : l'enrobage.

Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif « $\mathbf{M_f}$ » puis passer à la flexion composée où la section d'armature sera déterminée en fonction de celle déjà calculée.



III.1.5 Calcul en flexion simple :

a) Moment fictif : $M_f = Nu \times g$

Avec : $g = eu + (\frac{h}{2} - c)$

g : la distance entre le centre de compression et le centre de gravité de la section d'armature tendues.

$M_f = 2.312 \times \left[0.39 + (\frac{0.1}{2} - 0.02)\right] = 0.970$ KN.m

M_f = 0.970 KN.m

$$\mu_b = \frac{Mf}{b\ d\ f_{bu}} = \frac{0.970\ x\ 10^3}{100\ x\ 8^2\ x\ 14.2} = 0.0106$$

$\mu_b = 0.0106 < \mu_l = 0.392$. La section est simplement armée (**SSA**), les armatures comprimées ne sont pas nécessaires **Asc = 0.**

$$\mu_b = 0.0106 \Longrightarrow \beta = 0.995$$

b) Armatures fictives (flexion simple) :

$$\sigma_{st} = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \qquad \text{et} \qquad \beta = 0.995$$

Donc : $A_{stf} = \frac{Mf}{\beta\ d\ \sigma_{st}} = \frac{970}{0.995\ x\ 8\ x\ 348} = 0.350\ cm^2.$

c) Armature réelles (flexion composée) :

$$A_{st} = A_{stf} - (\frac{N_u}{\sigma_{st}}) = 0.350 - \frac{2.312\ x\ 10^3}{348\ x\ 10^2} = 0.284$$

$A_s = 0.284\ cm^2$.

III.1.6 Vérifications:

III.1.6-1: Vérification à l'ELU :

- **condition de non fragilité (BAEL 99 Art A.4.2.1)**

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

Le ferraillage de l'acrotère doit satisfaire la **CNF** : **$A_s \geq A_{min}$**

$$\mathbf{A_{min} = 0.23\ b\ d\ \frac{ft_{28}}{f_e}}$$

$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \text{ x } 25 = 2.1$ MPa.

$Amin = 0.23\text{x } 100 \text{ x}8 \text{ x } \frac{2.1}{400} = 0.966\ cm^2.$

$A_{min} = 0.966\ cm^2$.

Remarquons que : **As < A_{min}**, la CNF n'étant pas vérifiée alors on adoptera la section minimale **As = Amin = 0.905 cm^2.**

La section d'acier est **4HA 8 / ml = 2.01 cm^2** avec un espacement de **St = 20 cm.**

- **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4}$$

$$A_r = \frac{2.01}{4} = 0.505 \text{ cm}^2.$$

Donc A_r**= 4HA8 = 2.01 cm^2**. Espacées de **20** cm^2.

III.1.6.2 : Vérification aux cisaillements : (Art A.5.1,211/BAEL 91 modifié 99)

La vérification s'effectue à l'**ELU**, la fissuration est considérée comme préjudiciable d'où :

$\tau_u = \frac{V_u}{b\,d}$ avec : τ_u: *contrainte de cisaillement.*

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u}{b\,d} \leq \min\left\{0.15\ \frac{fc_{28}}{\gamma_b}, 4\right\}$ **(MPa).**

et $\begin{cases} \gamma_b = 1.5 \rightarrow situation\ courante. \\ V_u = 1.5\,Q = 1.5\,x\,1 = 1.5\,KN. \end{cases}$

$$\tau_u = \frac{1.5\,x\,10^3}{1000\,x\,80} = 0.018 \text{ MPa.}$$

$\tau_u = \frac{V_u}{b\,d} = 0.018 \leq \min\left\{0.15\ \frac{25}{1.5}, 4\right\} = 2.5$ MPa ⟹ la condition est vérifiée, donc pas de risque de cisaillement (armatures transversales ne sont pas nécessaires).

III.1.6.3 : Vérification de l'adhérence des barres :

Il est important de connaitre le comportement de l'interface entre le béton et l'acier, puisque le béton armé est composé de ces deux matériaux, il faut donc vérifier que :

$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$ *avec* $\overline{\tau_{se}} = \Psi_s\, fc_{28}$ = 1.5 x 2.1 = 3.15 MPa.

Avec $\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9\,d\,\sum U_i}$; $\sum U_i$:somme des périmètres utiles des barres.

$\sum U_i = 4\,\pi\,\emptyset = 4$ x3.14 x 0.8 = 10.05 cm.

$\tau_{se} = \frac{1.5\ x\ 10^3}{0.9\ x\ 80\ x10.05}$ = 0.207 MPa.

On a τ_{se} = 0.207 < τ_{se} = 3.15 MPa ⟹ donc il n ya pas risqué d'entraînement des barres.

La longueur de scellement droit (**BAEL 91 1.2.2**) : L_s = 40 Ø = 40 x 0.8 = 32 cm.

III.1 6.4 : vérification des espacements des barres (Art A.4.5, 33 / BAEL 91 modifiée 99) :

La fissuration est préjudiciable ; donc St ≤ min $\{2h\ ,\ 25\ cm\}$ = 20 cm

h = 10 cm. C'est l'épaisseur de la section de l'acrotère.

On a adopté un espacement de **20 cm** ; donc la condition est vérifiée.

III.1.6.5 : Vérification à l'ELS

L'acrotère est exposée aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme préjudiciable d'où on doit vérifier que :

$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min\left\{\frac{2}{3}\ f_e\ , 110\ \sqrt{\eta\ f_{t28}}\right\}$.

Les aciers $\begin{cases} HA\ :\ \emptyset\ \geq 6\ mm \\ fe\ E\ 400 \end{cases}$ ⟹ η = 1.6

$\sigma_{st} = \min\left\{\frac{2}{3}\ 400\ , 110\ \sqrt{1.6\ x\ 2.1}\right\}$ = 201.63 MPa.

$\boldsymbol{\sigma_{st}}$ ***= 201.63 MPa.***

Calcul de σ_{st} : $\boldsymbol{\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1\ d\ A_s}}$ avec A_s = 2.01 cm^2.

Calcul de β_1 :

$\rho = \frac{100\ x\ A_s}{b\ d} = \frac{100\ x\ 2.01}{100\ x\ 8}$ = 0.253

ρ = 0.253 ⟹ β_1 = 0.920 ⟹ K_1 = 47.50 ⟹ $K = \frac{1}{K_1}$ = 0.02.

A.N: $\sigma_{st} = \frac{600}{0.920\ x\ 8\ x\ 2.01}$ = 40.55 MPa.

σ_s = 4.055 MPa < 201.63 MPa ; donc la condition est vérifiée.

Vérifions que : $\boldsymbol{\sigma_{bs} \leq \overline{\sigma_{bs}}}$ avec : $\boldsymbol{\sigma_{bs} = k\ \sigma_s}$

σ_{bs} = 0.02 x 40.55 = 0.811 MPa ; et $\overline{\sigma_{bs}}$ = 0.6 x fc_{28} = 15 MPa→ condition vérifiée.

III.1.6.6 : Vérification de l'acrotère au séisme : (RPA 99 / Art A.6.2.3) :

D'après le **RPA 99 (version 2003),** les forces horizontales de calcul (F_p) agissant sur les éléments non structuraux et les équipements ancres à la structure sont calcules suivant la formule : **$Fp = 4 \times A \times C_P \times W_p$.**

A : coefficient d'accélération de la zone, obtenu à partir du tableau (4-1) du RPA en fonction de la zone et du groupe d'usage $\begin{cases} Zone\ II\ a \\ groupr\ d'usage\ 2 \end{cases} \Longrightarrow$ **A= 0.15**

Cp : facteur de forces horizontales pour un élément secondaire varient entre 0.3 et 0.8 (voir tableau (6-1) du RPA 99 modifié 2003), dans notre cas Cp = 0.8

Wp : poids de l'élément secondaire (acrotère) ; Wp = G = 1.7125 KN/ml.

D'où Fp = 4x0.15 x 0.8 x 1.7125 = 0.822 KN/ml < Q = 1 KN/ml.

L'acrotère est calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique **Fp**, d'où le ferraillage adopté précédemment est convenable.

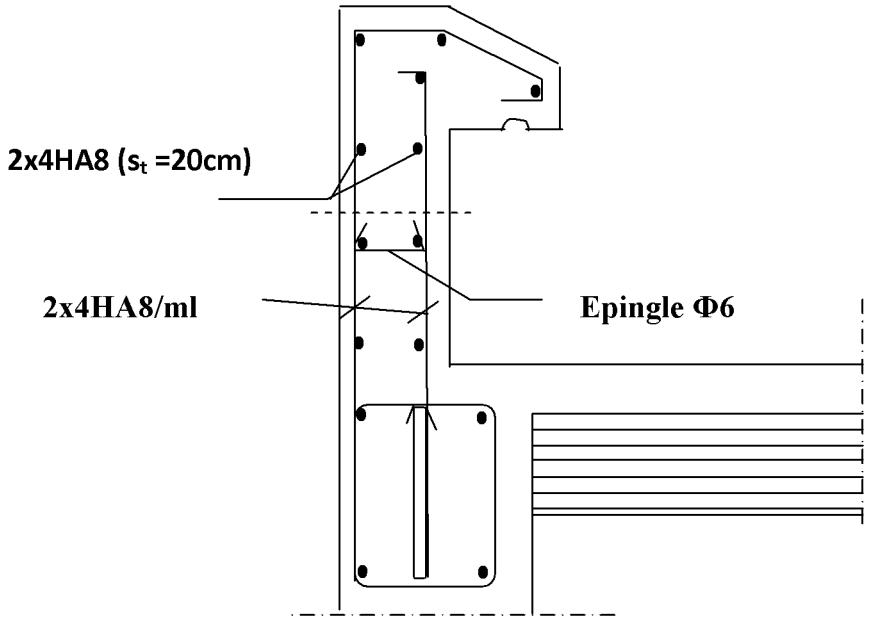
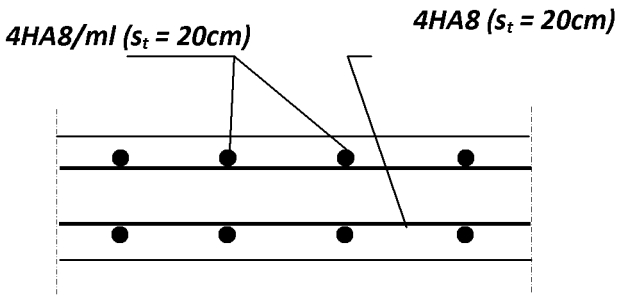


Fig.III. 3 : Ferraillage de l'acrotère



Coupe A - A

III.2) Les planchers :

Introduction :

Les planchers sont constitués:

- De poutrelles préfabriquées qui sont disposées suivant la petite portée, elles assurent une fonction de portance, la distance entre axes de deux poutrelles voisines est de 65cm.
- De Corps creux qui est utilisés comme coffrage perdu et qui sert aussi à l'isolation thermique et phonique.
- D'une dalle de compression en béton armé.

III.2.1) 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)……[2]**

Les dimensions des mailles du treillis soudé ne doivent pas dépasser :

- 20cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 33cm pour les armatures parallèles aux nervures.

Les sections d'armatures doivent satisfaire les conditions suivantes :

a) Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

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

Avec :

$A_{\perp}$: cm^2 par métre linéaire.

L : Entre axes des poutrelles en (cm)

f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé (MPa).

- **A.N**

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{520} \geq 0.5\ cm^2/ml$$

On adoptera **6HA6 /ml ,** **A = 1,7 cm^2/ml** . Avec un espacement **St = 15 cm.**

b) Armatures parallèles aux poutrelles :

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

- **A.N**

$$A_{\parallel} = \frac{1,7}{2} = 0,85 \text{ cm}^2$$

On adoptera **6HA6 / ml** , **A= 1,7 cm²/ ml**. Avec un espacement **S_t = 15 cm.**

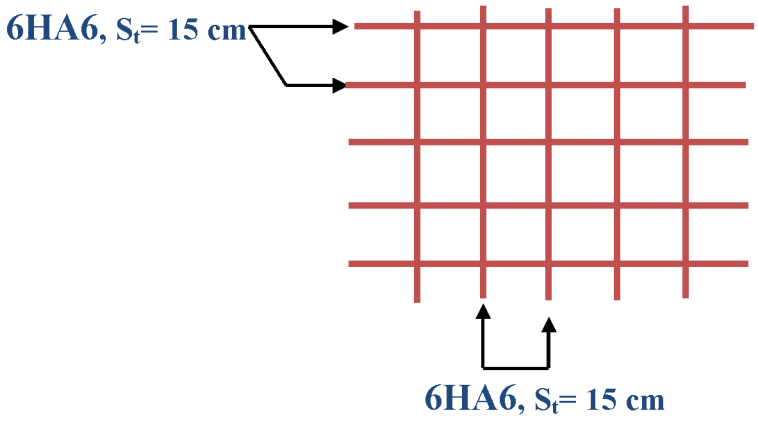


Fig III.2.1 : Ferraillage de la dalle de compression

III.2.2) Poutrelles :

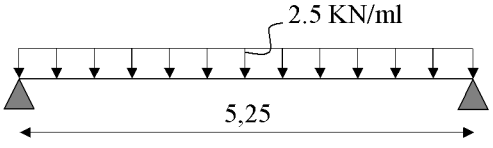
a) Calcul avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle est considérée comme une poutre de section rectangulaire (12 x 4) cm² 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.

- Poids propre de la poutrelle : 0,12 x 0,04 x 25……0,12 KN/ml,
- Poids du corps creux : 0,65 x 0,95……..0,62 KN/ml,
- Surcharge due à l'ouvrier : ……1,00 KN/ml.

Charge permanente : G =0,74 KN/ML

Charge d'exploitation : Q=1KN/ML



Disposition des charges

- **Charge à L'ELU :**

La combinaison de charge à considérer est : $q_u = 1{,}35\ G + 1{,}5Q$

$q_u = 1{,}35\ G + 1{,}5\ Q = 1{,}35\ (0{,}74) + 1{,}5\ (1) = 2{,}5$ KN/ML

- Le moment en travée :

$$Mt = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{2{,}5 \times (5{,}25)^2}{8} = 8{,}613 \text{ KN.ml}$$

- L'effort tranchant:

$$T = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{2{,}5 \times 5{,}25}{2} = 6{,}562 \text{ KN.ml}$$

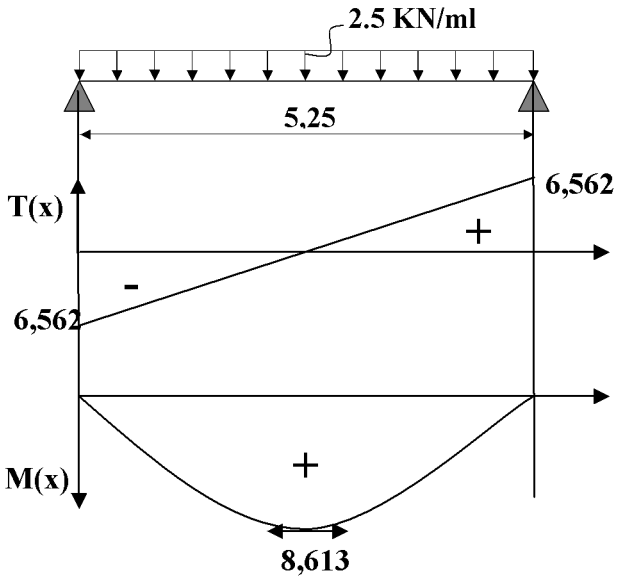


Fig III.2.2 : Efforts internes de la poutrelle

- **Calcul des armatures :**

Soit l'enrobage c = 2cm
Hauteur utile : d = h – c ⟹ d = 4 – 2 = 2 cm

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{8{,}613 \times 10^6}{120 \times (20)^2 \times 14{,}2} = 12{,}636 \text{ MPa}$$

$\mu_b = 12{,}636 > \mu_l = 0{,}392 \Longrightarrow$ SDA.

Avec : $f_{bc} = \frac{0{,}85 f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0{,}85 \times 25}{1 \times 1{,}5} = 14{,}2$ MPa.

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

b) Calcul après coulage de la dalle de compression :

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

- **Dimensions de la poutrelle : (B.A.E.L /Art A.4.1, 3)……. [2]**

La largeur b_1 d'hourdis qu'il y a lieu d'admettre d'un cote d'une nervure de poutre fléchie est fixée par la plus restrictive des conditions suivantes :

- $b_1 \leq \frac{L}{2}$ ……(1)
- $b_1 \leq \frac{L1}{10}$ ……..(2)
- $b_1 \leq \frac{2}{3} X$ ……..(3)

Avec :

L : distance entre deux parements voisins de deux poutrelles (L = 65 cm).
L_1 : portée libre de la poutrelle (L_1 = 555 – 30 = 525 cm).
X : distance de la section considérée à l'axe de l'appui le plus proche (X = 525 cm).
b_0 : largeur de la nervure (b_0 = 12 cm)
h_0 : épaisseur de la dalle de compression (h_0 = 4 cm)

Donc :

(1) $b_1 \leq (65 - 12)/ 2 = 26{,}5$ cm
(2) $b_1 \leq (555-30) / 10 = 52{,}5$ cm
(3) $b_1 \leq 2 / 3 (525/2) = 175$ cm

D'ou : $b = 2 b_1 + b_0 = 2(26{,}5) + 12 = 65$ cm

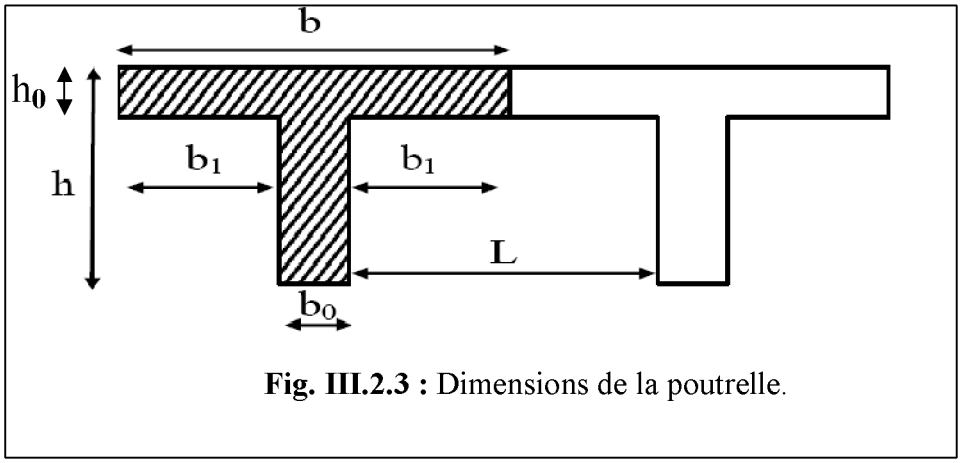


Fig. III.2.3 : Dimensions de la poutrelle.

III.2.3) Plancher à usage de service :

➢ Choix de la méthode de calcul :

Les efforts internes sont déterminés selon le type de planchers à l'aide des méthodes usuelles suivantes :

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

➢ Méthode forfaitaire :

III.2.3.1) Les conditions d'application :(Art B.6.2, 210 BAEL91)

- ➢ La valeur de la charge d'exploitation des constructions courantes doit être égale au plus à deux fois la charge permanente ou 5KN/m2.

Charges d'exploitations Q = 2,5 KN/m²
Charges permanentes G = 5,50 KN/m²
G : charge permanente d'étage courant.

Q < 2G on a: $Q=2,5KN/m^2 < 2G=11KN/m^2$.
Ou :
Q ≤ 5KN $Q=2,5KN/m^2 \leq 5KN/m^2$.

⟹ **Condition vérifiée.**

- ➢ Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées considérées. ⟹ **Condition vérifiée.**

- La fissuration est considérée comme non préjudiciable à la tenue du béton armé ainsi qu'à ces revêtements. ⟹ **Condition vérifiée.**

- Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.
  0,8 ≤ Li /Li+1 ≤ 1,25

$L_1/L_2 = 3,40/3,40 = 1$
$L_2/L_3 = 3,40/3,20 = 1,06$
$L_3/L_4 = 3,20/3,20 = 1$
$L_4/L_5 = 3,20/3,40 = 0,94$
$L_5/L_6 = 3,40/3,40 = 1$

⟹ **Condition vérifiée.**

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

III.2.3.2) Principe de la méthode forfaitaire :

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et des moments sur appuis à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment M_0 dans la travée dite de comparaison, c'est à dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux même charge que la travée considérée.

- **Exposé de la méthode :**

- Le rapport (α) des charges l'exploitation à la somme des charges permanente et d'exploitation, en valeurs non pondérées $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$
- M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison $M_0 = \frac{qL^2}{8}$
  dont L longueur entre nus des appuis.
- M_W : Valeur absolue du moment sur l'appui de gauche ;
- M_e : Valeur absolue du moment sur l'appui de droite ;
- M_t : Moment maximal en travée dans la travée considérée.

Les valeurs M_W, M_e, M_t, doivent vérifier les conditions suivantes :

- $M_t \geq \max\{1,05\,M_0 ; (1+0,3\alpha)\,M_0\} - \frac{M_W + M_e}{2}$
- $M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0$ dans une travée intermédiaire
- $M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0$ dans une travée de rive

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

- 0,6 M_0 pour une poutre à deux travées.
- 0,5 M_0 pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- 0,4 M_0 pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

Sur les appuis de rive, il faut considérer des aciers équilibrant un moment de (0,3 M_0).

III.2.3.3) Application de la méthode :

- **A l'ELU :**

$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 0,65 = [(1,35 \times 5,84) + (1,5 \times 1)] \times 0,65 = 6,10$ KN/ml

⟹ **$q_u = 6,10$ KN/ml**

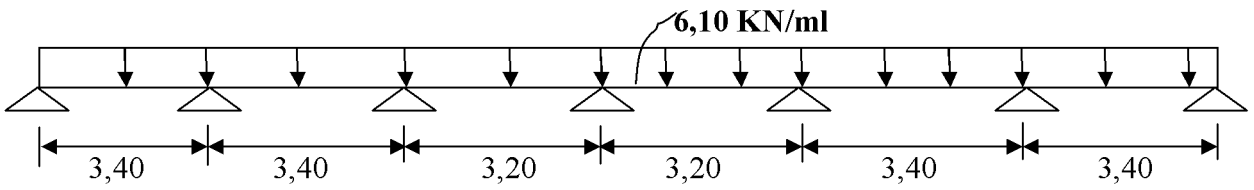


Fig. III.2.4 : Schéma statique de la poutrelle

- **Calcul du rapport de charge α :**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+5,84} = 0,146 \qquad \text{avec : } 0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3}$$

Nous aurons besoin pour nos calculs des valeurs suivantes :

$$1 + 0,3\alpha = 1,0438$$

$$\frac{1,2+0,3\alpha}{2} = 0,6219$$

$$\frac{1+0,3\alpha}{2} = 0,5219$$

- **Calcul des moments isostatiques :**

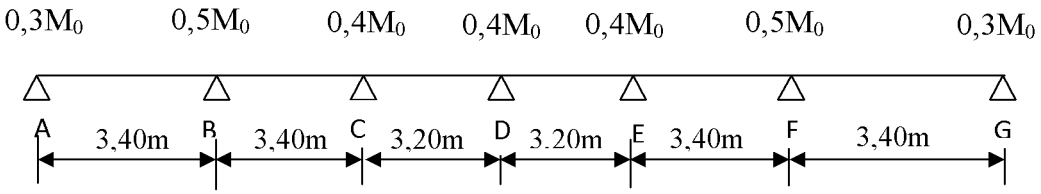


Fig. III.2.5 : Moments aux appuis de la poutrelle.

$M_{0AB} = \frac{q_u}{8} l^2 = \frac{6{,}10 \times 3{,}40^2}{8} = 8{,}814$ KN.m

$M_{0BC} = \frac{q_u}{8} l^2 = \frac{6{,}10 \times 3{,}40^2}{8} = 8{,}814$KN.m

$M_{0CD} = \frac{q_u}{8} l^2 = \frac{6{,}10 \times 3{,}20^2}{8} = 7{,}808$KN.m

$M_{0DE} = \frac{q_u}{8} l^2 = \frac{6{,}10 \times 3{,}20^2}{8} = 7{,}808$ KN.m

$M_{0EF} = \frac{q_u}{8} l^2 = \frac{6{,}10 \times 3{,}40^2}{8} = 8{,}814$KN.m

$M_{0FG} = \frac{q_u}{8} l^2 = \frac{6{,}10 \times 3{,}40^2}{8} = 8{,}814$KN.m

- **Calcul des moments sur appuis :**

$M_A = 0{,}3\ M_{0AB} = 0{,}3 \times 8{,}814 = 2{,}644$KN.m

$M_B = 0{,}5\ M_{0AB} = 0{,}5 \times 8{,}814 = 4{,}407$KN.m

$M_C = 0{,}4\ M_{0BC} = 0{,}4 \times 8{,}814 = 3{,}525$ KN.m

$M_D = 0{,}4\ M_{0CD} = 0{,}4 \times 7{,}808 = 3{,}123$ KN.m

$M_E = 0{,}4\ M_{0EF} = 0{,}4 \times 8{,}814 = 3{,}525$ KN.m

$M_F = 0{,}5 M_{0FG} = 0{,}5 \times 8{,}814 = 4{,}407$KN.m

$M_G = 0{,}3\ M_{0G} = 0{,}3 \times 8{,}814 = 2{,}644$KN.m

- **Calcul des moments en travées :**

➢ ***Travée de rive :***

$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq (1+0,3\alpha)M_0$ avec : $(1+0,3\alpha)\ M_0 \geq 1,05\ M_0$

$M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0$

➢ **Travée intermédiaire :**

$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq (1+0,3\alpha)M_0$ avec : $(1+0,3\alpha)\ M_0 \geq 1,05\ M_0$.

$M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0$

- **Calcul des efforts tranchants :**

$T(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$ avec : M_{i+1} et M_i en valeurs algébriques.

T(x) : effort tranchant dans la section d'abscisse x.

$\theta(x) = \frac{q_u \ L_i}{2}$: Effort tranchant isostatique.

Pour : X = *i* $T_i = \frac{q_u \ L_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$

Pour : X = *i*+1 $T_{i+1} = -\frac{q_u \ L_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$

Tableau III.2.1 : Les résultats sont donnés sous forme de tableau :

Travée	M_0(KN.m)	M_w(KN.m)	M_e(KN.m)	M_t(KN.m)	T_w(KN)	T_e(KN)
A-B	8,814	2,644	4,407	5,481	9,852	-10,888
B-C	8,814	4,407	3,525	4,60	10,630	-10,110
C-D	7,808	3,525	3,123	4,074	9,886	-9,634
D-E	7,808	3,123	3,525	4,074	9,635	-9,885
E-F	8,814	3,525	4,407	4,60	10,110	-10,630
F-G	8,814	4,407	2,644	5,481	10,889	-9,851

Diagrammes des efforts internes à l'ELU :

- **Moments fléchissant** :

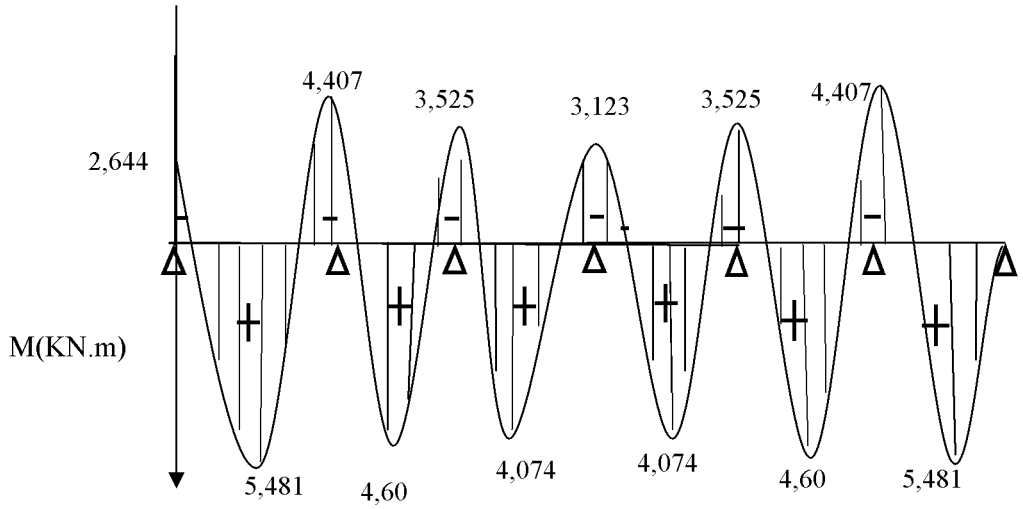


Fig. III.2.6 : Diagramme des Moments Fléchissant à l'ELU.

- **Efforts tranchant :**

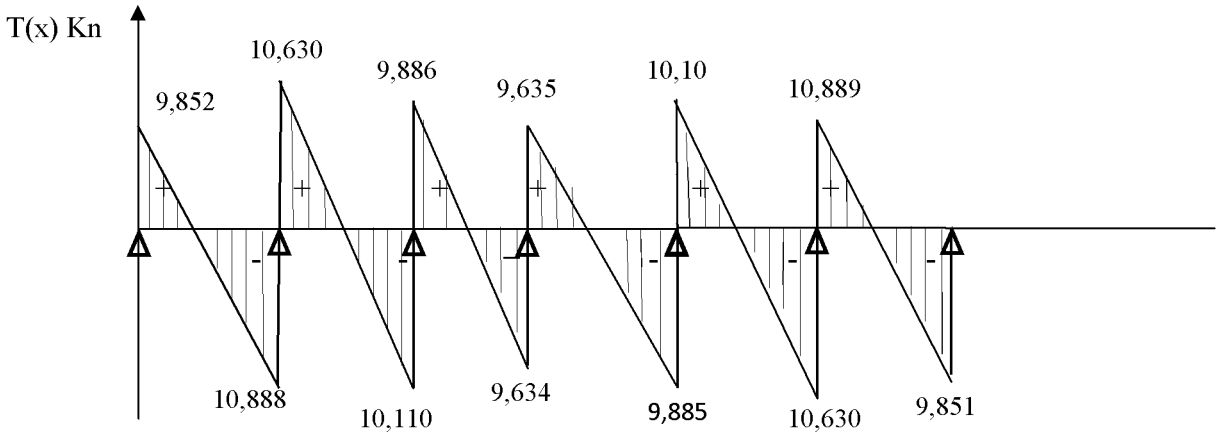


Fig. III.2.7 : Diagramme des efforts Tranchants à l'ELU.

III.2.3.4) Calcul des armatures à l'ELU :

Le ferraillage se fera en considérant le moment maximal :

- En travée : M_t^{max} = 5,481KN.m
- Sur appuis : M_a^{max} = 4,407KN.m

a) Armatures longitudinales :

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

b = 65 cm (largeur de la table de compression).
h = 20 cm (hauteur total de plancher).
b_0 = 12 cm (largeur de la nervure).
h_0 = 4 cm (épaisseur de la table de compression).
c = 2 cm (enrobage des armatures inférieures).
d = 18 cm (distance du centre de gravité des armatures inférieurs jusqu'à la fibre la plus comprimée).

- ***En travée : (M_t^{max} = 5,481 KN.m)***

Le moment équilibré par la table de compression :

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

$M_0 = 0{,}65 \times 0{,}04 \times (0{,}18 - \frac{0{,}04}{2}) \times 14{,}2 \times 10^3 = 59{,}072$ KN.m

M_0 = 59,072 KN.m

M_t^{max} = 5,481 KN.m < M_0 = 59,072 KN.m ⟹ L'axe neutre se trouve dans la table de compression donc le calcul se fera pour une section rectangulaire (b=65 cm, h= 20 cm).

$$\mu = \frac{M_t^{max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{5{,}481 \times 10^6}{650 * 180^2 * 14.2} = 0{,}018$$

$\mu = 0{,}018 < \mu_l = 0{,}392$ ⟹ S.S.A

$\mu = 0{,}018$ ⟹ $\beta = 0{,}991$

$$A_{st} = \frac{M_t^{max}}{\beta \times d \times (\frac{fe}{\gamma_s})} = \frac{5{,}481 \times 10^5}{0.991 \times 18 \times 348 \times 10^2} = 0{,}882 cm^2.$$

On adopte : **A_{st} = 3HA12 = 3,39 cm²**

- ***Sur appuis : (M_a^{max} = 4,407 KN.m)***

Aux appuis, la table étant entièrement tendu, le calcul se fera pour une section rectangulaire (b_0 = 12 cm, h = 20 cm)

$$\mu = \frac{M_a^{max}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{4{,}407 \times 10^6}{120 \times 180^2 \times 14.2} = 0{,}07$$

$\mu = 0{,}07 < \mu_l = 0{,}392 \Longrightarrow$ S.S.A

$\mu = 0{,}07 \Longrightarrow \beta = 0{,}964$

$A_a = \dfrac{M_a^{max}}{\beta \times d \times (\frac{fe}{\gamma_s})} = \dfrac{4{,}407\times 10^5}{0{,}964 \times 18 \times 348 \times 10^2} = 0{,}73\text{cm}^2.$

On adopte : **A_a = 1HA10 + 1HA12 = 1,91 cm²**

b) Armatures transversales : (Art A.7.2.2/BAEL 91)

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par :

$$\emptyset_t \leq min\left\{\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \emptyset_l^{max}\right\} = \min\left\{\frac{20}{35}, \frac{12}{10}, 1.2\right\} = 0.57\text{cm}$$

$\emptyset_l^{max}$: Diamètre maximal des armatures longitudinales = 1,0cm.

Les armatures transversales seront réalisées par étriers de Ø8 avec **A_t = 2HA8 = 1,00cm².**

Espacement des armatures (BAEL91/Art A.5.1,22) :

$S_t \leq \min\{0.9\,d\,, 40cm\} = \min\{16.2\,, 40cm\} = 16.2\text{cm}$

Soit : **S_t=15 cm.**

La section d'armatures transversales doit vérifier la condition suivante : $\dfrac{A_t \times f_e}{b_o \times S_t} \geq 0.4MPa$

$\dfrac{1.00 \times 400}{12 \times 15} = 2.22 > 0.4MPa \Longrightarrow$ **condition vérifiée.**

III.2.3.5) Vérifications à l'ELU :

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

En travée :

$A_{min} = 0{,}23\ b\ d\ \dfrac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 65 \times 18 \times \dfrac{2{,}1}{400} = 1{,}413\ \text{cm}^2.$

$A_{st} = 4{,}62\ \text{cm}^2 > A_{min} = 1{,}413\ \text{cm}^2 \Longrightarrow$ **condition vérifiée.**

Sur appuis :

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

$A_a = 1{,}91\ cm^2 > A_{min} = 0.26\ cm^2$ ⟹ **condition vérifiée.**

b) Vérification de la contrainte tangentielle : (BAEL 91/Art A.5.1,211).

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u = min\left\{0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa\right\}$

Avec : T_u : effort tranchant maximal $T_u = 10{,}889$ KN.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} = \frac{10{,}889 \times 10^3}{120 \times 180} = 0{,}504\text{MPa}$$

$\bar{\tau}_u = min\left\{0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa\right\} = \min\{3.33MPa, 5MPa\} = 3{,}33$ MPa.

$\tau_u = 0{,}504MPa < \bar{\tau}_u = 3{,}33\ MPa.$ ⟹ **Condition vérifiée.**

c) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entrainement : (BAEL 91/ A.6.1,3)

On doit vérifier la condition suivante : $\boldsymbol{\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}}$.

$$\boldsymbol{\tau_{se}} = \frac{T_u}{0{,}9\ d \sum u_i} = \frac{10{,}889 \times 10^3}{0{,}9 \times 180 \times 69{,}08} = 0{,}973\text{MPa}.$$

Avec : T_u : effort tranchant maximal $T_u = 10{,}889$ KN.

$\sum u_i$: Somme des périmètres utiles des armatures d'appuis.

$\sum u_i = n \times \pi \times Ø = 1 \times 3{,}14 \times 10 + 1 \times 3{,}14 \times 12 = 69{,}08$ mm

$\boldsymbol{\bar{\tau}_{se}} = \Psi_s \times f_{t28} = 1{,}5 \times 2{,}1 = 3{,}15$ MPa avec : $\Psi_s = 1{,}5$ pour les aciers HA.

$\boldsymbol{\tau_{se}} = 0{,}973$ MPa $< \boldsymbol{\bar{\tau}_{se}} = 3{,}15$ MPa ⟹ **condition vérifiée.**

Pas de risque d'entrainement des barres longitudinales.

d) Ancrage des barres : (BAEL 91/Art A.6.1, 23)

Longueur de scellement droit :

$$\mathbf{L_S} = \frac{\boldsymbol{\phi} \times \boldsymbol{f_e}}{\mathbf{4} \times \boldsymbol{\tau_s}} = \frac{1{,}2 \times 400}{4 \times 2{,}835} = 42{,}33 \text{ cm.}$$

avec : $\tau_s = 0{,}6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0{,}6 \times 1{,}5^2 \times 2{,}1 = 2{,}835$ MPa.

La longueur d'ancrage mesurée hors crochets: $\mathbf{L_C = 0{,}4\ L_S}$

$L_C = 0{,}4 \times 42{,}33 = 16{,}93$ cm.

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

- **Sur le béton :**

On doit vérifier que :

$$T_u^{max} < \frac{0{,}4\, f_{c28}}{\gamma_b} \times 0{,}9 \times d \times b_0 = 0{,}4 \times \frac{25 \times 10^3}{1{,}5} \times 0{,}9 \times 0{,}18 \times 0{,}12 = 129{,}6 \text{ KN.}$$

On a : $T_u^{max} = 10{,}889$ KN $<$ 129,6 KN $\Longrightarrow$ **condition vérifiée.**

- **Sur l'acier :**

On doit vérifier que : $A_a \geq \frac{\gamma_S}{f_e}\left(T_u^{max} - \frac{M_a}{0{,}9 \times d}\right)$

$A_a = 1{,}91$ cm²

$$\frac{\gamma_S}{f_e}\left(T_u^{max} - \frac{M_a}{0{,}9 \times d}\right) = \frac{1{,}15}{400}\left(10{,}889 \times 10^3 - \frac{4{,}407 \times 10^6}{0{,}9 \times 180}\right) = -46{,}90 \text{ mm}^2 = -0{,}469 \text{cm}^2$$

$A_a = 1{,}91$ cm² $> -0{,}469$cm² $\Longrightarrow$ **condition vérifiée.**

III.2.3.6) Calcul à l'ELS :

Lorsque la charge est la même sur toutes les travées, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le coefficient $\frac{q_s}{q_u}$, ce qui est le cas pour les poutrelles.

$q_s = (G + Q) \times 0,65 = (5,84+ 1) \times 0,65 = 4,45$ KN/ml.

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{4,45}{6,10} = 0,729$$

Tableau III.2.2 : Les résultats sont donnés ci-dessous sous forme de tableau

Travée	M_0(KN.m)	M_w(KN.m)	M_e(KN.m)	M_t(KN.m)	T_w(KN)	T_e(KN)
A-B	6,425	1,927	3,212	3,995	7,182	7,937
B-C	6,425	3,212	2,569	3,353	7,749	7,370
C-D	5,692	2,569	2,276	2,969	7,206	7,023
D-E	5,692	2,276	2,569	2,969	7,023	7,206
E-F	6,425	2,569	3,212	3,353	7,370	7,749
F-G	6,425	3,212	1,927	3,995	7,938	7,181

Diagrammes des efforts internes à l'ELS :

- **Moments fléchissant :**

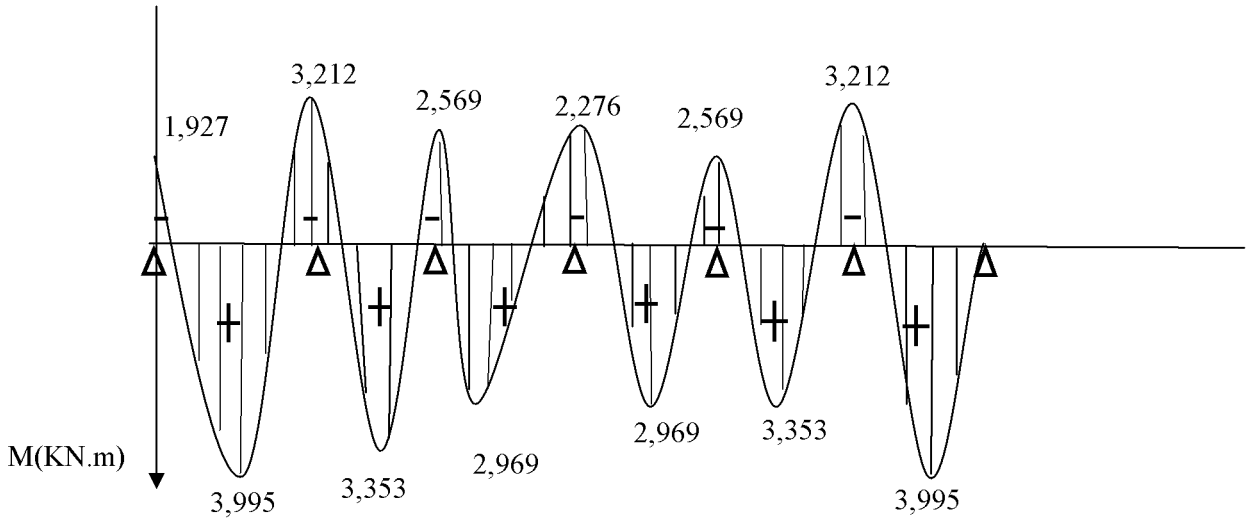


Fig. III.2.8 : Diagramme des Moments Fléchissant à l'ELS.

- **Efforts tranchant :**

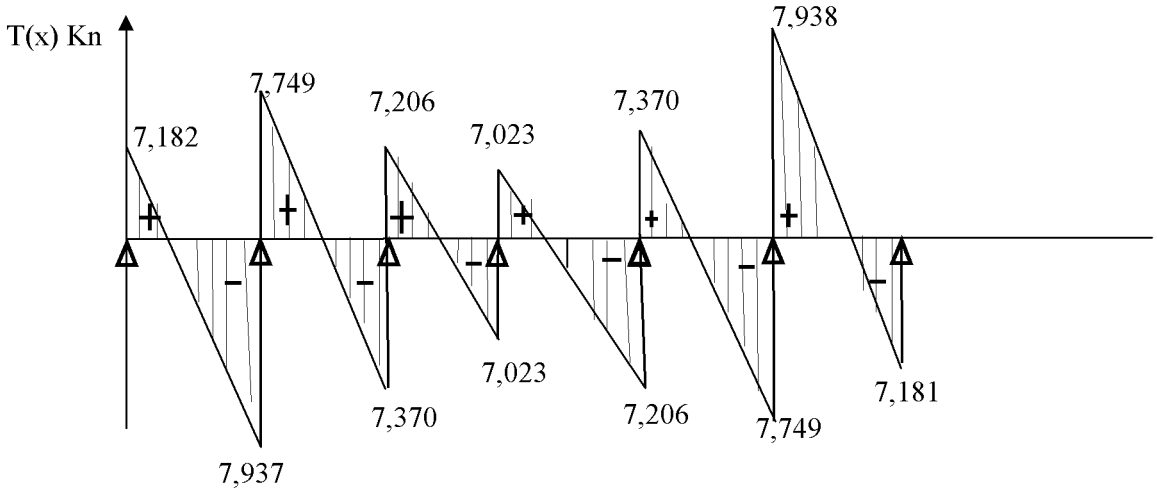


Fig. III.2.9 : Diagramme des efforts Tranchants à l'ELS.

III.2.3.7) Vérifications à l'ELS :

a) Etat limite d'ouverture des fissures : (BAEL91/Art A.4.5, 3)

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

b) Etat limite de résistance à la compression du béton : (BAEL91/Art A.4.5, 2)

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

$\sigma_{bc}= \dfrac{\sigma_s}{K_1}$ avec : $\sigma_s= \dfrac{M_s}{\beta_1 d\, A_s}$

En travée : A_{st} = 3,39 cm²

$\rho_1= \dfrac{100 \times A_{st}}{b_0\, d} = \dfrac{100 \times 3{,}39}{12 \times 18} = 1{,}56$ ⟹ β_1= 0,837 ⟹ K_1= 15,67

$\sigma_s= \dfrac{M_s^t}{\beta_1 d\, A_{st}} = \dfrac{3{,}995\times 10^6}{0{,}837 \times 180 \times 339} = 78{,}220$ MPa.

$\sigma_{bc}= \dfrac{\sigma_s}{K_1} = \dfrac{78{,}22}{15{,}67} = 4{,}99$MPa.

$\sigma_{bc} = 5{,}44$ MPa $\leq \bar{\sigma}_{bc}$=15 MPa ⟹ **Condition vérifiée.**

Sur appuis : A_a = 1,91 cm²

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b_0\, d} = \frac{100 \times 1{,}91}{12 \times 18} = 0{,}884 \Longrightarrow \beta_1 = 0{,}867 \Longrightarrow K_1 = 22{,}59$$

$$\sigma_s = \frac{M_S^a}{\beta_1 d\, A_a} = \frac{3{,}212 \times 10^6}{0{,}867 \times 180 \times 191} = 107{,}758\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{107{,}758}{22{,}59} = 4{,}770\text{MPa}$$

$\sigma_{bc} = 4{,}770$ MPa $\leq \bar{\sigma}_{bc} = 15$ MPa $\Longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

c) Etat limite de déformation : (BAEL91/Art B.6.8, 424)

D'après le BAEL 91, lorsqu'on prévoit des étais intermédiaires, on peut cependant se dispenser de justifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

- $\frac{h}{L} > \frac{1}{22{,}5} \Longrightarrow \frac{20}{340} = 0{,}058 > 0{,}044 \Longrightarrow$ **Condition vérifiée.**
- $\frac{h}{L} > \frac{M_t}{15 \times M_0} \Longrightarrow \frac{20}{340} = 0{,}058 > 0{,}041 \Longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

$$M_0 = \frac{q_S \times L^2}{8} = \frac{4{,}45 \times 3{,}40^2}{8} = 6{,}430\text{ KN.m}$$

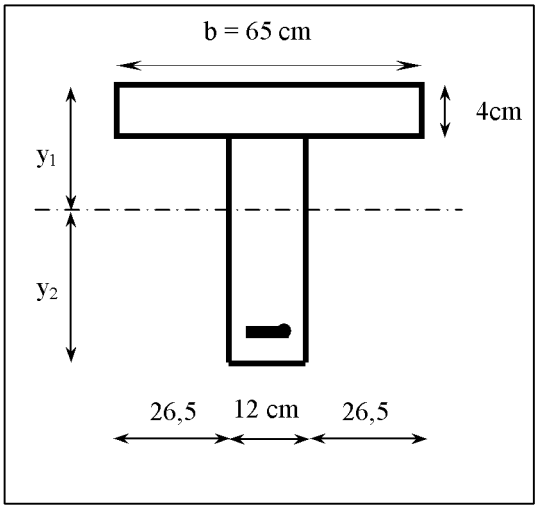
$$\frac{M_t}{15 \times M_0} = \frac{3{,}995}{15 \times 6{,}43} = 0{,}041$$

- $\frac{A}{b_0 \times d} < \frac{3.6}{f_e} \Longrightarrow \frac{3{,}39}{12 \times 18} = 0{,}0156 > \frac{3{,}6}{400} = 0{,}009 \Longrightarrow$ **Condition non vérifiée**

Avec :

h : hauteur totale du plancher.
L : portée libre de la poutrelle.
M_t : moment fléchissant max en travée.
M_0 : moment fléchissant max en travée de la poutrelle considérée isostatique.
b_0 : largeur de la poutrelle.
f_e : limite élastique des armatures tendues.
A : section d'armatures tendues.

Puisque la deuxième et la troisième condition ne sont pas vérifiées, alors on doit calculer la flèche.



❖ ***Calcul de la flèche : (BAEL 91/ Art B.6.5, 2)***

Pour L ≤ 5m $\Longrightarrow$ $\bar{f} = \frac{L}{500}$

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

Avec $\bar{f}$: La flèche admissible.

On a : L = 3,40m < 5m. $\Longrightarrow$ $\bar{f} = \frac{340}{500} = 0{,}68\text{cm}$.

On doit vérifier la formule suivante :

$$f_v = \frac{M_t^S \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

E_v: Module de déformation différée $E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818{,}86$ MPa

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

L : Longueur de la poutre considérée. L = 3,40 m.

M_t^S: Moment de service maximal en travée. M_t^S = 3,995MPa.

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

Avec I_0 : moment d'inertie totale de la section homogène.

$$I_0 = \frac{b_0}{3} \times \left(y_1^3 + y_2^3\right) + (b - b_0) \times \frac{h_0^3}{12} + (b - b_0) \times h_0 \times \left(y_1 - \frac{h_0}{2}\right)^2 + 15 \times A_t \times (y_2 - c)^2$$

$$\mu = \max\left(1 - \frac{1{,}75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} \ ; \ 0\right)$$

$$\lambda_V = \frac{0{,}02 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \times b_0}{b}\right) \times \rho}$$

ρ **:** Le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure.

Calcul des paramètres :

Position de l'axe neutre : $y_1 = \frac{S_{x\dot{x}}}{B_0}$

Avec : $S_{x\dot{x}}$ est le moment statique de la section homogène.

B_0 Surface de la section homogénéisée.

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

$$S_{x\dot{x}} = 12 \times 20 \times \frac{20}{2} + (65 - 12) \times 4 \times \frac{4}{2} + (15 \times 3{,}39 \times 18) = 3739{,}3 \text{ cm}^2$$

$$\boldsymbol{S_{x\dot{x}} = 3739{,}3 \text{ cm}^2}$$

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

$$B_0 = (12 \times 20) + (65 - 12) \times 4 + (15 \times 3{,}39) = 502{,}85\ cm^2$$

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

Donc :

$$y_1 = \frac{S_{x\dot{x}}}{B_0} = \frac{3739{,}3}{502{,}85} = 7{,}43 \text{ cm} \Longrightarrow \boldsymbol{y_1 = 7{,}43 \text{ cm}}$$

$$y_2 = h - y_1 = 20 - 7{,}43 = 12{,}57\ cm \Longrightarrow \boldsymbol{y_2 = 12{,}57 \text{cm}}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} \times \left(y_1^3 + y_2^3\right) + (b - b_0) \times \frac{h_0^3}{12} + (b - b_0) \times h_0 \times \left(y_1 - \frac{h_0}{2}\right)^2 + 15 \times A_t \times (y_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} \times \left(7{,}43^3 + 12{,}57^3\right) + (65 - 12) \times \frac{4^3}{12} + (65 - 12) \times 4 \times \left(7{,}43 - \frac{4}{2}\right)^2 + 15 \times 3{,}39 \times (12{,}57 - 2)^2$$

$$\boldsymbol{I_0 = 21799{,}83 \text{ cm}^4}$$

Calcul des coefficients λ_v et μ :

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{3{,}39}{12 \times 18} = 0{,}016 \Longrightarrow \rho = 0{,}016 \Longrightarrow \beta = 0{,}978$$

$$\lambda_V = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) \times 0,016} = 1,03 \quad \Longrightarrow \quad \lambda_V = 1,03$$

$$\sigma_S = \frac{M_t^S}{\beta\, d\, A_t} = \frac{3,995 \times 10^3}{0,978 \times 18 \times 3,39} = 66,94 \text{ MPa.}$$

$$\mu = \max\left(1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,016 \times 66,94 + 2,1} \; ; \; 0\right) = 0,42$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times 21799,83}{1 + 0,42 \times 1,03} = 16738,66 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{3,995 \times 10^6 \times (3400)^2}{10 \times 1081886 \times 16738,66 \times 10^4} = 2,55mm$$

$$f = 2,55mm < \overline{f} = 6,8mm \quad \Longrightarrow \quad \textbf{La flèche est vérifiée.}$$

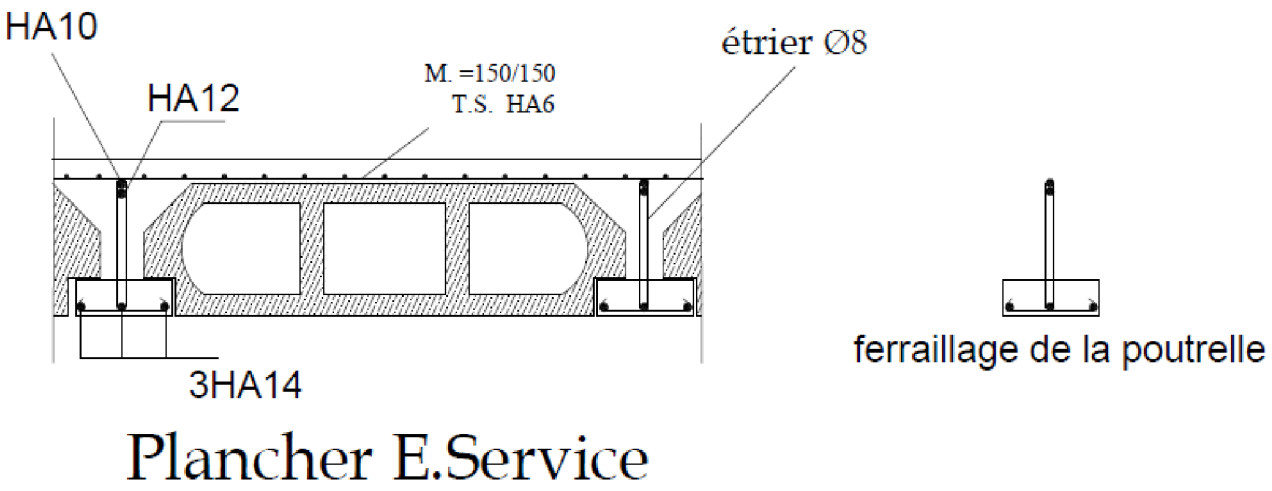


Fig. III.2.10: Ferraillage du plancher.

III.2.3.4) Plancher à usage d'habitation :

- **Choix de la méthode de calcul :**

Les efforts internes sont déterminés selon le type de planchers à l'aide des méthodes usuelles suivantes :

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

- **Méthode forfaitaire :**

III.2.4.1) Les conditions d'application ::(Art B.6.2, 210 BAEL91)

- la valeur de la charge d'exploitation des constructions courantes doit être égale au plus à deux fois la charge permanente ou 5KN/m2.

Charges d'exploitations Q = 1,5 KN/m²
Charges permanentes G = 5,50KN/m²
G : charge permanente d'étage courant.

$Q < 2G$ on a $Q=1,5KN/m^2 < 2G=11KN/m^2$.
$Q \leq 5KN$ $Q=1,5KN/m^2 \leq 5KN/m^2$. ⟹ **Condition vérifiée.**

- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées considérées. ⟹ **Condition vérifiée.**

- la fissuration est considérée comme non préjudiciable à la tenue du béton armé ainsi qu'à ces revêtements. ⟹ **Condition vérifiée.**

- les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.
  $0,8 \leq Li/Li+1 \leq 1,25$

$L_1/L_2 = 3,40/3,40 = 1$
$L_2/L_3 = 3,40/3,20 = 1,06$
$L_3/L_4 = 3,20/3,20 = 1,25$
$L_4/L_5 = 3,20/3,40 = 0,94$
$L_5/L_6 = 3,40/3,40 = 1$

⟹ **Condition vérifiée.**

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

III.2.4.2) Application de la méthode :

- **A l'ELU :**

$q_u = (1{,}35G + 1{,}5Q) \times 0{,}65 = [(1{,}35 \times 5{,}50) + (1{,}5 \times 1{,}5)] \times 0{,}65 = 6{,}28$ KN/ml

⟹ **$q_u = 6{,}28$ KN/ml**

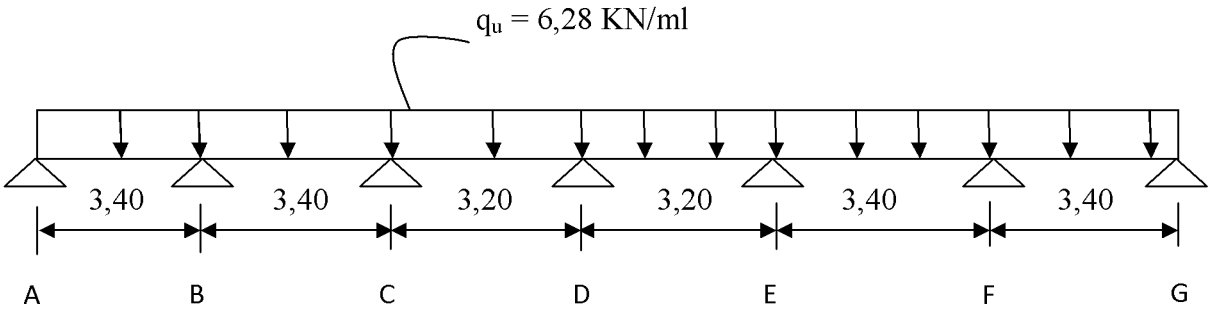


Fig. III.2.11 : Schéma statique de la poutrelle

- **Calcul du rapport de charge α :**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1{,}5}{1{,}5+5{,}5} = 0{,}214 \qquad \text{avec : } 0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3}$$

Nous aurons besoin pour nos calculs des valeurs suivantes :

$$1 + 0{,}3\alpha = 1{,}064$$

$$\frac{1{,}2+0{,}3\alpha}{2} = 0{,}632$$

$$\frac{1+0{,}3\alpha}{2} = 0{,}532$$

- **Calcul des moments isostatiques :**

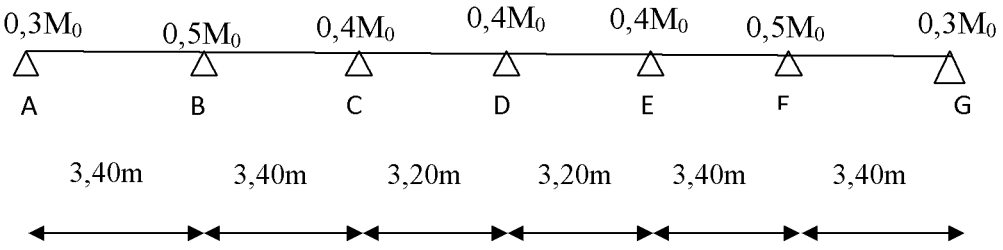


Fig.III.2.12 : Moments aux appuis de la poutrelle.

$M_{0AB} = \frac{q_u}{8} l^2 = \frac{6,28 \times 3,40^2}{8} = 9,07$ KN.m

$M_{0BC} = \frac{q_u}{8} l^2 = \frac{6,28 \times 3,40^2}{8} = 9,07$ KN.m

$M_{0CD} = \frac{q_u}{8} l^2 = \frac{6,28 \times 3,20^2}{8} = 8,03$ KN.m

$M_{0DE} = \frac{q_u}{8} l^2 = \frac{6,28 \times 3,20^2}{8} = 8,03$ KN.m

$M_{0EF} = \frac{q_u}{8} l^2 = \frac{6,28 \times 3,40^2}{8} = 9,07$ KN.m

$M_{0FG} = \frac{q_u}{8} l^2 = \frac{6,28 \times 3,40^2}{8} = 9,07$ KN.m

- **Calcul des moments sur appuis :**

$M_A = 0,3\ M_{0AB} = 0,3 \times 9,07 = 2,721$ KN.m

$M_B = 0,5\ M_{0AB} = 0,5 \times 9,07 = 4,535$ KN.m

$M_C = 0,4\ M_{0BC} = 0,4 \times 9,07 = 3,628$ KN.m

$M_D = 0,4\ M_{0DE} = 0,4 \times 8,03 = 3,212$ KN.m

$M_E = 0,4\ M_{0EF} = 0,4 \times 9,07 = 3,628$ KN.m

$M_F = 0,5\ M_{0EF} = 0,5 \times 9,07 = 4,535$ KN.m

$M_G = 0,3\ M_{0EF} = 0,3 \times 9,07 = 2,721$ KN.m

- **Calcul des moments en travées :**

Travée de rive :

$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq (1+0,3\alpha) M_0$ avec : $(1+0,3\alpha) M_0 \geq 1,05 M_0$

$M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0$

Travée intermédiaire :

$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq (1+0,3\alpha) M_0$ avec : $(1+0,3\alpha) M_0 \geq 1,05 M_0$.

$M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0$

- **Calcul des efforts tranchants :**

$T(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$ avec : M_{i+1} et M_i en valeurs algébriques.

T(x) : effort tranchant dans la section d'abscisse x.

$\theta(x) = \frac{q_u L_i}{2}$: Effort tranchant isostatique.

Pour : X = *i* $T_i = \frac{q_u L_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$

Pour : X = *i*+1 $T_{i+1} = -\frac{q_u L_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$

Tableau III.2.3 : Les résultats sont donnés sous forme de tableau :

Travée	M_0(KN.m)	M_w(KN.m)	M_e(KN.m)	M_t(KN.m)	T_w(KN)	T_e(KN)
A-B	9,07	2.721	4,535	5,732	10,143	-11,209
B-C	9,07	4.535	3.628	4,825	10,943	-10,409
C-D	8,03	3.628	3,212	4.271	10,178	-9,918
D-E	8,03	3,212	3,628	4,271	9,918	-10,178
E-F	9,07	3,628	4,535	4,825	10,41	-10,942
F-G	9,07	4,5354	2,721	5,732	11,21	-10,142

Diagrammes des efforts internes à l'ELU :

- **Moments fléchissant :**

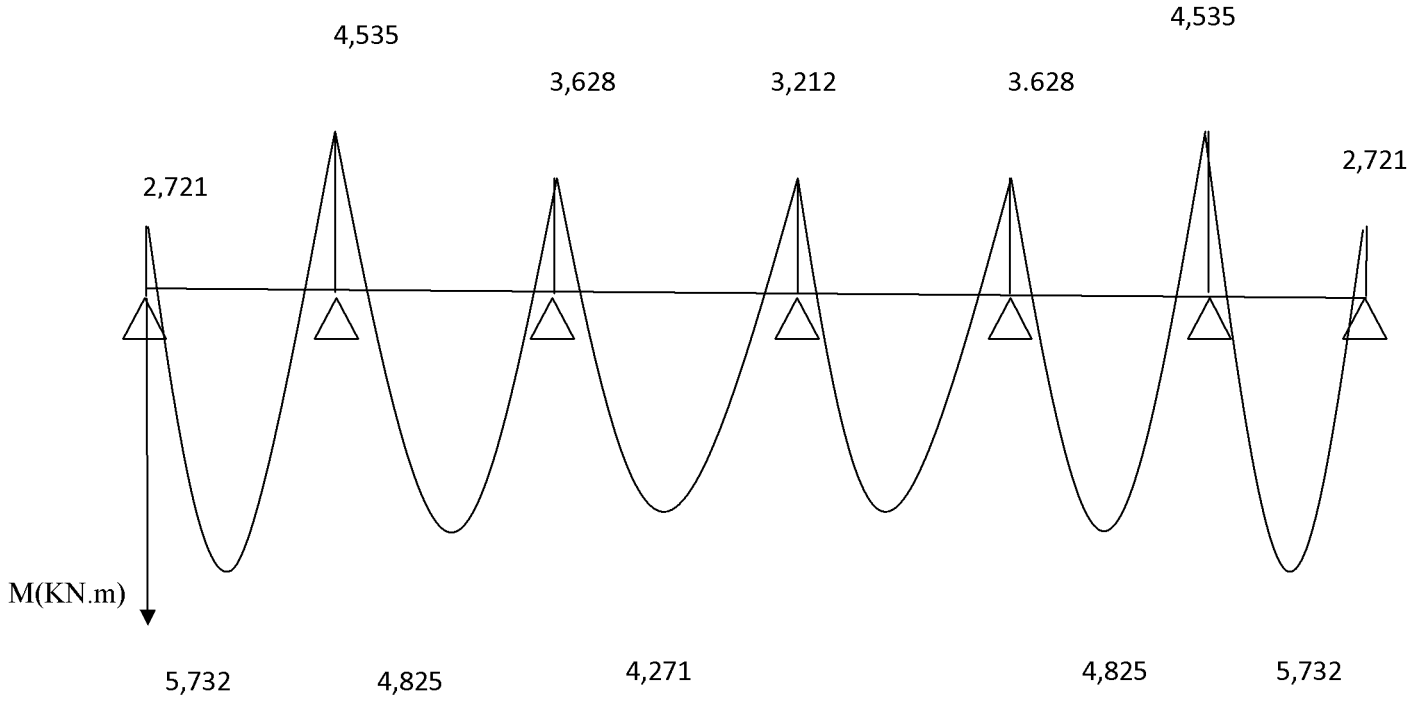


Fig. III.2.13 : Diagramme des Moments Fléchissant à l'ELU.

- **Efforts tranchant :**

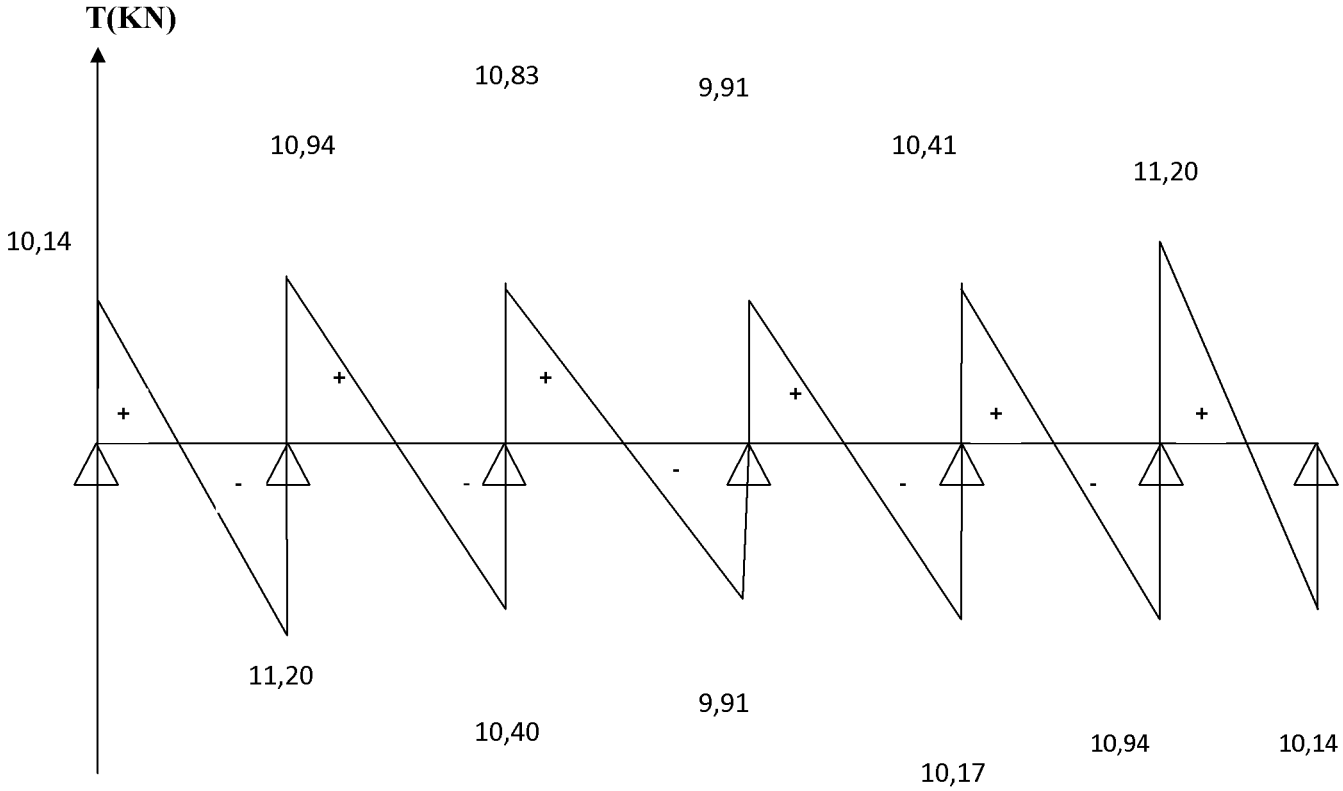


Fig. III.2.14 : Diagramme des efforts Tranchants à l'ELU.

III.2.4.3) Calcul des armatures à l'ELU :

Le ferraillage se fera en considérant le moment maximal :

- En travée : M_t^{max}= 5,73 KN.m
- Sur appuis : M_a^{max}= 4,53 KN.m
-

a) Armatures longitudinales :

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

b = 65cm (largeur de la table de compression).

h = 20 cm (hauteur total de plancher).

b_0 = 12cm (largeur de la nervure).

h_0 = 4cm (épaisseur de la table de compression).
c = 2cm (enrobage des armatures inférieures).
d = 18cm (distance du centre de gravité des armatures inférieurs jusqu'à la fibre la plus comprimée).

En travée : (M_t^{max} = *5,73KN.m*)

Le moment équilibré par la table de compression :

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

$M_0 = 0,65 \times 0,04 \times (0,18 - \frac{0,04}{2}) \times 14,2 \times 10^3 = 59,072$ KN.m

M_0 = 59,072 KN.m

M_t^{max}= 5,73KN.m < M_0 = 59,072 KN.m ⟹ L'axe neutre se trouve dans la table de compression donc le calcul se fera pour une section rectangulaire (b=65 cm, h= 20 cm).

$\mu = \frac{M_t^{max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{5,73 \times 10^6}{650 * 180^2 * 14.2} = 0,019$

μ = 0,019 < μ_l = 0,392 ⟹ S.S.A

μ = 0,019 ⟹ β = 0,9905

$A_{st} = \frac{M_t^{max}}{\beta \times d \times (\frac{fe}{\gamma_s})} = \frac{5,73 \times 10^5}{0.9905 \times 18 \times 348 \times 10^2} = 0,92 cm^2$.

On adopte : **A_{st} = 3HA12 = 3,39 cm²**

Sur appuis : (M_a^{max} = *4,53 KN.m*)

Aux appuis, la table étant entièrement tendu, le calcul se fera pour une section rectangulaire (b_0=12cm, h=20cm)

$\mu = \frac{M_a^{max}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{4,53 \times 10^6}{120 \times 180^2 \times 14.2} = 0,082$

$\mu = 0{,}082 < \mu_l = 0{,}392 \Longrightarrow$ S.S.A

$\mu = 0{,}082 \Longrightarrow \beta = 0{,}957$

$A_a = \dfrac{M_a^{max}}{\beta \times d \times (\frac{fe}{\gamma_s})} = \dfrac{4{,}53 \times 10^5}{0{,}957 \times 18 \times 348 \times 10^2}$=0,75 cm^2.

On adopte : **A_a = 1HA 10+ 1HA12= 1,91 cm^2.**

b) Armatures transversales :(Art A.7.2.2/BAEL 91)

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par :

$$\emptyset_t \leq min\left\{\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \emptyset_l^{max}\right\} = \min\left\{\frac{20}{35}, \frac{12}{10}, 1.2\right\} = 0.57\text{cm}$$

$\emptyset_l^{max}$: Diamètre maximal des armatures longitudinales = 1,2cm.

Les armatures transversales seront réalisées par étriers de Ø8 avec **A_t=2HA8= 1,00cm^2.**

Espacement des armatures (BAEL91/Art A.5.1,22) :

$S_t \leq \min\{0.9d, 40cm\} = \min\{16.2, 40cm\} = 16.2\text{cm}$

Soit :**S_t=15 cm.**

La section d'armatures transversales doit vérifier la condition suivante : $\dfrac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0.4MPa$

$\dfrac{1.00 \times 400}{12 \times 15} = 2.22 > 0.4MPa \Longrightarrow$ **condition vérifiée.**

III.2.4.4) Vérifications à l'ELU :

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

En travée :

$A_{min} = 0{,}23\ b\ d \dfrac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 65 \times 18 \times \dfrac{2{,}1}{400} = 1{,}413$ cm^2.

$A_{st} = 3{,}39\text{cm}^2 > A_{min} = 1{,}413$ cm^2 $\Longrightarrow$ **condition vérifiée.**

Sur appuis :

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

A_a = 1,91 cm^2> A_{min}= 0.26 cm^2 ⟹ **condition vérifiée.**

b) Vérification de la contrainte tangentielle : (BAEL 91/Art A.5.1,211).

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u = min\left\{0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa\right\}$

Avec : T_u : effort tranchant maximal T_u = *11,20* KN.

$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} = \frac{11,20 \times 10^3}{120 \times 180}$=0,51 MPa

$\bar{\tau}_u = min\left\{0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa\right\}$= min{$3.33MPa, 5MPa$}=3,33MPa.

$\tau_u = 0,51\ MPa < \bar{\tau}_u = 3,33\ MPa.$ ⟹ **Condition vérifiée.**

c) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entrainement : (BAEL 91/A.6.1,3).

On doit vérifier la condition suivante : $\boldsymbol{\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}}$.

$\boldsymbol{\tau_{se}} = \frac{T_u}{0,9\, d \sum u_i} = \frac{11,20 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 56,52}$= 1,22 MPa.

Avec : T_u : effort tranchant maximal T_u = 11,20 KN.

$\sum u_i$: Somme des périmètres utiles des armatures d'appuis.

$\sum u_i$= n × π × Ø = 1 × 3,14 × 10 + 1 × 3,14 × 12 = 69,08 mm

$\boldsymbol{\bar{\tau}_{se}}$=$\Psi_s \times f_{t28}$= 1,5 × 2,1 = 3,15 MPa avec :Ψ_s = 1,5 pour les aciers HA.

$\boldsymbol{\tau_{se}}$= 1,91 MPa < $\boldsymbol{\bar{\tau}_{se}}$= 3,15MPa ⟹ **condition vérifiée.**

Pas de risque d'entrainement des barres longitudinales.

d) Ancrage des barres : (BAEL 91/Art A.6.1, 23)

Longueur de scellement droit :

$$L_S=\frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s}=\frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ cm.}$$

avec : $\tau_s = 0,6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835$ MPa.

La longueur d'ancrage mesurée hors crochets: $L_C = 0,4\ L_S$

$L_C = 0,4 \times 42,33 = 16,93$ cm.

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

- **Sur le béton :**

On doit vérifier que :

$$T_u^{max} < \frac{0,4 f_{c28}}{\gamma_b} \times 0,9 \times d \times b_0 = 0,4 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} \times 0,9 \times 0,18 \times 0,12 = 129,6 \text{ KN.}$$

On a : $T_u^{max} = 11,20$ KN $< 129,6$ KN $\Longrightarrow$ **condition vérifiée.**

- **Sur l'acier :**

On doit vérifier que : $A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e}\left(T_u^{max} - \frac{M_a}{0,9 \times d}\right)$

$A_a = 1,91 \text{cm}^2$

$$\frac{\gamma_s}{f_e}\left(T_u^{max} - \frac{M_a}{0,9 \times d}\right) = \frac{1,15}{400}\left(11,20 \times 10^3 - \frac{4,53 \times 10^6}{0,9 \times 180}\right) = -48,19 \text{mm}^2 = -0,481 \text{ cm}^2$$

$A_a = 1,29 \text{ cm}^2 > -0,481 \text{ cm}^2 \Longrightarrow$ **condition vérifiée.**

III.2.4.5) Calcul à l'ELS :

Lorsque la charge est la même sur toute les travées, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le coefficient $\frac{q_s}{q_u}$, ce qui est le cas pour les poutrelles.

$q_s = (G + Q) \times 0,65 = (5,50 + 1,5) \times 0,65 = 4,55$ KN/ml.

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{4,55}{6,28} = 0,724$$

Tableau III.2.4 : Les résultats sont donnés ci-dessous sous forme de tableau :

Travée	M_0(KN.m)	M_w(KN.m)	M_e(KN.m)	M_t(KN.m)	T_w(KN)	T_e(KN)
A-B	6,57	1,97	3,28	4,15	7,80	-8,12
B-C	6,57	3,28	2,62	3,50	8,38	-7,54
C-D	5,82	2,62	2,32	3,10	7,38	-7,18
D-E	5,82	2,32	2,62	3,10	7,20	-7,37
E-F	6,57	2,62	3,28	3,50	7,55	-7,92
F-G	6,57	3,28	1,97	4,15	8,13	-7,34

- **Diagrammes des efforts internes a l'ELS**
- **Moments fléchissant :**

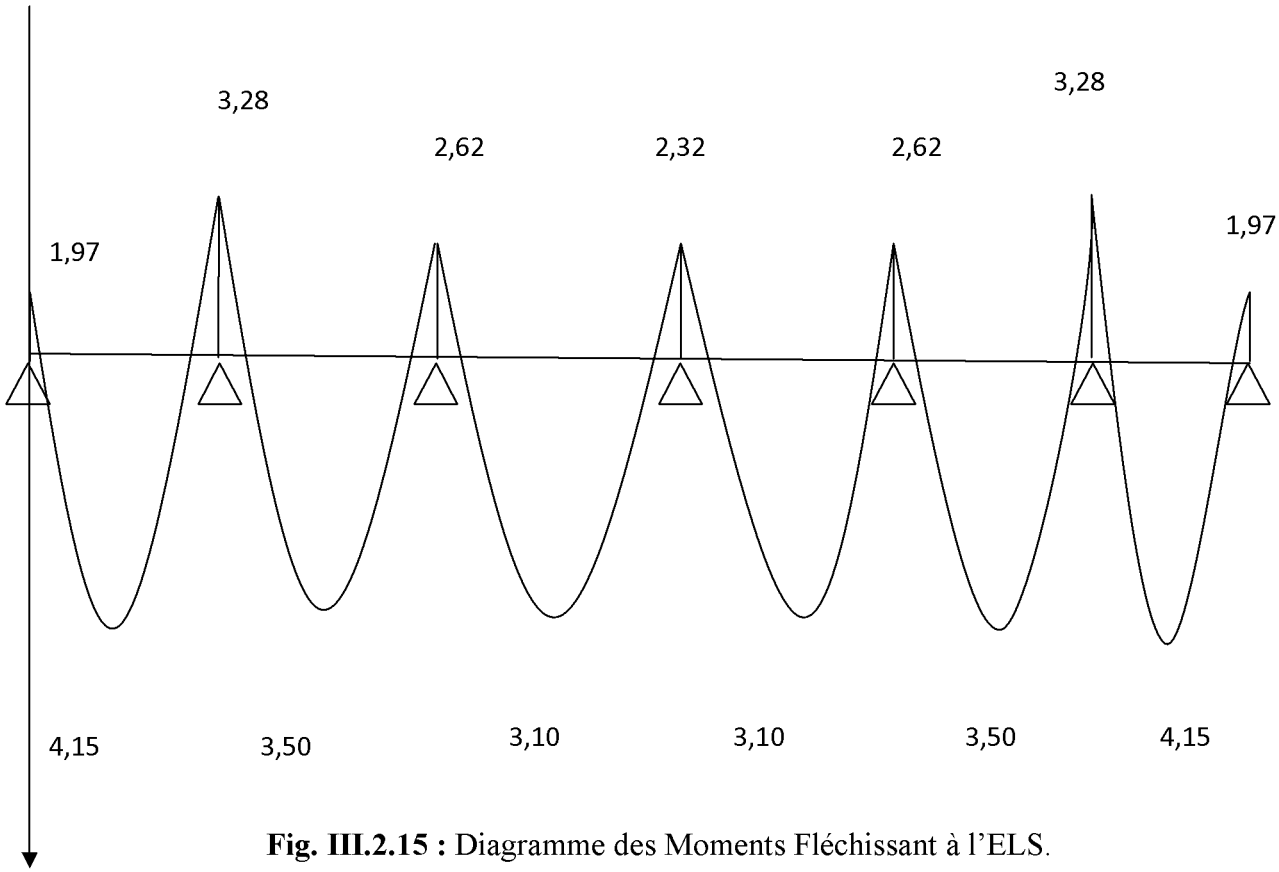


Fig. III.2.15 : Diagramme des Moments Fléchissant à l'ELS.

- **Efforts tranchant :**

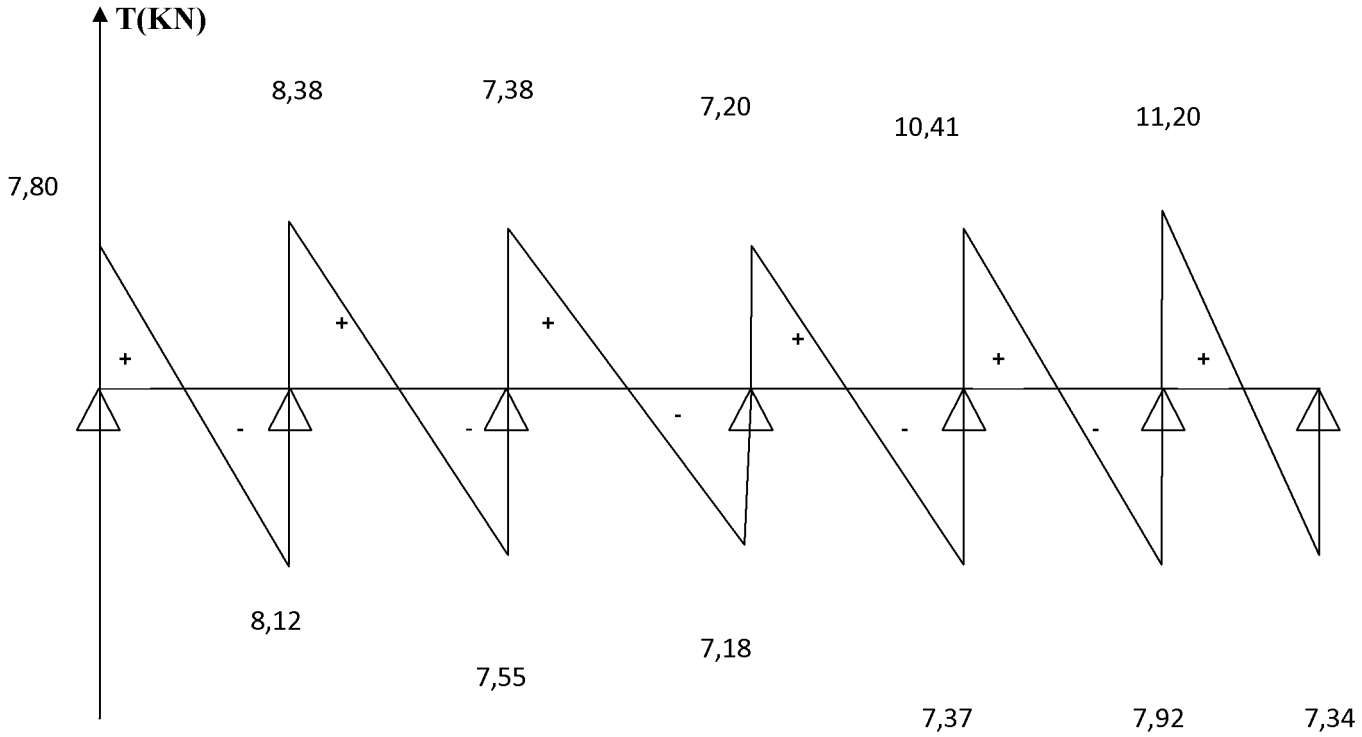


Fig. III.2.16 : Diagramme des efforts Tranchants à l'ELS.

III.2.4.6) Vérifications à l'ELS :

a) Etat limite d'ouverture des fissures : (BAEL91/Art A.4.5, 3)

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

b) Etat limite de résistance à la compression du béton : (BAEL91/Art A.4.5, 2)

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

$\sigma_{bc}=\frac{\sigma_s}{K_1}$ avec : $\sigma_s=\frac{M_s}{\beta_1 d\, A_s}$

En travée : A_{st} = 3,39 cm²

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_0\, d} = \frac{100 \times 3{,}39}{12 \times 18} = 1{,}56 \Longrightarrow \beta_1 = 0{,}837 \Longrightarrow K_1 = 15{,}67$$

$$\sigma_s = \frac{M_S^t}{\beta_1 d\, A_{st}} = \frac{4{,}15 \times 10^6}{0{,}837 \times 180 \times 339} = 81{,}25 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{81{,}25}{15{,}67} = 5{,}18 \text{ MPa.}$$

σ_{bc} =5,18 MPa ≤ $\bar{\sigma}_{bc}$=15 MPa ⟹ **Condition vérifiée.**

Sur appuis :A_a = 1,91 cm²

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b_0\, d} = \frac{100 \times 1{,}91}{12 \times 18} = 0{,}883 \Longrightarrow \beta_1 = 0{,}867 \Longrightarrow K_1 = 22{,}59$$

$$\sigma_s = \frac{M_S^a}{\beta_1 d\, A_a} = \frac{3{,}28 \times 10^6}{0{,}867 \times 180 \times 129} = 162{,}92 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{162{,}92}{22{,}59} = 7{,}21 \text{ MPa}$$

σ_{bc} = 7,21 MPa ≤ $\bar{\sigma}_{bc}$=15 MPa ⟹ **Condition vérifiée.**

c) Etat limite de déformation : (BAEL91/Art B.6.8, 424)

D'après le BAEL 91, lorsqu'on prévoit des étais intermédiaires, on peut cependant se dispenser de justifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

- $\frac{h}{L} > \frac{1}{22{,}5} \Longrightarrow \frac{20}{340} = 0{,}058 > 0{,}044 \Longrightarrow$ **Condition vérifiée.**
- $\frac{h}{L} > \frac{M_t}{15 \times M_0} \Longrightarrow \frac{20}{340} = 0{,}058 > 0{,}046 \Longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

$$M_0 = \frac{q_s \times L^2}{8} = \frac{4{,}55 \times 3{,}40^2}{8} = 6{,}957 \text{KN.m}$$

$$\frac{M_t}{15 \times M_0} = \frac{4{,}15}{15 \times 6{,}957} = 0{,}039$$

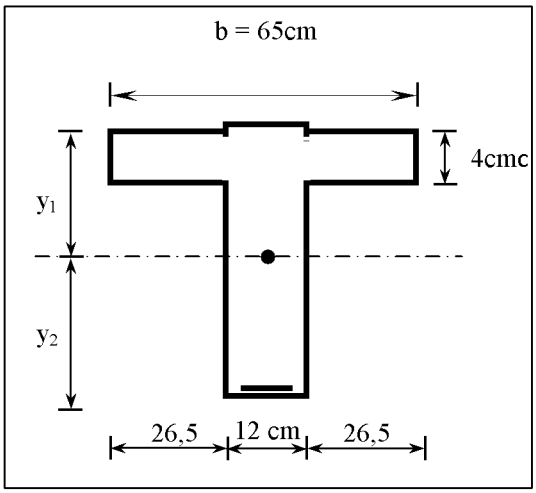
- $\frac{A}{b_0 \times d} < \frac{3.6}{fe} \Longrightarrow \frac{3{,}39}{12 \times 18} = 0{,}015 > \frac{3{,}6}{400} = 0{,}009 \Longrightarrow$ **Condition non vérifiée**

Avec :

h : hauteur totale du plancher.
L : portée libre de la poutrelle.
M_t : moment fléchissant max en travée.
M_0: moment fléchissant max en travée de la poutrelle considérée isostatique.
b_0: largeur de la poutrelle.
f_e : limite élastique des armatures tendues.
A: section d'armatures tendues.

Puisque la deuxième et la troisième condition ne sont pas vérifiées, alors on doit calculer la flèche.

- ***Calcul de la flèche : (BAEL 91/ Art B.6.5, 2)***



Pour L ≤5m $\Longrightarrow$ $\bar{f} = \frac{L}{500}$

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

Avec $\bar{f}$: La flèche admissible.

On a : L = 3,55 m< 5m. $\Longrightarrow$ $\bar{f} = \frac{340}{500} = 0{,}68\text{cm}$.

On doit vérifier la formule suivante :

$$f_v = \frac{M_t^S \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

E_v: Module de déformation différée $E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818{,}86$ MPa

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

L : Longueur de la poutre considérée. L= 3,40 m.

M_t^S: Moment de service maximal en travée. M_t^S =4,15 MPa.

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

Avec I_0 : moment d'inertie totale de la section homogène.

$$I_0 = \frac{b_0}{3} \times \left(y_1^3 + y_2^3\right) + \left(b - b_0\right) \times \frac{h_0^3}{12} + \left(b - b_0\right) \times h_0 \times \left(y_1 - \frac{h_0}{2}\right)^2 + 15 \times A_t \times \left(y_2 - c\right)^2$$

$$\mu = \max\left(1 - \frac{1{,}75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} \; ; \; 0\right)$$

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

ρ **:** Le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure.

Calcul des paramètres :

Position de l'axe neutre : $y_1 = \frac{S_{x\dot{x}}}{B_0}$

Avec : $S_{x\dot{x}}$ est le moment statique de la section homogène.

B_0 Surface de la section homogénéisée.

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

$$S_{x\dot{x}} = 12 \times 20 \times \frac{20}{2} + (65 - 12) \times 4 \times \frac{4}{2} + (15 \times 3{,}39 \times 18) = 3739{,}3 \text{ cm}^2$$

$$\boldsymbol{S_{x\dot{x}} = 3739{,}3 \text{ cm}^2}$$

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

$$B_0 = (12 \times 20) + (65 - 12) \times 4 + (15 \times 3{,}39) = 502{,}85 \, cm^2$$

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

Donc :

$y_1 = \frac{S_{x\dot{x}}}{B_0} = \frac{3739{,}3}{502{,}85} =$ 7,44cm $\boldsymbol{y_1 = 7{,}44 \text{ cm}}$ $\Longrightarrow$

$$y_2 = h - y_1 = 20 - 7{,}44 = 12{,}56 \, cm \Longrightarrow \boldsymbol{y_2 = 12{,}56 \text{ cm}}$$

$$I_0 = \frac{12}{3}\times\left(7{,}44^3 + 12{,}56^3\right) + (65-12)\times\frac{4^3}{12} + (65-12)\times 4\times\left(7{,}44-\frac{4}{2}\right)^2 + 15\times 3{,}39\times(12{,}56-2)^2$$

I_0 = 21799,84 cm^4

Calcul des coefficients λ_v et μ :

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0\times d} = \frac{3{,}39}{12\times 18} = 0{,}016 \Longrightarrow \rho = 0{,}016 \Longrightarrow \beta = 0{,}978$$

$$\lambda_V = \frac{0{,}02\times 2{,}1}{\left(2+\frac{3\times 12}{65}\right)\times 0{,}016} = 1{,}03 \Longrightarrow \lambda_V = 1{,}03$$

$$\sigma_S = \frac{M_t^S}{\beta\ d\ A_t} = \frac{4{,}15\times 10^3}{0{,}978\times 18\times 3{,}39} = 69{,}54 \text{ MPa.}$$

$$\mu = \max\left(1-\frac{1{,}75\times\ 2{,}1}{4\times 0{,}016\times 69{,}54+2{,}1}\ ;\ 0\right) = 0{,}43$$

$$I_{fv} = \frac{1{,}1\times 21799{,}84}{1+0{,}39\times 1{,}03} = 17107{,}67 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{M_t^s\times L^2}{10\times E_v\times I_{fv}} = \frac{4{,}15\times 10^6\times(3400)^2}{10\times 10818{,}86\times 17107{,}67\times 10^4} = 2{,}59mm$$

$f = 2{,}59mm < \overline{f} = 8{,}6mm \Longrightarrow$ **La flèche est vérifiée.**

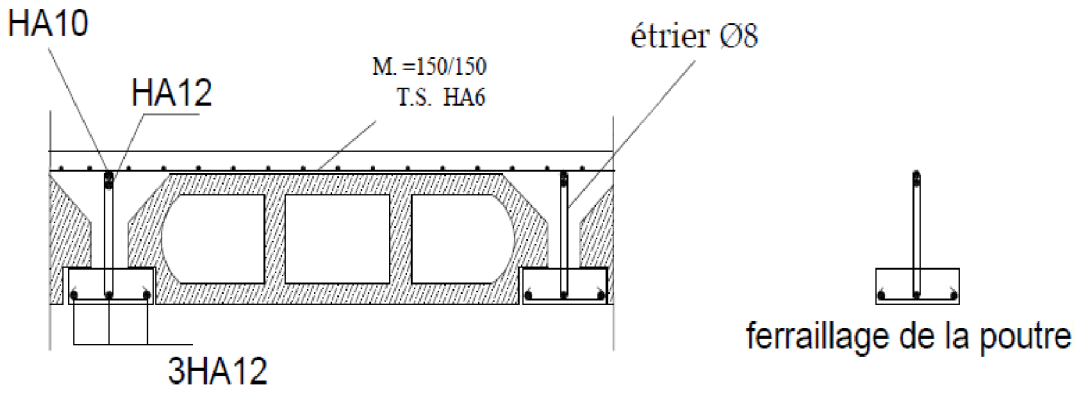


Fig. III.2.17 : Plan de ferraillage du plancher.

III.2.5) Plancher à usage commercial :

➢ **Choix de la méthode de calcul :**

Les efforts internes sont déterminés selon le type de planchers à l'aide des méthodes usuelles suivantes :

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

▪ **Méthode forfaitaire :**

III.2.5.1)Les conditions d'application ::(Art B.6.2, 210 BAEL91)

➢ la valeur de la charge d'exploitation des constructions courantes doit être égale au plus à deux fois la charge permanente ou 5KN/m2.

Charges d'exploitations Q = 3,5 KN/m²
Charges permanentes G = 5,50KN/m²
G : charge permanente d'étage courant.

$Q < 2G$ on a $Q=3,5KN/m^2 < 2G=11KN/m^2$.
$Q \leq 5KN$ $Q=3,5KN/m^2 \leq 5KN/m^2$. ⟹ **Condition vérifiée.**

➢ Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées considérées. ⟹ **Condition vérifiée.**

➢ la fissuration est considérée comme non préjudiciable à la tenue du béton armé ainsi qu'à ces revêtements. ⟹ **Condition vérifiée.**

➢ les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.
$0,8 \leq Li / Li+1 \leq 1,25$

$L_1/L_2 = 3,40/3,40 = 1$
$L_2/L_3 = 3,40/3,20 = 1,06$
$L_3/L_4 = 3,20/3,20 = 1$
$L_4/L_5 = 3,20/3,40 = 0,94$
$L_5/L_6 = 3,40/3,40 = 1$
⟹ **Condition vérifiée.**

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

III.2.5.2) Application de la méthode :

- **A l'ELU :**

$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 0,65 = [(1,35 \times 5,50) + (1,5 \times 3,5)] \times 0,65 = 8,23$ KN/ml

⟹ **$q_u = 8,23$ KN/ml**

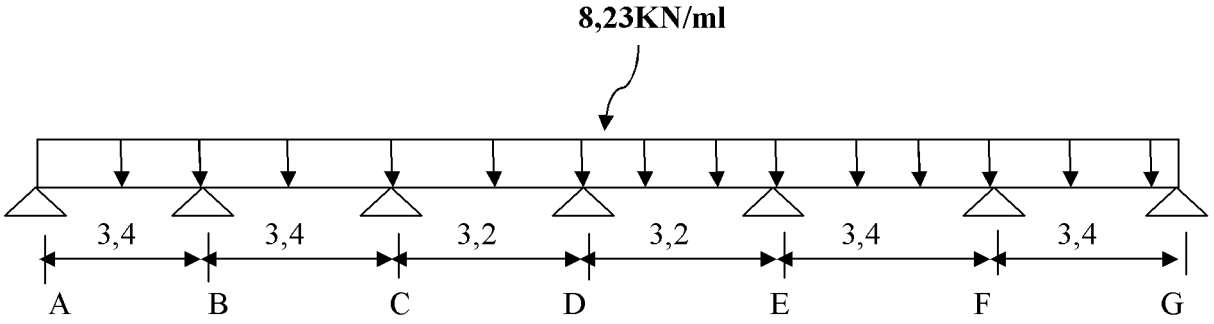


Fig. III.2.18 : Schéma statique de la poutrelle

- **Calcul du rapport de charge α :**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{3,5}{3,5+5,50} = 0,38 \qquad \text{avec : } 0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3}$$

Nous aurons besoin pour nos calculs des valeurs suivantes :

$$1 + 0,3\alpha = 1,114$$

$$\frac{1,2+0,3\alpha}{2} = 0,657$$

$$\frac{1+0,3\alpha}{2} = 0,557$$

- **Calcul des moments isostatiques :**

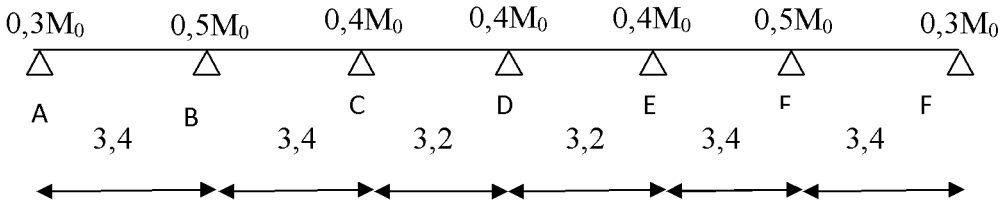


Fig. III.2.19 : Moments statiques aux appuis de la poutrelle.

$M_{0AB} = \frac{q_u}{8} l^2 = \frac{8,23 \times 3,40^2}{8} = 11,90$ KN.m

$M_{0BC} = \frac{q_u}{8} l^2 = \frac{8,23 \times 3,40^2}{8} = 11,90$ KN.m

$M_{0CD} = \frac{q_u}{8} l^2 = \frac{8,23 \times 3,20^2}{8} = 10,53$ KN.m

$M_{0DE} = \frac{q_u}{8} l^2 = \frac{8,23 \times 3,20^2}{8} = 10,53$ KN.m

$M_{0EF} = \frac{q_u}{8} l^2 = \frac{8,23 \times 3,40^2}{8} = 11,90$ KN.m

$M_{0FG} = \frac{q_u}{8} l^2 = \frac{8,23 \times 3,40^2}{8} = 11,90$ KN.m

- **Calcul des moments sur appuis :**

$M_A = 0,3\ M_{0AB} = 0,3 \times 11,90 = 3,57$ KN.m

$M_B = 0,5\ M_{0AB} = 0,5 \times 11,90 = 5,95$ KN.m

$M_C = 0,4\ M_{0BC} = 0,4 \times 11,90 = 4,76$ KN.m

$M_D = 0,4\ M_{0DE} = 0,4 \times 10,53 = 4,21$ KN.m

$M_E = 0,4\ M_{0EF} = 0,4 \times 11,90 = 4,76$ KN.m

$M_F = 0,4\ M_{0EF} = 0,5 \times 11,90 = 5,95$ KN.m

$M_G = 0,4\ M_{0EF} = 0,3 \times 11,90 = 3,57$ KN.m

- **Calcul des moments en travées :**

Travée de rive :

$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq (1+0,3\alpha)M_0$ avec : $(1+0,3\alpha)\ M_0 \geq 1,05\ M_0$

$M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0$

Travée intermédiaire :

$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq (1+0,3\alpha)M_0$ avec : $(1+0,3\alpha)\ M_0 \geq 1,05\ M_0$.

$M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0$

- **Calcul des efforts tranchants :**

$T(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$ avec : M_{i+1} et M_i en valeurs algébriques.

T(x) : effort tranchant dans la section d'abscisse x.

$\theta(x) = \frac{q_u L_i}{2}$: Effort tranchant isostatique.

Pour : X = *i* $T_i = \frac{q_u L_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$

Pour : X = *i*+1 $T_{i+1} = -\frac{q_u L_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$

Tableau III.2.5 : Les résultats sont donnés sous forme de tableau :

Travée	M_0(KN.m)	M_w(KN.m)	M_e(KN.m)	M_t(KN.m)	T_w(KN)	T_e(KN)
A-B	11,99	3,57	5,95	7,82	13,28	-14,70
B-C	11,90	5,95	4.76	6,53	14.34	-13.64
C-D	10,53	4,76	4,21	5.86	13,34	-12.99
D-E	10,53	4,21	4,76	5,86	12,99	-13,34
E-F	11,90	4,76	5,95	6,63	13,64	-14,34
F-G	11,90	5,95	3,57	7,82	14,69	-13,29

Diagrammes des efforts internes à l'ELU :

- **Moments fléchissant :**

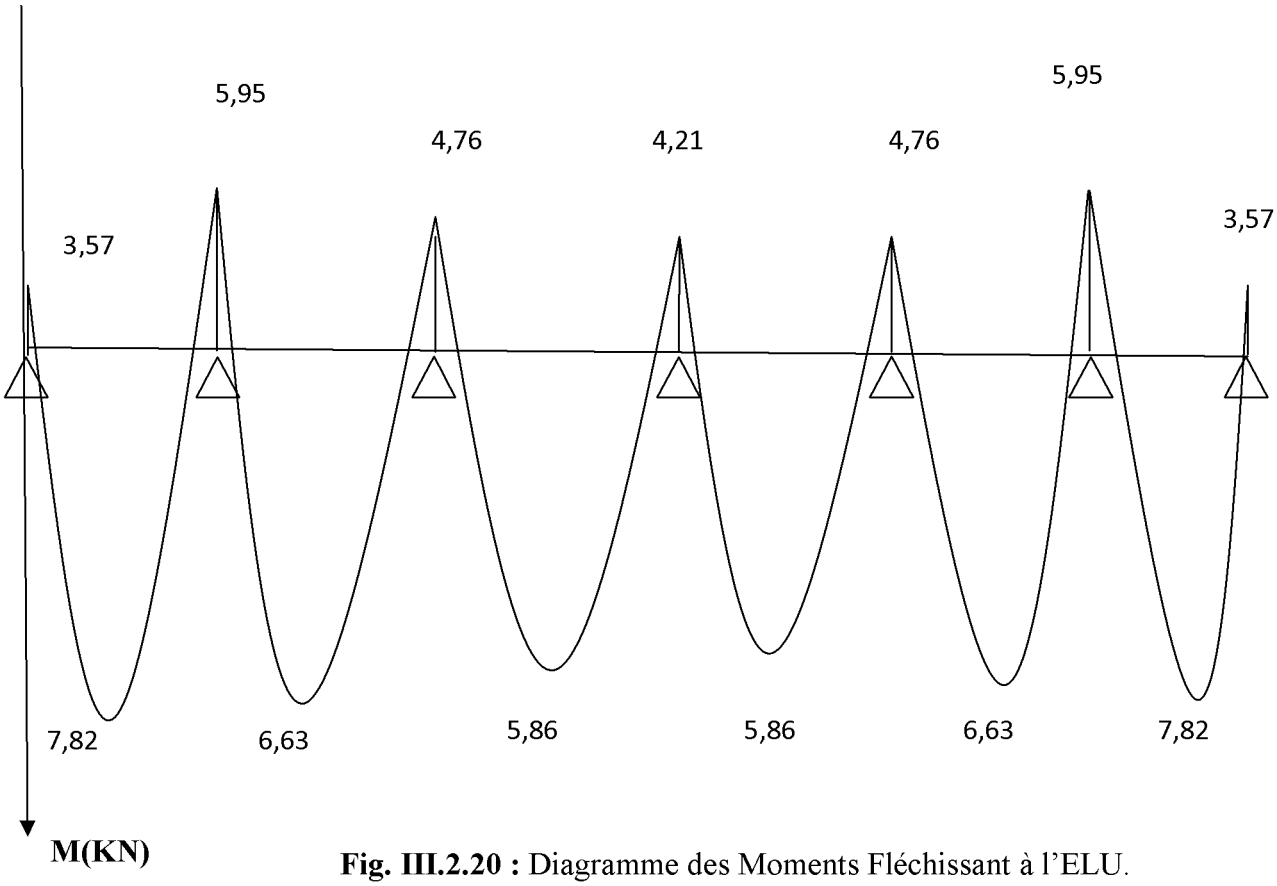


Fig. III.2.20 : Diagramme des Moments Fléchissant à l'ELU.

- **Efforts tranchant :**

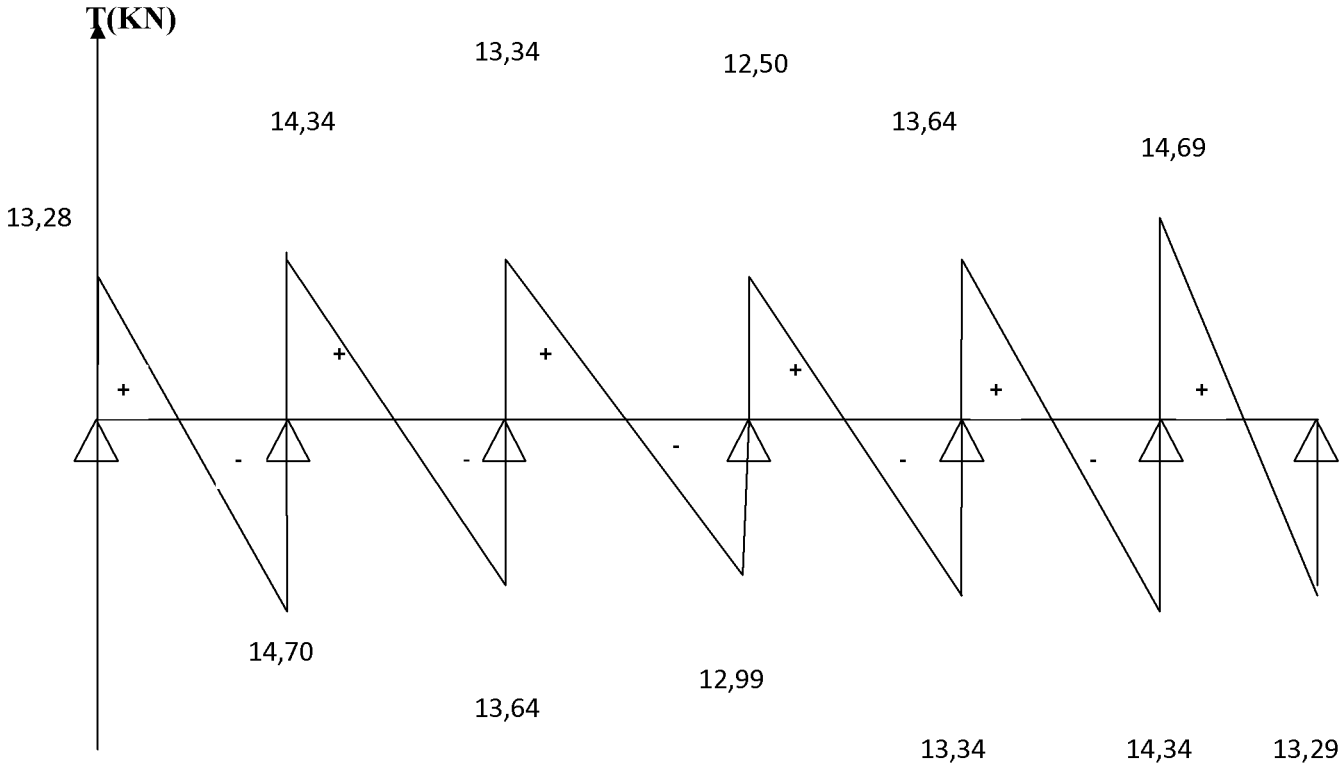


Fig. III.2.20 : Diagramme des efforts Tranchants à l'ELU.

III.2.5.3 Calcul des armatures à l'ELU :

Le ferraillage se fera en considérant le moment maximal :

- En travée : M_t^{max}= 7,82 KN.m
- Sur appuis : M_a^{max}= 5,95 KN.m

a) Armatures longitudinales :

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

b = 65cm (largeur de la table de compression).
h = 20 cm (hauteur total de plancher).
b_0 = 12cm (largeur de la nervure).

h_0 = 4cm (épaisseur de la table de compression).
c = 2cm (enrobage des armatures inférieures).
d = 18cm (distance du centre de gravité des armatures inférieurs jusqu'à la fibre la plus comprimée).

En travée : (M_t^{max} = *7,82 KN.m*)

Le moment équilibré par la table de compression :

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

$M_0 = 0{,}65 \times 0{,}04 \times (0{,}18 - \frac{0{,}04}{2}) \times 14{,}2 \times 10^3 = 59{,}072$ KN.m

M_0 = 59,072 KN.m

M_t^{max}= 7.82 KN.m < M_0 = 59,072 KN.m ⟹ L'axe neutre se trouve dans la table de compression donc le calcul se fera pour une section rectangulaire (b=65 cm, h= 20 cm).

$$\mu = \frac{M_t^{max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{7.82 \times 10^6}{650 * 180^2 * 14.2} = 0{,}026$$

μ = 0,026<μ_l= 0,392 ⟹ S.S.A

μ = 0,026 ⟹ β = 0,987

$$A_{st} = \frac{M_t^{max}}{\beta \times d \times (\frac{fe}{\gamma_s})} = \frac{7{,}82 \times 10^5}{0.987 \times 18 \times 348 \times 10^2} = 1.26 \text{ cm}^2.$$

On adopte : **A_{st} = 3HA12 = 3,39 cm²**

Sur appuis : (M_a^{max} = *5,95KN.m*)

Aux appuis, la table étant entièrement tendu, le calcul se fera pour une section rectangulaire (b_0=12cm, h=20cm)

$$\mu = \frac{M_a^{max}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{5{,}95 \times 10^6}{120 \times 180^2 \times 14.2} = 0{,}107$$

μ = 0,107<μ_l= 0,392 $\Longrightarrow$ S.S.A

μ = 0.107 $\Longrightarrow$ β = 0,9435

$A_a = \frac{M_a^{max}}{\beta \times d \times (\frac{fe}{\gamma_s})} = \frac{5{,}95 \times 10^5}{0{,}9435 \times 18 \times 348 \times 10^2}$= 1.00 cm^2.

On adopte : **A_a = 1HA 10+ 1HA12= 1,91 cm^2.**

b) Armatures transversales :(Art A.7.2.2/BAEL 91)

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par :

$$\emptyset_t \leq min\left\{\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \emptyset_l^{max}\right\} = \min\left\{\frac{20}{35}, \frac{12}{10}, 1.2\right\} = 0.57\text{cm}$$

$\emptyset_l^{max}$: Diamètre maximal des armatures longitudinales = 1,2cm.

Les armatures transversales seront réalisées par étriers de Ø8 avec **A_t=2HA8= 1,00cm^2.**

Espacement des armatures (BAEL91/Art A.5.1,22) :

$S_t \leq \min\{0.9d, 40cm\} = \min\{16.2, 40cm\} = 16.2\text{cm}$

Soit :**S_t=15 cm.**

La section d'armatures transversales doit vérifier la condition suivante : $\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0.4MPa$

$\frac{1.00 \times 400}{12 \times 15} = 2.22 > 0.4MPa$ $\Longrightarrow$ **condition vérifiée.**

III.2.5.4) Vérifications à l'ELU :

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

En travée :

A_{min}= 0,23 b d $\frac{f_{t28}}{fe}$ = 0.23 × 65 ×18×$\frac{2{,}1}{400}$ = 1,413 cm^2.

A_{st}= 3,39cm^2> A_{min}=1,413 cm^2 $\Longrightarrow$ **condition vérifiée.**

Sur appuis :

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

A_a = 1,91 cm^2> A_{min}= 0.26 cm^2 ⟹ **condition vérifiée.**

b) Vérification de la contrainte tangentielle : (BAEL 91/Art A.5.1,211).

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u = min\left\{0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa\right\}$

Avec : T_u : effort tranchant maximal T_u = *14.69* KN.

$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} = \frac{14.69 \times 10^3}{120 \times 180}$=0,68 MPa

$\bar{\tau}_u = min\left\{0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa\right\}$= min{$3.33MPa, 5MPa$}=3,33MPa.

$\tau_u = 0{,}69\ MPa < \bar{\tau}_u = 3{,}33\ MPa.$ ⟹ **Condition vérifiée.**

c) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entrainement : (BAEL 91/A.6.1,3).

On doit vérifier la condition suivante : $\boldsymbol{\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}}$.

$\boldsymbol{\tau_{se}} = \frac{T_u}{0{,}9\, d \sum u_i} = \frac{14.69 \times 10^3}{0{,}9 \times 180 \times 69{,}08}$= 1.31 MPa.

Avec : T_u : effort tranchant maximal T_u = 14.69 KN.

$\sum u_i$: Somme des périmètres utiles des armatures d'appuis.

$\sum u_i$= n × π × Ø = 1 × 3,14 × 10 + 1 × 3,14 × 12 = 69,08 mm

$\boldsymbol{\bar{\tau}_{se}}$=$\Psi_s \times f_{t28}$= 1,5 × 2,1 = 3,15 MPa avec :Ψ_s = 1,5 pour les aciers HA.

$\boldsymbol{\tau_{se}}$= 1,33 MPa < $\boldsymbol{\bar{\tau}_{se}}$= 3,15MPa ⟹ **condition vérifiée.**

Pas de risque d'entrainement des barres longitudinales.

d) Ancrage des barres : (BAEL 91/Art A.6.1, 23)

Longueur de scellement droit :

$$L_S = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ cm.}$$

avec : $\tau_s = 0,6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835$ MPa.

La longueur d'ancrage mesurée hors crochets: $L_C = 0,4\ L_S$

$L_C = 0,4 \times 42,33 = 16,93$ cm.

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

- **Sur le béton :**

On doit vérifier que :

$$T_u^{max} < \frac{0,4 f_{c28}}{\gamma_b} \times 0,9 \times d \times b_0 = 0,4 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} \times 0,9 \times 0,18 \times 0,12 = 129,6 \text{ KN.}$$

On a : $T_u^{max} = 14.69$ KN $< 129,6$ KN $\Longrightarrow$ **condition vérifiée.**

- **Sur l'acier :**

On doit vérifier que : $A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e}\left(T_u^{max} - \frac{M_a}{0,9 \times d}\right)$

$A_a = 1,91 \text{cm}^2$

$$\frac{\gamma_s}{f_e}\left(T_u^{max} - \frac{M_a}{0,9 \times d}\right) = \frac{1,15}{400}\left(14.69 \times 10^3 - \frac{5,95 \times 10^6}{0,9 \times 180}\right) = -63,36 \text{mm}^2 = -0.633 \text{ cm}^2$$

$A_a = 1,91 \text{ cm}^2 > -0,633 \text{ cm}^2 \Longrightarrow$ **condition vérifiée.**

III.2.5.5) Calcul à l'ELS :

Lorsque la charge est la même sur toute les travées, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le coefficient $\frac{q_s}{q_u}$, ce qui est le cas pour les poutrelles.

$$q_s = (G + Q) \times 0,65 = (5,50 + 3,5) \times 0,65 = 5.85 \text{ KN/ml.}$$

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{5.85}{8.23} = 0,71$$

Tableau III.2.6: Les résultats sont donnés ci-dessous sous forme de tableau :

Travée	M_0(KN.m)	M_w(KN.m)	M_e(KN.m)	M_t(KN.m)	T_w(KN)	T_e(KN)
A-B	8,45	2 ,53	4.22	5,55	10,94	-8,95
B-C	8,45	4.22	3,38	4,70	11,69	-8,20
C-D	7,48	3,38	2.99	4,16	11,36	-7,36
D-E	7,48	2.99	3,38	4,16	11,12	-7,60
E-F	8,45	3,38	4,22	4,70	11,19	-8,70
F-G	8,45	4,22	2.53	5,55	11.94	-7,95

Diagrammes des efforts internes à l'ELS :

- **Moments fléchissant :**

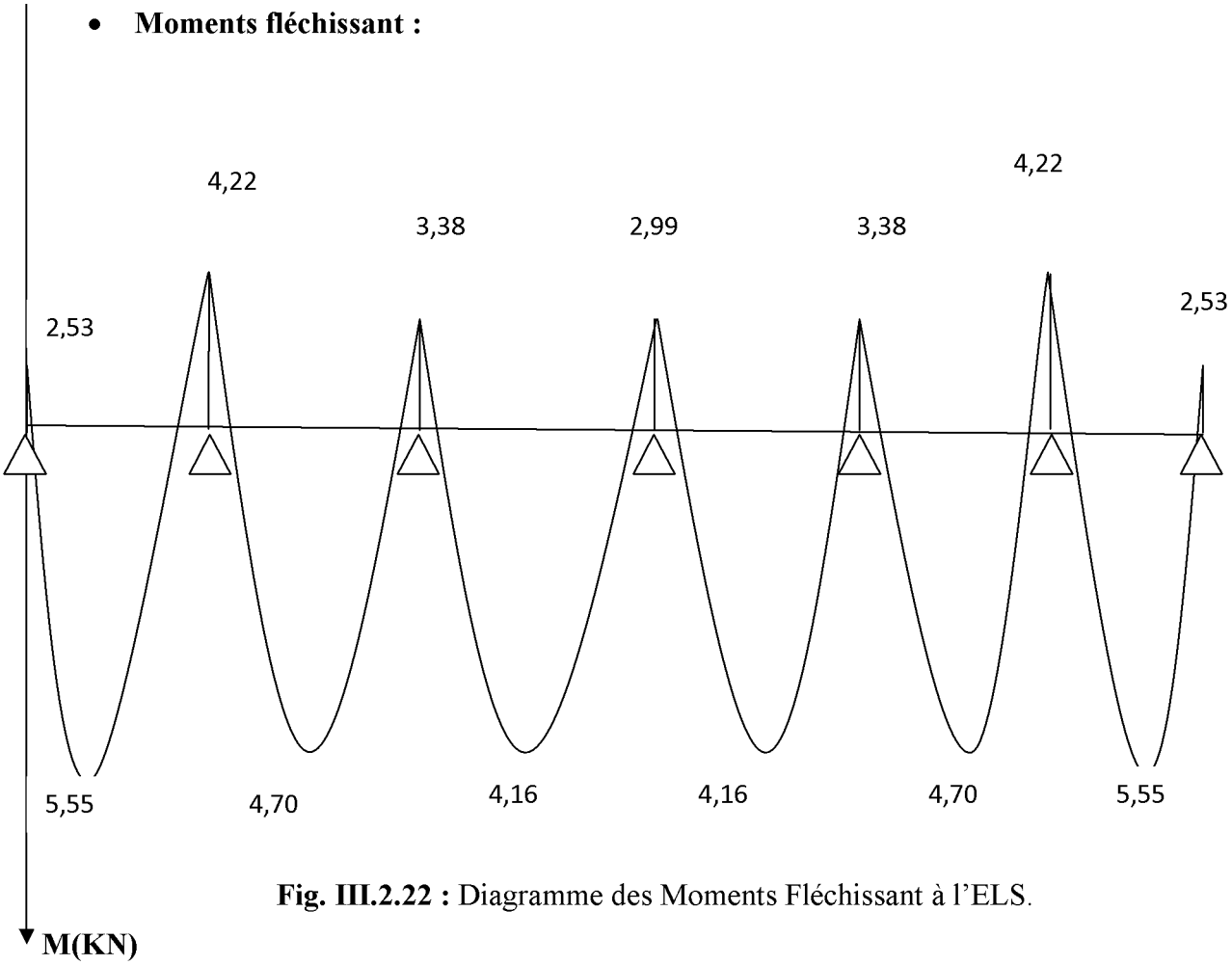


Fig. III.2.22 : Diagramme des Moments Fléchissant à l'ELS.

- **Efforts tranchant :**

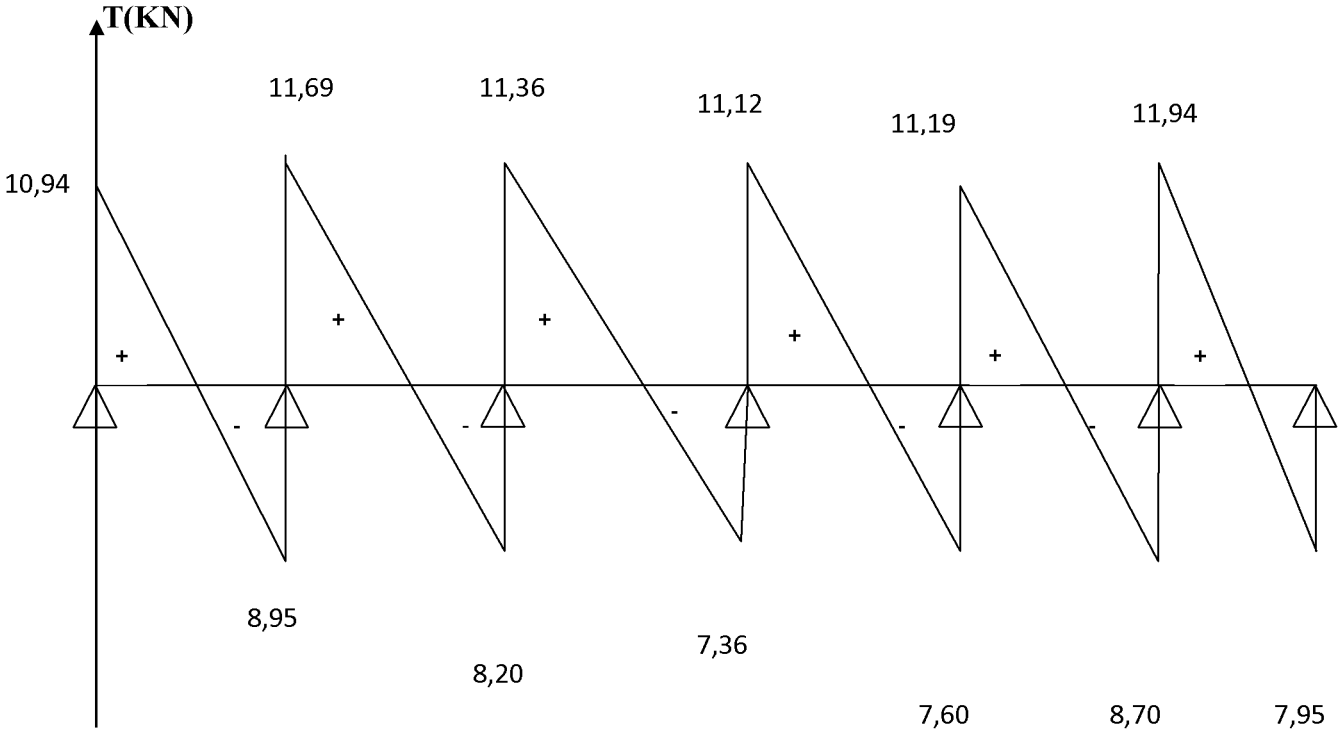


Fig. III.2.23 : Diagramme des efforts Tranchants à l'ELS.

III.2.5.6) Vérifications à l'ELS :

a) Etat limite d'ouverture des fissures : (BAEL91/Art A.4.5, 3)

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

b) Etat limite de résistance à la compression du béton : (BAEL91/Art A.4.5, 2)

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

$\sigma_{bc}=\frac{\sigma_s}{K_1}$ avec : $\sigma_s=\frac{M_s}{\beta_1 d\, A_s}$

En travée : A_{st} = 3,39 cm²

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_0\, d} = \frac{100 \times 3{,}39}{12 \times 18} = 1{,}56 \Longrightarrow \beta_1 = 0{,}837 \Longrightarrow K_1 = 15{,}67$$

$$\sigma_s = \frac{M_s^t}{\beta_1 d\, A_{st}} = \frac{5.55 \times 10^6}{0{,}837 \times 180 \times 339} = 108{,}66 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{108{,}66}{15{,}67} = 6{,}93 \text{ MPa.}$$

$\sigma_{bc} = 6{,}27$ MPa $\leq \bar{\sigma}_{bc} = 15$ MPa $\Longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

Sur appuis :A_a = 1,91 cm²

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b_0\, d} = \frac{100 \times 1{,}91}{12 \times 18} = 0{,}883 \Longrightarrow \beta_1 = 0{,}867 \Longrightarrow K_1 = 22{,}59$$

$$\sigma_s = \frac{M_s^a}{\beta_1 d\, A_a} = \frac{4.22 \times 10^6}{0{,}867 \times 180 \times 191} = 141{,}57 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{141{,}57}{22{,}59} = 6{,}26 \text{MPa}$$

$\sigma_{bc} = 6.26$ MPa $\leq \bar{\sigma}_{bc} = 15$ MPa $\Longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

c) Etat limite de déformation : (BAEL91/Art B.6.8, 424)

D'après le BAEL 91, lorsqu'on prévoit des étais intermédiaires, on peut cependant se dispenser de justifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

- $\frac{h}{L} > \frac{1}{22{,}5} \Longrightarrow \frac{20}{340} = 0{,}058 > 0{,}044 \Longrightarrow$ **Condition vérifiée.**
- $\frac{h}{L} > \frac{M_t}{15 \times M_0} \Longrightarrow \frac{20}{340} = 0{,}058 > 0{,}046 \Longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

$$M_0 = \frac{q_s \times L^2}{8} = \frac{5.85 \times 3{,}40^2}{8} = 8{,}45 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_t}{15 \times M_0} = \frac{5{,}55}{15 \times 8{,}45} = 0{,}043$$

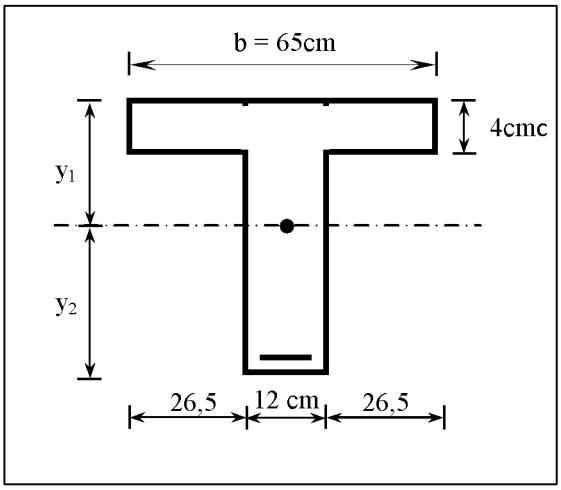
- $\frac{A}{b_0 \times d} < \frac{3.6}{f_e} \Longrightarrow \frac{3{,}39}{12 \times 18} = 0{,}015 > \frac{3{,}6}{400} = 0{,}009 \Longrightarrow$ **Condition non vérifiée**

Avec :

h : hauteur totale du plancher.
L : portée libre de la poutrelle
M_t : moment fléchissant max en travée.
M_0: moment fléchissant max en travée de la poutrelle considérée isostatique.
b_0: largeur de la poutrelle.
f_e : limite élastique des armatures tendues.
A: section d'armatures tendues.

Puisque la deuxième et la troisième condition ne sont pas vérifiées, alors on doit calculer la flèche.

❖ ***Calcul de la flèche : (BAEL 91/ Art B.6.5, 2)***



Pour L ≤5m $\Longrightarrow \quad \bar{f} = \frac{L}{500}$

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

Avec $\bar{f}$: La flèche admissible.

On a : L = 3,55 m< 5m. $\Longrightarrow \quad \bar{f} = \frac{340}{500} =$ 0,68 cm.

On doit vérifier la formule suivante :

$$f_v = \frac{M_t^S \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

E_v: Module de déformation différée $E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} =$ 10818,86 MPa

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

L : Longueur de la poutre considérée. L= 3,40 m.

M_t^S: Moment de service maximal en travée. M_t^S =5,55 MPa.

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

Avec I_0 : moment d'inertie totale de la section homogène.

$$I_0 = \frac{b_0}{3} \times \left(y_1^3 + y_2^3\right) + (b - b_0) \times \frac{h_0^3}{12} + (b - b_0) \times h_0 \times \left(y_1 - \frac{h_0}{2}\right)^2 + 15 \times A_t \times (y_2 - c)^2$$

$$\mu = \max\left(1 - \frac{1{,}75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} \; ; \; 0\right)$$

$$\lambda_V = \frac{0{,}02 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \times b_0}{b}\right) \times \rho}$$

ρ **:** Le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure.

❖ ***Calcul des paramètres :***

Position de l'axe neutre : $y_1 = \frac{S_{x\dot{x}}}{B_0}$

Avec : $S_{x\dot{x}}$ est le moment statique de la section homogène.

B_0 Surface de la section homogénéisée.

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

$$S_{x\dot{x}} = 12 \times 20 \times \frac{20}{2} + (65 - 12) \times 4 \times \frac{4}{2} + (15 \times 3{,}39 \times 18) = 3739{,}3 \text{ cm}^2$$

$$\boldsymbol{S_{x\dot{x}} = 3739{,}3 \text{ cm}^2}$$

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

$$B_0 = (12 \times 20) + (65 - 12) \times 4 + (15 \times 3{,}39) = 502{,}85 \, cm^2$$

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

Donc :

$y_1 = \frac{S_{x\dot{x}}}{B_0} = \frac{3739{,}3}{502{,}85} =$ 7,44cm $\boldsymbol{y_1 = 7{,}44 \text{ cm}}$ $\Longrightarrow$

$$y_2 = h - y_1 = 20 - 7{,}44 = 12{,}56 \, cm \Longrightarrow \boldsymbol{y_2 = 12{,}56 \text{ cm}}$$

$$I_0 = \frac{12}{3}\times\left(7{,}44^3 + 12{,}56^3\right) + (65-12)\times\frac{4^3}{12} + (65-12)\times 4\times\left(7{,}44-\frac{4}{2}\right)^2 + 15\times 3{,}39\times(12{,}56-2)^2$$

I_0 = 21799,84 cm^4

Calcul des coefficients λ_v et μ :

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0\times d} = \frac{3{,}39}{12\times 18} = 0{,}016 \quad \Longrightarrow \quad \rho = 0{,}016 \quad \Longrightarrow \quad \beta = 0{,}978$$

$$\lambda_V = \frac{0{,}02\times 2{,}1}{\left(2+\frac{3\times 12}{65}\right)\times 0{,}016} = 1{,}03 \quad \Longrightarrow \quad \lambda_V = 1{,}03$$

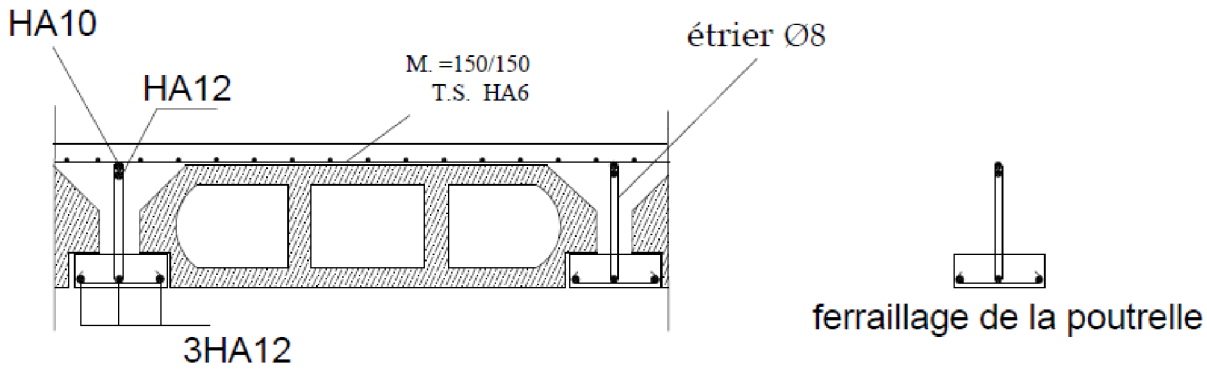
$$\sigma_S = \frac{M_t^S}{\beta\, d\, A_t} = \frac{5{,}55\times 10^3}{0{,}978\times 18\times 3{,}39} = 92{,}99 \text{ MPa.}$$

$$\mu = \max\left(1-\frac{1{,}75\times 2{,}1}{4\times 0{,}016\times 92{,}99+2{,}1}\ ;\ 0\right) = 0{,}45$$

$$I_{fv} = \frac{1{,}1\times 21799{,}84}{1+0{,}45\times 1{,}03} = 16385{,}26 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{M_t^s\times L^2}{10\times E_v\times I_{fv}} = \frac{5{,}55\times 10^6\times(3400)^2}{10\times 10818{,}86\times 16385.26\times 10^4} = 3{,}61mm$$

$$f = 3{,}10mm < \bar{f} = 8{,}6mm \quad \Longrightarrow \quad \textbf{La flèche est vérifiée.}$$



Plancher E.Courant

Fig. III.2.24 : Plan de ferraillage du plancher.

III.3) L'escalier :

Introduction :

L'escalier est un ouvrage qui permet de passer d'un niveau à un autre d'une construction. Notre bâtiment comporte une cage d'escaliers et qui est constituée de 2 volées.

Les escaliers que comporte notre ouvrage sont réalisés en béton armé et coulés sur place.

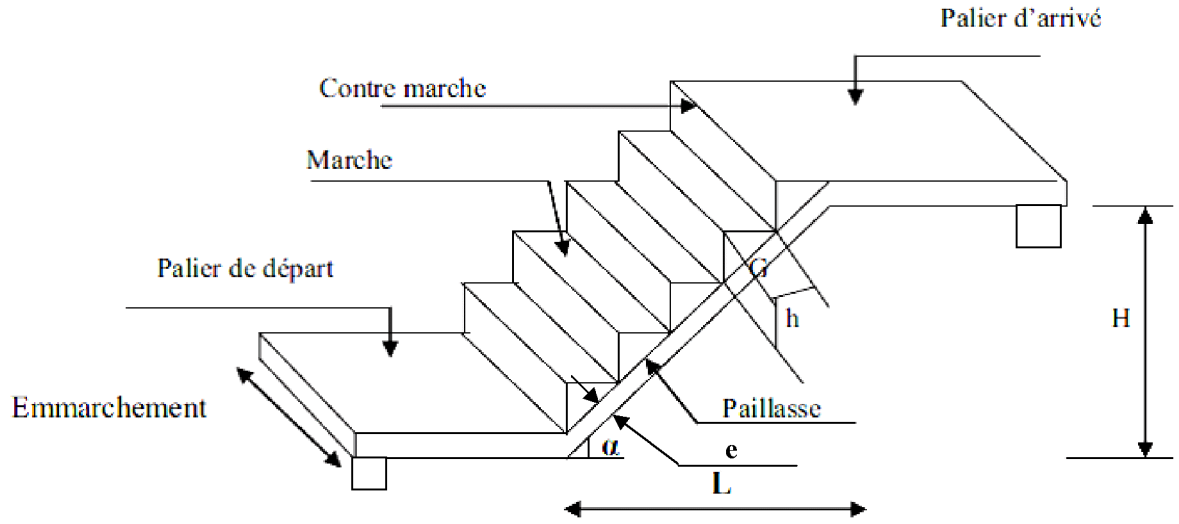


Fig. III.3.1 : schéma des escaliers

G: largeur de la marche (giron).
h : hauteur de la contre marche.
e : épaisseur de la paillasse et de palier.
H : hauteur de la volée.
L : longueur linéaire de la paillasse et celle du palier.
- La marche : est la partie horizontale qui reçoit la charge verticale ; sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie…etc.
- La contre marche : est la partie verticale entre deux marches.
- Une volée : est l'ensemble des marches comprises entre deux paliers consécutifs.
- Un palier : est la plate-forme constituant un lieu de repos entre deux volées intermédiaires.
- L'emmarchement (E) : représente la longueur de la marche.
- La paillasse : est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contre marches.

III.3.1) Calcul de l'escalier :

III.3.1.1. Pré-dimensionnement :

Le dimensionnement des marches et des contre marches sera déterminé à l'aide de la formule de BLONDEL.

Pour avoir un escalier confortable, on cherche à réaliser ces conditions :

$$\begin{cases} \mathbf{59 \leq\ g+2h \leq 66cm} \\ \mathbf{14 \leq\ h \leq\ 20\ cm} \end{cases}$$

Le nombre de contre marches (n) est égal à : $n = \frac{Ht}{h}$

Le nombre de girons est pris alors : $m = n - 1$.

Application :

1 s /sol (commercial) :

H_t = 289cm

Soit : h = 17cm

n = $\frac{289}{17} = 17$ ⟹ On prend 2 volée avec 10 contres marches et une outre avec 7 Contres marche

.

m = 10-1 = 9

Relation de BLANDEL

$59 \leq g + (2 \times 17) \leq 66$

$25 \leq g \leq 32$

Soit : $\boxed{g = 28cm}$

Vérification de la loi de BLONDEL :

2h+g = 62cm ≤ 66cm =>**condition est vérifiée.**

En habitation habituelle collective l'emmarchement doit être :

Emmarchement≥ 140cm

- **Pré-dimensionnement de la paillasse:**

L'épaisseur de la paillasse est donnée par la formule suivante : $\frac{L}{30} \leq ep \leq \frac{L}{20}$

L : longueur réelle de la paillasse : L = L_1

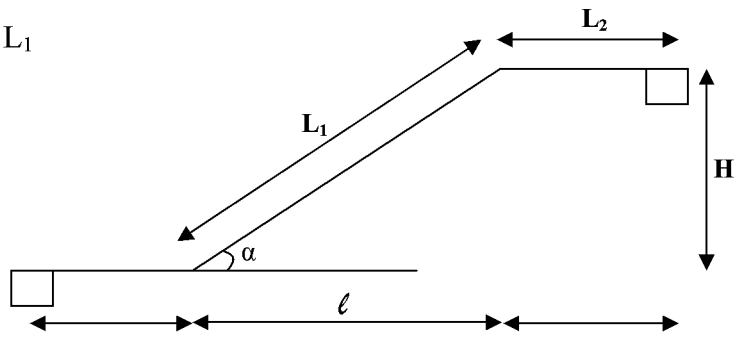


Fig. III.3.2 : Schéma statique d'escalier.

Calcul de L_1 :

On a: $cos\alpha = \frac{l}{L1}$ => $L_1 = \frac{l}{cos\alpha}$

$tg\alpha = \frac{H}{l} = \frac{170}{283} = 0{,}600$

$\Rightarrow$ $\boxed{\alpha = 30{,}99}$

$L_1 = \frac{283}{\cos 30{,}99} = 330$ cm

Donc : **L = 330 cm**

L $11 \leq ep \leq 16{,}5$ est : $\frac{330}{30} \leq ep \leq \frac{330}{20}$ $\Longrightarrow$ $11 \leq ep \leq 16{,}5$

Soit : $\boxed{ep = 15cm}$

Etages courants :

H_t = 289 cm

Soit : h = 17cm

$n = \frac{289}{17} = 17$ $\Longrightarrow$ On prend 2 volée avec 8 contres marches et une outre avec 9 contres marches.

m = 8-1 = 7

Relation de BLONDEL

$59 \leq g + (2 \times 17) \leq 66$

$25 \leq g \leq 32$

Soit : $\boxed{g = 28cm}$

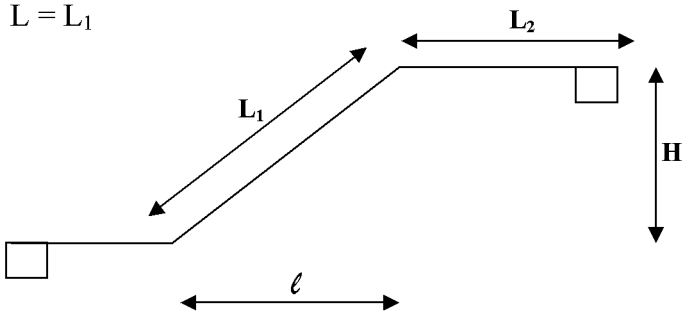
Vérification de la loi de BLONDEL :

2h+g = 62cm ≤ 66cm =>**condition est vérifiée.**

Pré-dimensionnement de la paillasse:

L'épaisseur de la paillasse est donnée par la formule suivante : $\frac{L}{30} \leq ep \leq \frac{L}{20}$

L : longueur réelle du palier et de la paillasse : L = L_1



Calcul de L_1 :

On a: $cos\alpha = \frac{l}{L1}$ => L1 = $\frac{l}{cos\alpha}$

$tg\alpha = \frac{H}{l} = \frac{135}{256} = 0{,}527 \Rightarrow$ $\boxed{\alpha = 27{,}80°}$

Donc: $L_1 = \frac{256}{\cos 27{,}80} = 289{,}41$ cm

D'où : **L = 290cm**

L'épaisseur de la paillasse est : $\frac{290}{30} \leq ep \leq \frac{290}{20} \Longrightarrow \quad 9{,}6 \leq ep \leq 14{,}5$

Soit : $\boxed{\boldsymbol{ep = 15cm}}$

III.3.1.2) Détermination des charges et surcharges :

Les dimensions des marches étant très faibles par rapport à la portée de la paillasse, on pourrait admettre que leur poids est uniformément repartie sur la paillasse, le calcul se fait pour une bande de 1 m de projection horizontale et considérons une partie simplement appuyée en flexion simple.

a)Charges permanentes :

La paillasse:

- Poids propre de la paillasse : $25\ x\ 0{,}15\ x \frac{1}{\cos 30{,}99} = 4{,}37 KN/ml$

-Poids de la marche : $25\ x\ 1\ x\ \frac{0{,}17}{2} = 2.125 KN/ml$

-Mortier de pose : $20\ x\ 0{,}02\ x\ 1 = 0.40 KN/ml$

-Revêtement de carrelage (2 cm) : $22\ x 0{,}02 x 1 = 0{,}44\ KN/ml$

-Lit de sable : $0{,}02\ x\ 18\ x\ 1 = 0{,}36\ KN/ml$

-Poids du garde corps : $0{,}2\ x\ 1 = 0{,}2\ KN/ml$

$G_{paillasse}$ = 7,89 KN/ml

Palier :

- Poids propre du palier : $25\ x\ 0{,}15\ x\ 1 = 3{,}75 KN/ml$

- Poids du revêtement : $0{,}40 + 0{,}44 + 0{,}36 = 1{,}2 \frac{KN}{ml}$

G $_{palier}$ = 4,95 KN/ml

b) Charge d'exploitation :

La surcharge d'exploitation des escaliers donnée par le **DTR B.C.2.2** est : **Q = 2.5 KN/m**

Combinaison des charges et surcharges:

- **E.L.U : 1,35G + 1,5Q**

• **Paillasse:** $1{,}35\ x\ 7{,}89 + 1{,}5\ x\ 2{,}5\ =\ 14{,}40\ KN/ml$

• **Palier:** $1{,}35\ x\ 4{,}95\ + 1{,}5\ x\ 2{,}5\ =\ 10{,}433\ KN/ml.$

- **E.L.S : G + Q**

• **Paillasse:** $7{,}89 + 2{,}5 = 10{,}39\ KN\ /ml.$

• **Palier:** $4{,}95 + 2{,}5 = 7{,}45\ KN/ml.$

Calcul des efforts internes à L'ELU :

Le calcul des réactions se fait avec les lois de la RDM.

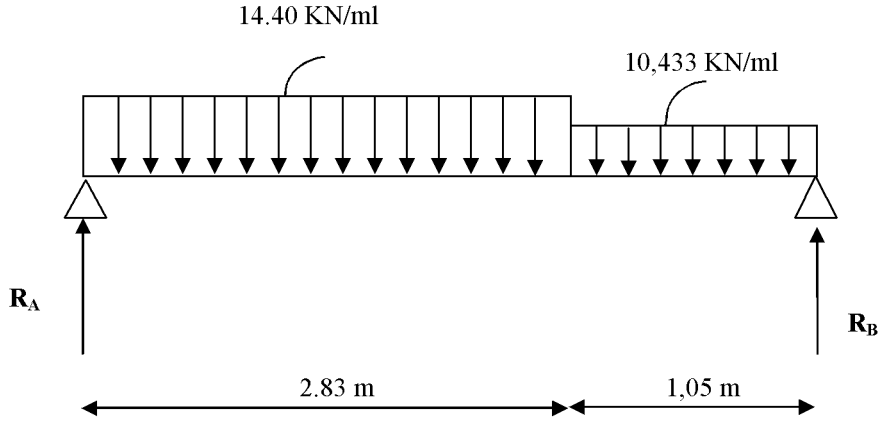


Fig. III.3.3 : diagramme des efforts à l'ELU.

- **Les réactions d'appuis :**

$\sum F/y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (14.40 \times 2.83) + (10,433 \times 1.05)$

$R_A + R_B = 51.706$ KN

$M/A=0 \Rightarrow$

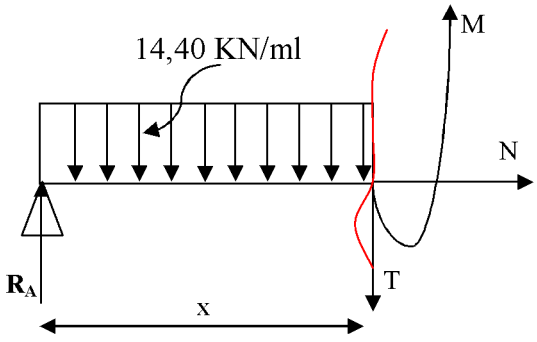
$$(14.40\ x2.83\ x\ 1.415) + (10.433\ x\ 1.05\ x\ 3.355) - Rb\ x\ 3.88 = 0$$

$\mathbf{R_B = 24,33KN}$

$\mathbf{R_A = 27,37\ KN}$

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

➢ **1er tronçon : 0 ≤ x ≤ 2,83 m :**



Efforts tranchants :

$\sum F/y = 0 \Rightarrow T = -14,40\ x + 27,37$

x=0 m ⟹ T(0) = 27,37 KN

x=2,83 m ⟹ T(2,83) = -13,38 KN

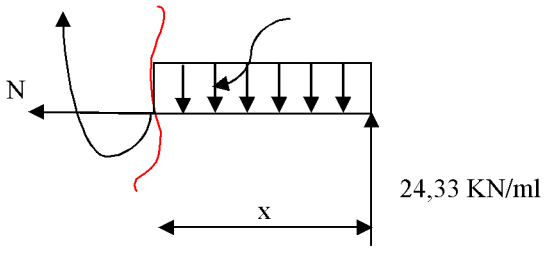
Moments fléchissant :

$\sum M/i = 0 \Rightarrow M = -7.2\ x^2 + 27,37\ x$

x=0 m ⟹ M (0) = 0 KN.m

x=2.83 m ⟹ M(2.83) = 19.79 KN.m

➢ **2eme tronçon : 0 m≤ x ≤ 1,05 m :**



Efforts tranchants :

$\sum F/y = 0 \Rightarrow T=10,433x - 24,33$

x=0 m ⟹ T(0) = -24,33KN

x=1,05m ⟹ T(1,05) = -13.37KN

Moments fléchissant :

$\sum M/i = 0 \Rightarrow M = -5,216\ x^2 + 24,33\ x$

x=0m ⟹ M (0) = 0 KN.m

x=1,05 m ⟹ M(1,05) = 19,79 KN.m

Tableau III.1 : Résumé des efforts internes à L'ELU

Tronçon (m)	*X (m)*	*T (KN)*	*M (KN.m)*
$0 \leq x \leq 2{,}83$	0	27,37	0
	2,83	-13,38	19,79
$0 \leq x \leq 1{,}05$	0	-24,33	0
	1,05	-13,37	19,79

Remarque :

En tenant compte des semi encastrements les moments en travée et en appuis sont affectés des coefficients 0,85 et 0,3 respectivement.

• **Moment en appuis:**

$M_{uap} = (-0{,}3)\ M_u\ max = (-0{,}3) \times 26{,}01 = -7{,}803$ KN.m

• **Moment en travée:**

$M_{utravée} = (0{,}85)\ M_u\ max = (0{,}85) \times 26{,}01 = 22{,}108$ KN.m

Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU :

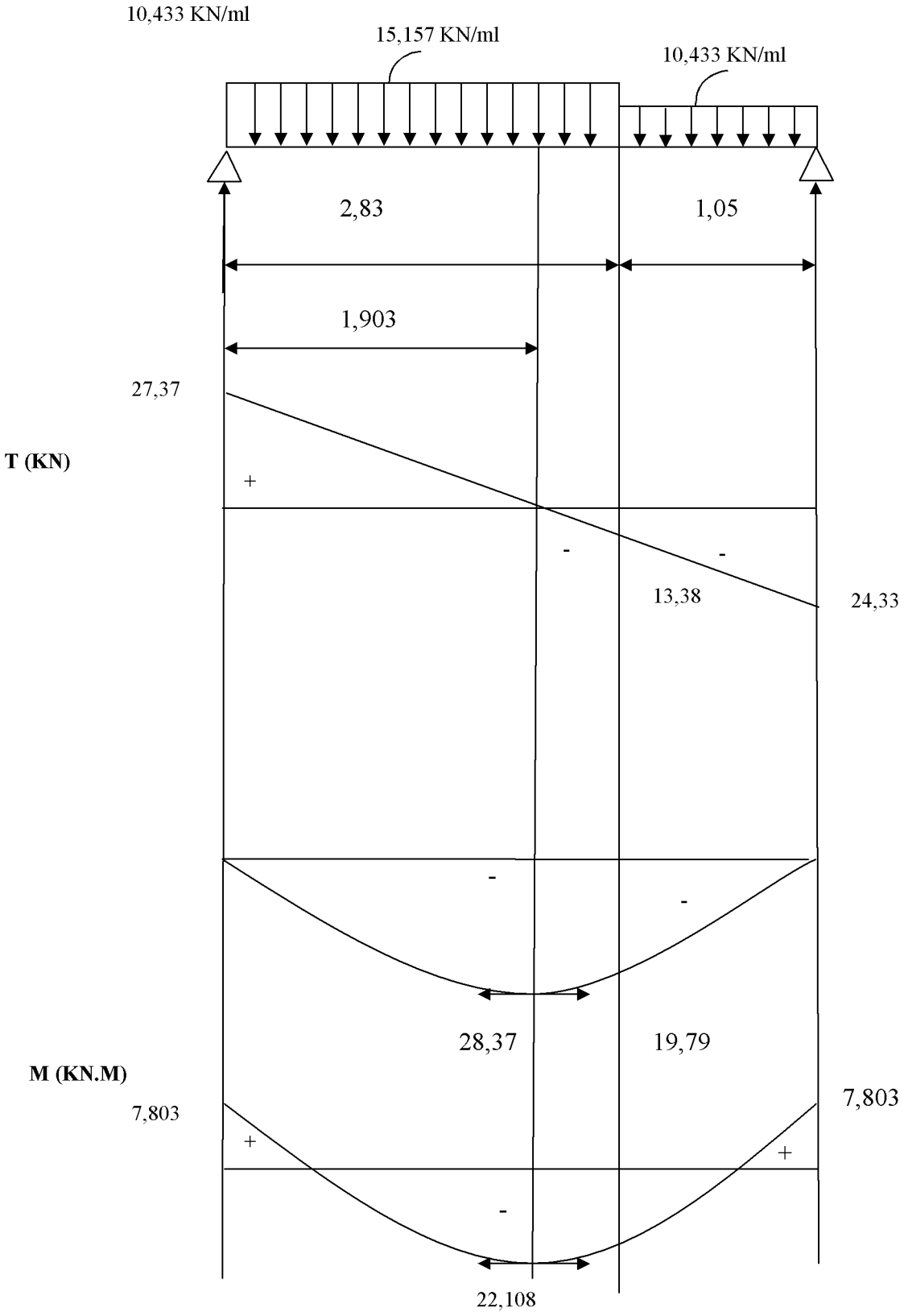


Fig. III.3.4 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU.

III.3.1.3).Calcul des armatures:

Le calcul s'effectuera pour une bande de 1m d'emmarchement et une bande de 1m de projection horizontale de la volée, tout en considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple en utilisant les moments et les efforts calculés précédemment.

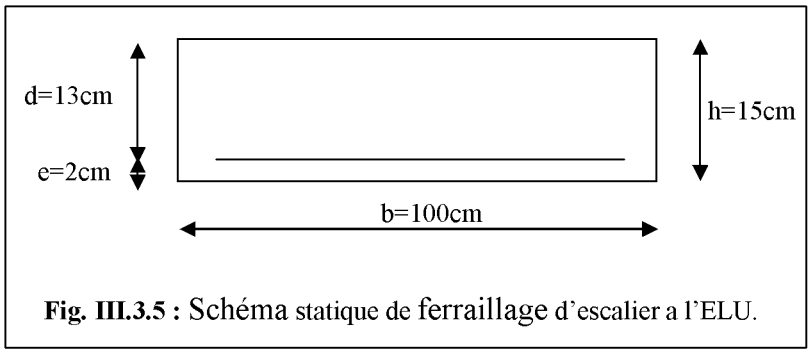


Fig. III.3.5 : Schéma statique de ferraillage d'escalier a l'ELU.

a) Sur appuis :

Appui (B) : M_{uap} = 7,803 KN.m

- **Armatures principales :**

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{7{,}803 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14{,}2} = 0{,}032$$

$$\mu = 0{,}032 < 0{,}392 \Longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0{,}032 \Longrightarrow \beta = 0{,}984$$

$$A_{sa} = \frac{M_a}{\beta \times d \times (\frac{fe}{\gamma_s})} = \frac{7{,}803 \times 10^3}{0{,}984 \times 13 \times 348} = 1{,}75 \text{ cm}^2$$

On adopte : A_{sa} = 4HA10 = 3,14 cm^2 **avec :** S_t = 20 cm.

- **Armatures de répartition :**

$$A_{ra} = \frac{A_{sa}}{4} = \frac{3{,}14}{4} = 0{,}785 \text{ cm}^2.$$

Soit : A_{ra}= 4HA10 = 3,14 cm^2. **avec :** S_t = 25 cm.

b) En travée :

M_t = 22,108 KN.m.

- **Armatures principales :**

$$\mu = \frac{M_t}{b\ x\ d^2\ x f_{bc}} = \frac{22{,}108\ x\ 10^3}{100\ x\ 13^2\ x\ 14{,}2} = 0{,}092$$

$\mu = 0{,}092 < 0{,}392 \Longrightarrow$ SSA

$\mu = 0{,}092 \Longrightarrow \beta = 0{,}952$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta\ x\ dx\ (\frac{fe}{\gamma_s})} = \frac{22{,}108\ x\ 10^3}{0{,}952\ x\ 13\ x\ 348} = 5{,}13 cm^2$$

On adopte : A_{st} = 5HA14 = 7.70cm^2 **avec :** St = 20 cm.

- **Armatures de répartition :**

$$A_{rt} = \frac{A_{st}}{4} = \frac{7{,}70}{4} = 1{,}925\ cm^2.$$

Soit : A_{ra}= 4HA8 = 2,01 cm^2. **Avec :** St = 25 cm.

III.3.1.4) Les vérifications à l'ELU :

- **Répartition des barres:**

Armatures principales:

St < min { 3h ;33} [cm]

St < min{ 45 ; 33} =33 [cm]

St ={ 20 } < 33 [cm] **=>Condition vérifiée.**

Armatures de répartition:

St < min {4h ; 45} [cm]

St = 25cm < 45 cm **=>Condition vérifiée.**

- **Condition de non fragilité (Art A-4-2-1, BAEL91) :**

En travée :

On a :

$$\rho = 0{,}23\ x\frac{fti}{fe} \qquad \text{et} \qquad \rho = \frac{As}{bxd}$$

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

$$\Rightarrow \quad A_{min} = \frac{0{,}23\ x b\ x d x f_{t28}}{f_e} = \frac{0{,}23\ x\ 100\ x\ 13\ x\ 2{,}1}{400} = 1{,}57 cm$$

A_{min}=1,57 cm^2

A_{st}= 7,70 cm^2> A_{min}= 1,57 cm^2 $\Longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

Sur appuis :

$$A_{min} = \frac{0{,}23\ x\ b\ x d\ x f_{t28}}{f_e} = \frac{0{,}23\ x 100\ x 13\ x 2{,}1}{400} = 1{,}57 cm^2$$

A_{sa}= 2,51 cm^2> A_{min}= 1,57 cm^2 $\Longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

- **Vérification de l'effort tranchant (contrainte de cisaillement)**

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bxd} \leq \bar{\tau}_u$$ **(Art A -5-1-1/BAEL91)**

T_u^{max} = 27,37 KN

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bxd} = \frac{27.37x\ 10^3}{1000\ x\ 130} = 0{,}21 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = min\left\{0{,}2\ x\frac{f_{c28}}{\gamma_b}\ ,\ 5MPa\right\} = \min\{3.33MPa\ ,\ 5MPa\} = 3{,}33 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0{,}21MPa < \bar{\tau}_u = 3{,}33MPa$ $\Longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

- **Influence de l'effort tranchant sur les appuis : [Art A.5.1.313/BAEL 91]**

  - **Influence sur le béton:**

On doit vérifier que : $T_{max} \leq 0{,}4\frac{f_{c28}}{\gamma_b} ab$ **Avec :** $a \leq 0{,}9\ d$

$$T_{max} = 27.37\ KN < 0{,}4\frac{25\times10^3}{1{,}5}\times0{,}9\times0{,}13\times1 = 780KN$$ **Condition vérifiée.**

  - **Influence sur l'Acier :**

On doit vérifier : $A_{sa} \geq \frac{\gamma_s}{f_e}(T^{max} + \frac{M_a}{0{,}9xd}) = \frac{1.5}{400}(27.37 \text{ x } 10^3 - \frac{7{,}803x10^6}{0{,}9x130}) = 0{,}13\ mm^2$

$A_{sa} = 7{,}69cm^2 > 0{,}44\ cm^2$ ⟹ **Condition vérifiée.**

- **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entrainement :(BAEL 91/Art A.6.1, 3)**

On doit vérifier la condition suivante : $\boldsymbol{\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}}$.

$$\boldsymbol{\tau_{se}} = \frac{T_u^{max}}{0{,}9d\sum u_i} = \frac{27{,}37\ x\ 10^3}{0{,}9\ x\ 130\ x\ 219{,}8} = 1{,}064\text{MPa}$$

Avec : Σui: somme des périmètres utiles des armatures d'appuis.

$\sum u_i = 5 \text{ x } 3{,}14 \text{ x } 1{,}4 = 21{,}98\ cm$

$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \text{x } f_{t28} = 1{,}5 \text{ x } 2{,}1 = 3{,}15\ MPa$ **avec:** $\Psi_s = 1{,}5$ pour les aciers **HA**

$\tau_{se} = 1{,}24\ MPa < \bar{\tau}_{se} = 3.15\ MPa$ ⟹ **Condition vérifiée.**

Pas de risque d'entrainement des barres longitudinales.

- **Encrage des barres aux appuis: (BAEL91/Art A.6.1.23)**

Ancrage des barres aux appuis :

$$Ls = \varphi\ x\frac{fe}{4\ x\ \bar{\tau}_{se}}$$ **avec :** $\bar{\tau}_{se} = 0{,}6 \text{ x } \Psi_s^2 \text{ x } f_{t28} = 2{,}835\ MPa$; $\Psi_s = 1{,}5$

$$Ls = 1{,}4\ x\frac{400}{4\ x\ 2{,}835} = 49{,}38\ cm$$ ⟹ **l_s = 50 cm**

Les règles de BAEL **[Art A.6.1,253/BAEL 91modifié 99]** admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égale **0,4 Ls** pour les aciers **HA.**
La= 0,4 Ls = 0,4x 50= 20 cm.

Soit : **La= 20cm**

III.3.1.5)Calcul des efforts internes à L'ELS:

Le calcul des réactions se fait avec les lois de la RDM.

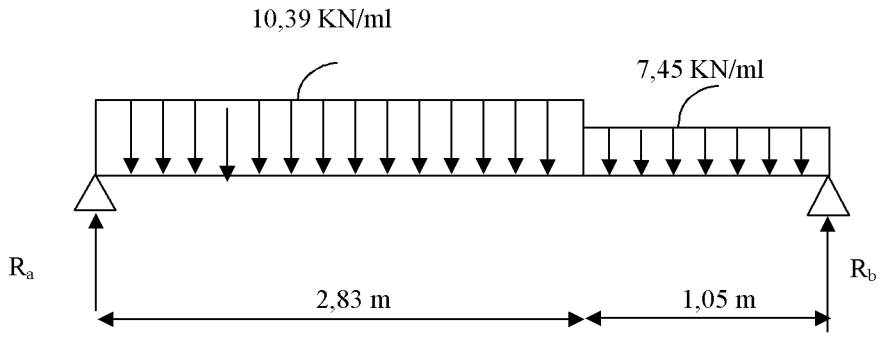


Fig. III.3.6 : diagramme des efforts à l'ELS.

✓ **Les réactions d'appuis :**

$\sum F/y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (10,39x2,83)+(7,45x1,05)$

$R_A + R_B = 37,22$ KN

M/A=0 =>

$$\left(10,39\ x\ 2,83\ x\frac{2,83}{2}\right) + \left(7,45\ x\ 1,05\ x\left(\frac{1,05}{2} + 2,83\right)\right) - Rb\ x\ 3,88 = 0$$

$R_b = 17,40\ KN$ $R_a = 19,73\ KN$

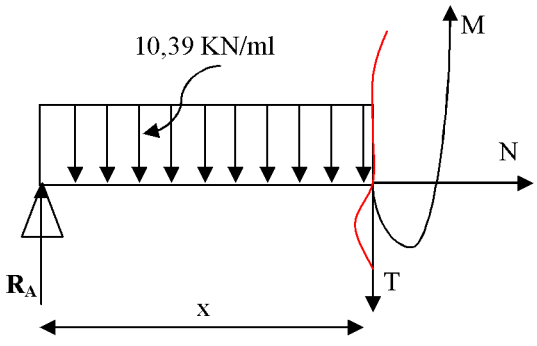
✓ **Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant:**

➢ **<u>1er tronçon : 0 ≤ x ≤ 2,83m :</u>**

Efforts tranchants :

$\sum F/y = 0 \Rightarrow T = -10,3\ x + 19,73$

$\begin{cases} x=0\ m \Longrightarrow T(0) = 19,73\ KN \\ x=2,83\ m \Longrightarrow T(2,83) = -9,67\ KN \end{cases}$

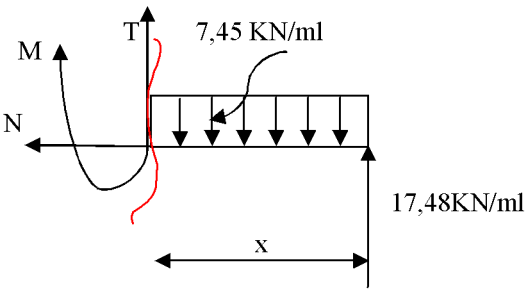


Moments fléchissant :

$\sum M/i = 0 \Rightarrow M = -5,195\ x^2 + 19,73\ x$

$\begin{cases} x=0\ m \Longrightarrow M(0) = 0\ KN.m \\ x=2,83m \Longrightarrow M(2,83) = 14,22\ KN.m \end{cases}$

➢ **2eme tronçon : 0 m ≤ x ≤ 1,05 m :**



Efforts tranchants :

$\sum F/y = 0 \Rightarrow T = 7{,}45x - 17{,}48$

$$\begin{cases} x=0\ m \Longrightarrow T(0) = -17{,}48\ KN \\ x=1{,}05\ m \Longrightarrow T(1{,}05) = -9{,}65\ KN \end{cases}$$

Moments fléchissant :

$\sum M/i = 0 \Rightarrow M = -3{,}725\ x^2 + 17{,}48\ x$

$$\begin{cases} x=0\ m \Longrightarrow M(0) = 0\ KN.m \\ x=1{,}05m \Longrightarrow M(1{,}05) = 14{,}24\ KN. \end{cases}$$

Tableau III.2 : Résumé des efforts internes à L'ELS.

Tronçon (m)	*X (m)*	*T (KN)*	*M (KN.m)*
$0 \le x \le 2{,}83$	0	19,73	0
	2,83	-9,67	14,22
$0 \le x \le 1{,}05$	0	-17,48	0
	1,05	-9,65	14,24

Remarque :

En tenant compte des semi encastrements les moments en travée et en appuis sont affectés des coefficients 0,85 et 0,3 respectivement.

• **Moment en appuis:**

$M_{uap} = (-0{,}3)\ M_u\ max = (-0{,}3) \times 20{,}04 = -6{,}012\ KN.m$

• **Moment en travée:**

$M_{utravée} = (0{,}85)\ M_u\ max = (0{,}85) \times 20{,}04 = 17{,}034\ KN.m$

Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS :

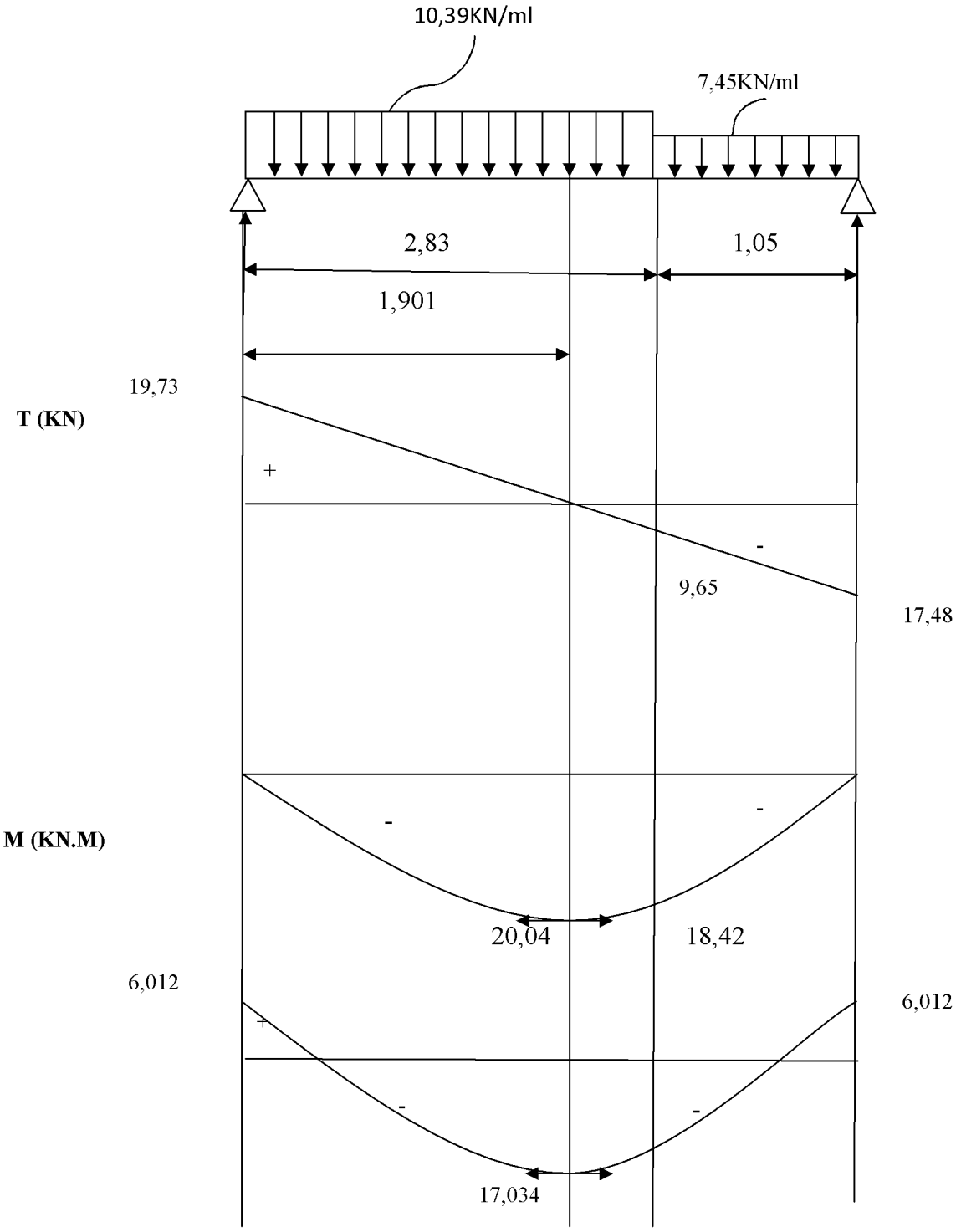


Fig. III.3.7 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS.

III.3.1.6) Vérification à L'ELS :

- **Vérification des contraintes dans le béton : (A.4.5.2 BAEL 91)**

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$.

$\bar{\sigma}_{bc}$=0,6 f_{c28}= 0,6 x 25 = 15Mpa

$\sigma_{bc}=\frac{\sigma_{st}}{K_1}$ avec: $\sigma_{st}=\frac{M_S^{max}}{\beta_1 d\, A_{st}}$

➢ **En travée :**

$\rho_1=\frac{100\, xA_{st}}{bd}=\frac{100\, x\, 7,70}{100\, x\, 13}$ =0,592 ⟹ β_1=0,886 K_1= 28,86

$\sigma_{st}=\frac{M_S^t}{\beta_1 d\, A_{st}}=\frac{17,034\, x\, 10^6}{0,886\, x\, 130\, x\, 770}$= 192,06 MPa

$\sigma_{bc}=\frac{\sigma_{st}}{K_1}=\frac{192,06}{28,86}$= 6,655MPa

σ_{bc} =6,655 MPa ≤ $\bar{\sigma}_{bc}$=15 MPa ⟹ **Condition vérifiée**

➢ **Sur appuis :**

$\rho_1=\frac{100\, x\, A_{st}}{bd}=\frac{100\, x\, 2,51}{100\, x\, 13}$= 0,193 ⟹ β_1=0,929 K_1= 55,42

$\sigma_{st}=\frac{M_S^a}{\beta_1 d\, A_{st}}=\frac{6,012x\, 10^6}{0,929\, x\, 130\, x\, 251}$= 198,328 MPa

$\sigma_{bc}=\frac{\sigma_{st}}{K_1}=\frac{198,32}{55,42}$= 3,57MPa

σ_{bc} =3,57 MPa ≤ $\bar{\sigma}_{bc}$=15 MPa ⟹ **Condition vérifiée.**

- **Vérification de la flèche : (B.6.5.2 BAEL 91)**

Selon les règles du BAEL 91 le calcul de la flèche n'est indispensable que si les conditions si après ne sont pas vérifiées.

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{L} > \frac{M_t}{10x\,M_0}$$

$$\frac{A}{bxd} < \frac{4{,}2}{f_e}$$

$\frac{h}{L} = \frac{15}{300} = 0{,}05 < \frac{1}{16} = 0{,}0625$ ⟹ **Condition non vérifiée.**

Donc la première condition n'est pas vérifiée, le calcul de la flèche est obligatoire.

- **Calcul de la flèche :**
  On doit vérifier la formule suivante :

$$f \le \bar{f} = \frac{300}{500} = 0{,}6cm$$

$$f = \frac{5}{384}\frac{q_s^{\max} L^4}{E_v I} \le \bar{f}$$

Avec : I = moment d'inertie totale de la section homogène.

$$I = \frac{b}{3} \times \left(y_1^3 + y_2^3\right) + 15 \times A_t \times \left(y_2 - c\right)^2$$

$Y_1 = \frac{S_{x\dot{x}}}{B_0} = \frac{b\,x\,\frac{h^2}{2} + 15xA_t xd}{bh + 15xA_t} = \frac{100\,x\,\frac{15^2}{2} + 15\,x\,7{,}70\,x\,13}{(100\,x\,15) + (15\,x\,7{,}70)} = 7{,}89cm.$ ⟹ $Y_1 = 7{,}89cm$

$Y_2 = 15 - 7{,}89 = 7{,}11$ cm ⟹ $Y_2 = 7{,}11$ cm

$$I = \frac{100}{3} \times \left(7{,}89^3 + 7{,}11^3\right) + 15 \times 7{,}70 \times \left(7{,}11 - 2\right)^2$$

I=31369, 09cm4

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

$$f = \frac{5}{384}\frac{q_S^{\max} L^4}{E_v I} = \frac{5}{384} \times \frac{10{,}39 \times (3000)^4}{10818{,}87 \times 31369{,}09 \times 10^4} = 3{,}228mm$$

$f = 0{,}3228\ cm \le \bar{f} = 0{,}7\ cm$ ⟹ **La flèche est vérifiée.**

III.4La poutre palière :

Introduction :

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, poids du mur ; et la réaction du palier. Elle est partiellement encastrée à ses extrémités.
Sa portée est de 2,17 m (entre nu d'appuis), et sa section est de (b x h).

III.4.1) Pré-dimensionnement:

- **Hauteur:**

La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante:

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

Avec:

L : longueur libre de la poutre entre nus d'appuis.

h_t : hauteur de la poutre.

$$\frac{330}{15} \leq h_t \leq \frac{330}{10} \qquad 22 \leq h_t \leq 33 \text{ cm.}$$

Compte tenu des exigences de RPA, on opte pour $\mathbf{h_t = 30\ cm.}$

- **Largeur:**

La largeur de la poutre est donnée par la formule suivante:

$0,4h_t \leq b \leq 0,7 \Longrightarrow 12 \leq b \leq 21$; on prend **b=25 cm**

Donc la dimension de la poutre est : $\boxed{(b \times h) = (25 \times 30)}$

III.4.2) Vérifications aux exigences du RPA (Art . 7.5.1/RPA 99)

- $b \geq 20$ cm ……b=25 ≥20 cm ⟹ **Condition Vérifiée.**
- $h_t \geq 30$cm……h_t=30 ≥30cm ⟹ **Condition Vérifiée.**
- $\frac{h_t}{b} \leq 4$…… $\frac{h_t}{b} = \frac{30}{25} = 1,2 \leq 4$ ⟹ **Condition Vérifiée.**

III.4.3) Les charges revenant à la poutre :

- Poids propre de la poutre : G_P= 25 × 0,25 ×0,30 = 1,875 KN/ml.
- Réaction de l'escalier sur la poutre à l'ELU : R_B =24,33 KN.

- **Combinaison à considérer à l'ELU :**

q_u = 1,35 G + (R_B× $\frac{2}{L}$)

q_u = 1,35 × 1,875 + 14,97 = 17,50 KN/ml

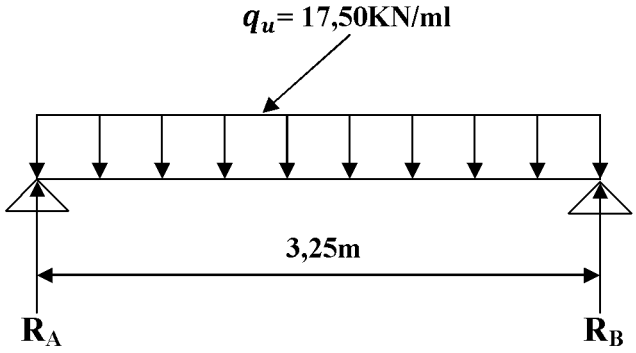


Fig. III.4.1 : Schéma statique de la poutre palière à

- **Réaction d'appuis :**

$R_A = R_B = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{17,50 \times 3,25}{2}$ = 28,43KN.

- **Calcul des moments isostatique :**

$M_0 = \frac{ql^2}{8} = \frac{17.50 \times 3,25^2}{8}$ = 23,10KN.m

- **Correction des moments :**
  - **Aux appuis :**
    $M_a = -0,3M_0 = -0,3 \times 23,10 = -6.93$ KN.m
  - **En travée :**
    $M_t = 0,85\ M_0 = 0,85 \times 23,10 = 19,63$ KN.m.

- **Effort tranchant**

$$T = R_A = R_B = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{17{,}50 \times 3{,}25}{2} = 28{,}43\text{KN}.$$

- **Les diagrammes des moments et efforts tranchants :**

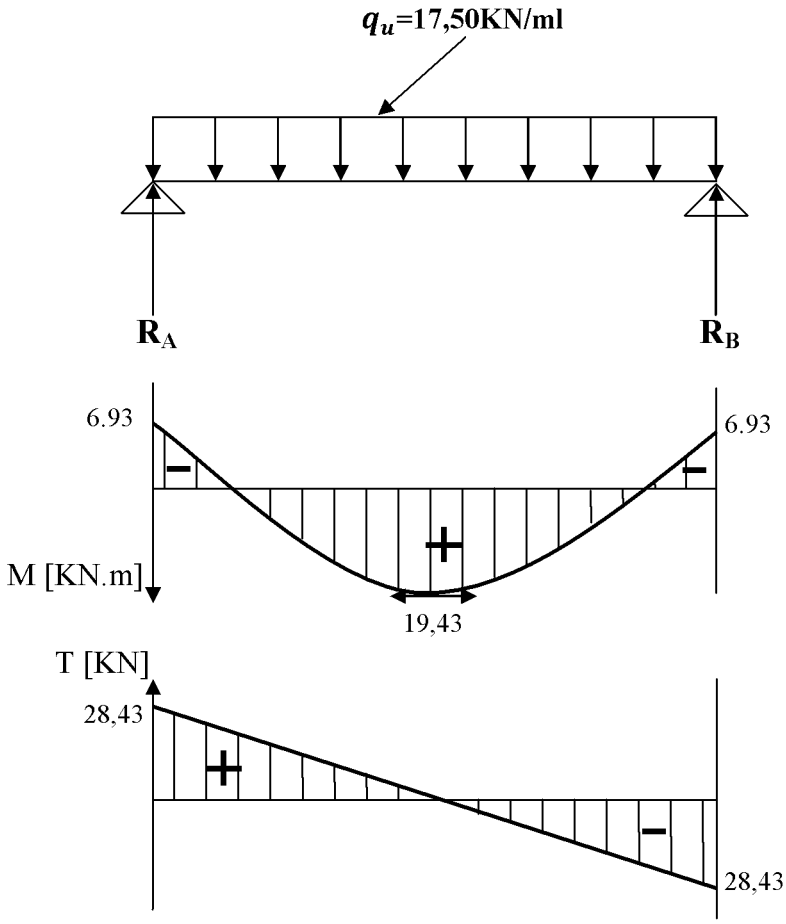


Fig. III.4.2 : diagrammes des moments et efforts tranchants à

III.4.4) Calcul des armatures :

➢ **Armatures principales (longitudinal) :**

Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{6.93 \times 10^6}{250 \times 280^2 \times 14.2} = 0{,}024$$

$\mu = 0{,}024 < \mu_l = 0{,}392 \Longrightarrow$ S.S.A

$\mu = 0{,}024 \Longrightarrow \beta = 0{,}988$

$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times (\frac{fe}{\gamma_s})} = \frac{6.93 \times 10^5}{0{,}988 \times 28 \times 348 \times 10^2} = 0.719 cm^2.$

On adopte : **A_a = 3HA12 = 3,39 cm²**

En travée :

$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{19{,}43 \times 10^6}{250 \times 280^2 \times 14.2} = 0{,}069$

$\mu = 0{,}069 < \mu_l = 0{,}392 \Longrightarrow$ S.S.A

$\mu = 0{,}069 \Longrightarrow \beta = 0{,}9645$

$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times (\frac{fe}{\gamma_s})} = \frac{19{,}43 \times 10^5}{0{,}9645 \times 28 \times 348 \times 10^2} = 2{,}06 cm^2.$

On adoptee: **A_{st} = 3HA12= 3.39 cm²**

III.4.5) Vérification à L'ELU :

a) Condition de non fragilité : (BAEL99/Art A-4-2-1)

$A_{min} = 0{,}23\ b\ d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0{,}23 \times 25 \times 28 \times \frac{2{,}1}{400} = 0{,}845\ cm^2.$

- aux appuis :

$A_a = 3{,}39\ cm^2 > A_{min} = 0{,}845\ cm^2 \Longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

-En travée :

$A_{st} = 3.39\ cm^2 > A_{min} = 0{,}845 cm^2 \Longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

b) Vérification de la contrainte tangentielle : (BAEL 91/Art A.5.1,211).

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{b\ d} \leq \bar{\tau}_u = min\left\{0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa\right\}$

Avec : T_u : effort tranchant maximal T_u = 28,43 KN.

$\tau_u = \frac{T_u}{b\ d} = \frac{28.43 \times 10^3}{250 \times 280} = 0.406$ MPa

$\bar{\tau}_u = min\left\{0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa\right\}$= min{3.33$MPa$, 5$MPa$}=3,33MPa.

$\tau_u = 0.406MPa < \bar{\tau}_u = 3{,}33\ MPa.$ ⟹ **Condition vérifiée.**

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

On doit vérifier la condition suivante : $\boldsymbol{\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}}$.

$$\boldsymbol{\tau_{se}} = \frac{T_u}{0{,}9\, d \sum u_i} = \frac{28{,}43 \times 10^3}{0{,}9 \times 280 \times 113{,}04} = 0{,}963 \text{ MPa}$$

Avec : T_u : effort tranchant maximal T_u = 28,43KN.

$\sum u_i$: Somme des périmètres utiles des armatures d'appuis.

$\sum u_i$= n × π × Ø = 3 × 3,14 × 12 = 113,04mm

$\boldsymbol{\bar{\tau}_{se}}$= $\Psi_s \times f_{t28}$= 1,5 × 2,1 = 3,15 MPa avec :$\Psi_s = 1{,}5$ pour les aciers HA.

$\boldsymbol{\tau_{se}}$= 0,963MPa < $\boldsymbol{\bar{\tau}_{se}}$= 3,15 MPa ⟹ **Condition vérifiée.**

Pas de risque d'entrainement des barres longitudinales.

d) Ancrage des barres : (BAEL 91/Art A.6.1, 23)

Longueur de scellement droit :

$$\mathbf{L_S} = \frac{\boldsymbol{\phi \times f_e}}{\mathbf{4 \times \tau_s}} = \frac{1{,}2 \times 400}{4 \times 2{,}835} = 42{,}33 \text{ cm.}$$

Avec :τ_s= 0,6 × Ψ^2 × f_{t28}= 0,6 × $1{,}5^2$ × 2,1 = 2,835 MPa.

La longueur d'ancrage mesurée hors crochets: $\mathbf{L_C = 0{,}4\ L_S}$

L_C = 0,4 × 42,33 = **16,93** ⇨ $\mathbf{L_C}$ **= 17 cm**

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

- **Sur le béton :**

On doit vérifier que :

$T_u^{max} < \frac{0{,}4 f_{c28}}{\gamma_b} \times 0{,}9 \times d \times b = 0{,}4 \times \frac{25 \times 10^3}{1{,}5} \times 0{,}9 \times 0{,}28 \times 0{,}25 = 420$ KN.

On a: $T_u^{max} = 28{,}43$ KN < 420 KN $\Longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

- **Sur l'acier :**

On doit vérifier que : $A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e}\left(T_u^{max} - \frac{M_a}{0{,}9 \times d}\right)$

$A_a = 3{,}39 cm^2$

$\frac{\gamma_s}{f_e}\left(T_u^{max} - \frac{M_a}{0{,}9 \times d}\right) = \frac{1{,}15}{400}\left(28{,}43 \times 10^3 - \frac{6{,}93 \times 10^6}{0{,}9 \times 280}\right) = 2{,}67 mm^2 = 0{,}026 cm^2$

$A_a = 3{,}39 cm^2 > 0{,}026 cm^2$ $\Longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

- **Armatures transversales :(Art A.7.2.2/BAEL 91)**

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par :

$\emptyset_t \leq min\left\{\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \emptyset_l^{max}\right\} = \min\left\{\frac{30}{35}, \frac{25}{10}, 1.2\right\} = 0{,}86 cm$

$\emptyset_l^{max}$: Diamètre maximal des armatures longitudinales = 1,2cm.

Donc on adopte **4HA8 = 2,01cm²** soit :(un cadre + étrier) ϕ 8 **.**

Espacement des armatures (BAEL91/Art A.5.1,22) :

$S_t \leq \min\{0.9d, 40cm\} = \min\{22.5, 40cm\} = 22{,}5$ cm

Soit :**S_t= 20 cm.**

La section d'armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0{,}4 MPa$$

$\frac{2{,}01 \times 400}{20 \times 25} = 1{,}61 > 0{,}4 MPa$ $\Longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

Selon (RPA 99 Version 2003/Art : 7.5.2) ; l'espacement doit vérifier :

- **Sur appuis**

$$S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}\,;12\emptyset_L\right\} = \min\left\{\frac{30}{4}\,;12\times 1.2\right\} = 7,5\ \text{cm}$$

Soit :$S_t = 7$ **cm.**

- **En travée**

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

Soit : $S_t = 15$ **cm.**

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

III.4.6) Calcul à L'ELS :

- **Combinaison de charges :**

q_u = 1,35 G + ($R_B \times \frac{2}{L}$)

q_u = 1,35 x1,875 + ($17,48 \times \frac{2}{3,25}$)

q_S = 1,35x1,875 + 10,75= 13,28 KN/ml

- **Réaction d'appuis :**

$$R_A = R_B = \frac{q_S \times l}{2} = \frac{13,28 \times 3,25}{2} = 21,58\text{KN.}$$

- **Calcul des moments isostatique :**

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} = \frac{13,28 \times 3,25^2}{8} = 17,53\ \text{KN.m}$$

- **Correction des moments :**

  - **Aux appuis :**

    $M_a = -0,3M_0 = -0,3 \times 17,53 = -5,259$ KN.m

  - **En travée :**

    $M_t = 0,85\ M_0 = 0,85 \times 17,53 = 14,90$ KN.m.

- **Effort tranchant :**

$$T = R_A = R_B = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{13,28 \times 3,25}{2} = 21,58 \text{ KN.}$$

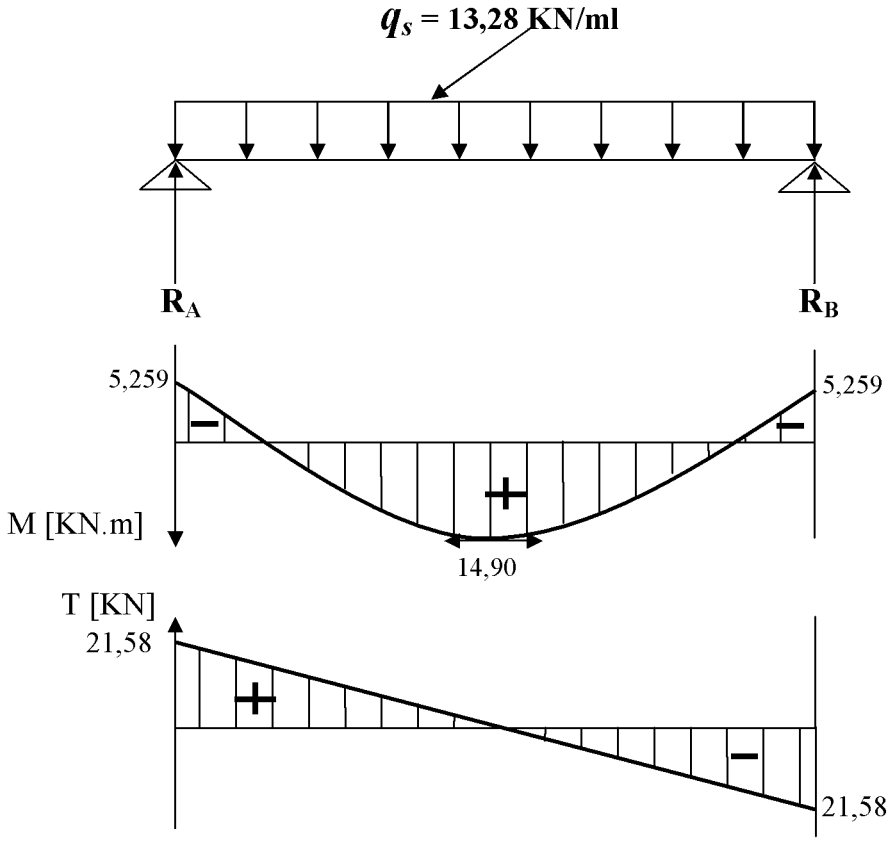


Fig. III.4.3 : diagrammes des moments et efforts tranchants à l'ELS

III.4.7 Vérifications à l'ELS :

a) Etat limite d'ouverture des fissures : (BAEL91/Art A.4.5, 3)

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

b) Etat limite de résistance à la compression du béton : (BAEL91/Art A.4.5, 2)

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

$\sigma_{bc}=\frac{\sigma_s}{K_1}$avec : $\sigma_s=\frac{M_s}{\beta_1 d\, A_s}$

En travée : A_{st} = 3.39 cm²

$$\rho_1=\frac{100 \times A_{st}}{bd}=\frac{100 \times 3.39}{25 \times 28}=0.48 \Longrightarrow \beta_1=0,895 \Longrightarrow K_1=32.62$$

$$\sigma_s=\frac{M_s^t}{\beta_1 d\, A_t}=\frac{14,90 \times 10^6}{0,895 \times 280 \times 339}=175,39\text{MPa.}$$

$$\sigma_{bc}=\frac{\sigma_s}{K_1}=\frac{175,39}{32.62}=5,37\text{MPa.}$$

σ_{bc} =5,37 MPa ≤ $\bar{\sigma}_{bc}$=15 MPa ⟹ **Condition vérifiée.**

Sur appuis :A_a = 3,39 cm²

$$\rho_1=\frac{100 \times A_a}{bd}=\frac{100 \times 3,39}{25 \times 28}=0,48 \Longrightarrow \beta_1=0,895 \Longrightarrow K_1=32.62$$

$$\sigma_s=\frac{M_s^a}{\beta_1 d A_a}=\frac{5,259 \times 10^6}{0,895 \times 280 \times 339}=61,90\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc}=\frac{\sigma_s}{K_1}=\frac{61,90}{32.62}=1,89\text{ MPa}$$

σ_{bc} =1,89MPa ≤ $\bar{\sigma}_{bc}$=15 MPa ⟹ **Condition vérifiée.**

c) Vérification à la flèche :

Selon les règles de BAEL 91(Art B-6-5.1) le calcul de la flèche n'est indispensable que si les conditions ci après ne sont pas vérifiées.

- $\frac{h}{L} > \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} > \frac{M_t}{10 \times M_0}$
- $\frac{A}{b \times d} < \frac{4,2}{f_e}$

$\frac{h}{L} = \frac{30}{325} = 0,092 > \frac{1}{16} = 0,0625$ ⟹ **Condition vérifiée.**

$\frac{h}{L} = 0,092 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{14,90}{10 \times 17,53} = 0,084$ ⟹ **Condition vérifiée.**

$\frac{A}{b \times d} = \frac{3.39}{25 \times 28} = 0,0048 < \frac{4,2}{400} = 0,0105$ ⟹ **Condition vérifiée.**

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III.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.

III.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 (1,54×1,70) m².

En plus de son poids propre, la dalle est soumise à un chargement localisé au centre du panneau estimée à 8 tonnes, repartie sur une surface de (0,8 × 0,8) m² 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.

III.5.2) Dimensionnement de l'ascenseur :

Epaisseur de la dalle :

$h_0 \geq \frac{lx}{30} =$ 170/30 = 5.66cm.

L'épaisseur minimale pour une dalle pleine est de 12cm selon le RPA ;
donc on prend une épaisseur de **15 cm.**

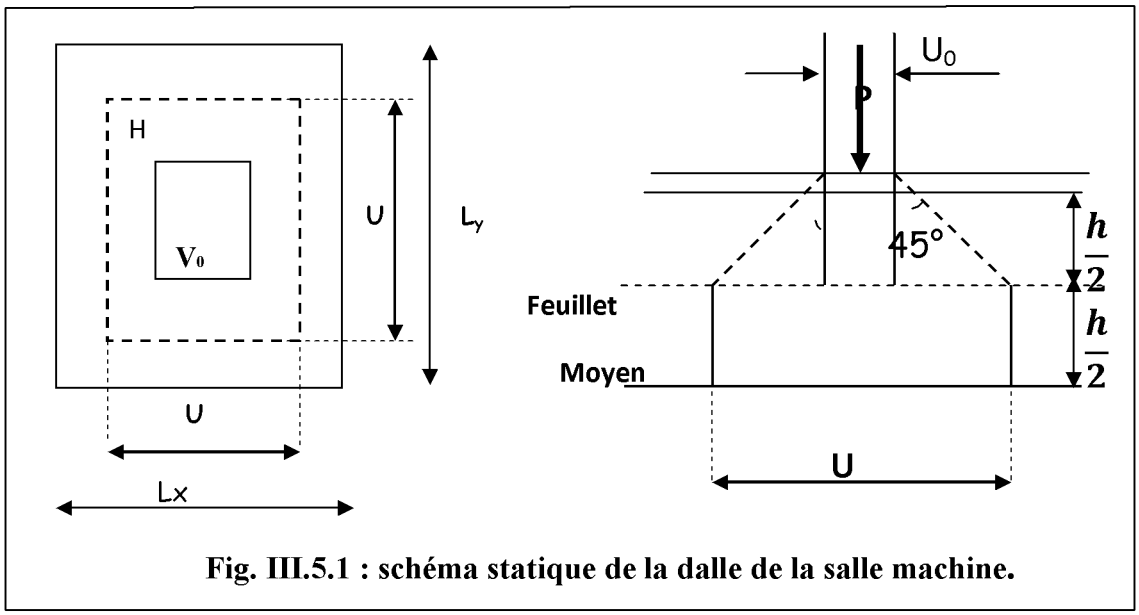


Fig. III.5.1 : schéma statique de la dalle de la salle machine.

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.

$\mathbf{U_0}$ et $\mathbf{V_0}$: Dimensions de rectangle dans lequel la charge est centrée.

Les cotés$\mathbf{U_0}$ et $\mathbf{V_0}$ sont supposés parallèles respectivement à $\mathbf{L_x}$ et **Ly**

On a :

$$U = U_0 + kh_r + h_t = 80 + (2 \times 5) + 15 = 105 \quad cm.$$

$$V = V_0 + kh_r + h_t = 80 + (2 \times 5) + 15 = 105 \quad cm.$$

Avec_: h_r : revêtement de la dalle (5cm).

III.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.**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{154}{170} = 0{,}90$$

$0{,}4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

a) Calcul des moments au centre du panneau :

Les moments sont donnés par les formules suivantes :

$$M_x = q_u(M_1 + \nu \cdot M_2)$$
$$M_y = q_u(\nu M_1 + M_2)$$

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 :

$$\left.\begin{array}{l} \rho = \frac{lx}{ly} = 0{,}90 \\ \frac{U}{lx} = \frac{105}{170} = 0{,}61 \\ \frac{V}{ly} = \frac{105}{154} = 0{,}68 \end{array}\right\} \quad M_1 = 0{,}085 \text{ et } M_2 = 0{,}067$$

- **Calcul à l'ELU** :

$$q_{u1} = 1{,}35p = 1{,}35 \times 80 = 108KN.$$
$$M_{x1} = q_{u1} \times M_1 = 108 \times 0{,}085 = 9.18KN.m.$$
$$M_{y1} = q_{u1} \times M_2 = 108 \times 0{,}067 = 7{,}23KN.m.$$

a) **Calcul des moments dus au poids propre de la dalle :**

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times L^2{}_x.$$
$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2}.$$
$$\rho = 0{,}90\,;\ \nu = 0 \Rightarrow \begin{Bmatrix} \mu_x = 0{,}0458 \\ \mu_y = 0{,}778 \end{Bmatrix}$$
$$q_u = 1{,}35G + 1{,}5Q = 1{,}35 \times (0{,}15x1x25) + 1{,}5 \times 1 = 6{,}562KN/ml$$

$$M_{x2} = 0{,}0458 \times 6{,}562 \times 1{,}54^2 = 0{,}712KN.m.$$
$$M_{y2} = 0{,}778 \times 0{,}712 = 0{,}553KN.m.$$

❖ **Superposition des moments :**

$$M_x^{ELU} = M_{x1} + M_{x2} = 9.18 + 0{,}712 = 9.892 \text{ KN.m.}$$
$$M_y^{ELU} = M_{y1} + M_{y2} = 7{,}23 + 0{,}553 = 7{,}783 \text{ KN.m}$$

Pour tenir compte du semi encastrement de la dalle, on réduit les moments calculés (sur appuis et en travée).

- **En travée :**

$$M_x^t = 0{,}85 \times M_X = 0{,}85 \times 9.892 = 8.408KN.m$$
$$M_y^t = 0{,}85 \times M_y = 0{,}85 \times 7{,}783 = 6.615KN.m.$$

- **Aux appuis :**

$$M_x^a = 0{,}3 \times M_X = 0{,}3 \times 9.892 = 2.967KN.m.$$
$$M_y^a = 0{,}3 \times M_y = 0{,}3 \times 7{,}783 = 2{,}334KN.m.$$

Sens x-x :

➢ **En travée :**

$$M_x^t = 8.408KN.m.$$
$$\mu_b = \frac{M_x^t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{8.408 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14{,}2} = 0{,}035 < 0{,}392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$
$$\mu_b = 0{,}035 \Rightarrow \beta = 0{,}982.$$
$$A_s^t = \frac{M_x^t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{8{,}408 \times 10^3}{0{,}982 \times 13 \times 348} = 1.892cm^2.$$

On opte pour 4HA8 (A_t =2.01cm^2) ; avec un espacement de S_t=25cm.

- **Aux appuis :**

$$M_x^a = 2.967KN.m.$$

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{2.967 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,012 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0,012 \Rightarrow \beta = 0,994.$$

$$A_s^a = \frac{M_x^a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2.967 \times 10^3}{0,994 \times 13 \times 348} = 0,659cm^2.$$

On opte pour 4HA8 (A_t =2.01cm^2) ; avec un espacement de S_t=25cm

Sens y-y :

- **En travée :**

$$M_y^t = 6,615KN.m.$$

$$\mu_b = \frac{M_y^t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{6,615 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,027 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

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

$$A_s^t = \frac{M_y^t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{6,71 \times 10^3}{0,990 \times 13 \times 348} = 1,50cm^2.$$

On opte pour 4HA8 (A_t =2.01cm^2) . ; avec un espacement de S_t=25cm

- **Aux appuis :**

$$M_y^a = 2,334KN.m.$$

$$\mu_b = \frac{M_y^a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{2,334 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,009 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0,010 \Rightarrow \beta = 0,995$$

$$A_s^a = \frac{M_y^a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2.334 \times 10^3}{0,995 \times 13 \times 348} = 0,52cm^2.$$

On opte pour 4HA8 (A_t =2.01 cm^2) ; avec un espacement de S_t=25cm.

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 vérifie la condition suivante :

$$w_x \geq w_0 \times \frac{(3-\rho_x)}{2} \quad \text{avec: } \rho_x = \frac{L_x}{L_y};\ w_x = \frac{A_s}{b \times h_t}.$$

$$A_{st} \geq w_0 \times b \times \frac{h_t}{2}\left(3 - \frac{L_x}{L_y}\right)$$

Dans notre cas : $w_0 = 0{,}8\,‰$ (Acier HA FeE400).

w_x : Pourcentage d'acier égal au rapport de la section des armaturesdans une direction donnée à la section de béton.

w_0 : Pourcentage d'acier minimal réglementaire.

❖ **Suivant x-x :**

$$A_{\min} = w_0 \times b \times \frac{h_t}{2}\left(3 - \frac{L_x}{L_y}\right) = 0{,}0008 \times 100 \times \frac{15}{2}\left(3 - \frac{154}{170}\right) = 1{,}25cm^2.$$

$A_{st} = 2.01cm^2 > A_{\min} = 1{,}25cm^2$ Condition vérifiée.

❖ **Suivant y-y :**

$$A_{\min} = w_0 \times b \times \frac{h_t}{2}\left(3 - \frac{L_x}{L_y}\right) = 0{,}0008 \times 100 \times \frac{15}{2}\left(3 - \frac{154}{170}\right) = 1{,}25cm^2.$$

$A_{st} = 2{,}01cm^2 > A_{\min} = 1{,}25cm^2$ 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 :**

$S_t \leq \min\{2h\ ;\ 25cm\}$

St=25cm<min {30cm, 25cm}**.....condition vérifiée**

❖ **Suivant y-y:**

$S_t < \min\{3h\ ;\ 33cm\}$

St = 25cm< min {45cm, 33cm}**..... Condition vérifiée**

- **Diamètre maximal des barres :**

$\varphi_{MAX} \leq h/10 = 150/10 = 15mm.$

$\varphi_{MAX} = 8mm \leq 15\ mm$**..... 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

$$U_c = 2\ (U+V) = 2(1,05+1,05) = 4,20\ m.$$

$$Q_u = 108\ KN \leq 0,045 \times 4,20 \times 0,15 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 472,5KN.$$

$$Q_u = 108KN \leq 472,5KN$$

- **Vérification des contraintes tangentielles : (BAEL91/Art A.5.1, 1)**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_{max}}{b\ d} \leq \overline{\tau_u}$

Pour les fissurations peu nuisibles **:**

$$\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28}; 5MPa\right) = \min\left(\frac{0,2}{1,5} \times 25; 5MPa\right) = 3,33MPa$$

- **Efforts tranchants** :

- Au milieu de U : $T_{max} = V_u = \frac{P}{3\ V} = \frac{80}{3 \times 1,05} = 25,40KN.$

- Au millieu de V : $T_{max} = V_u = \frac{p}{2\ (U+V)} = \frac{80}{2\ (1,05+1,05)} = 25,40KN.$

$$\tau_u = \frac{25,40 \times 10^3}{1000 \times 170} = 0,15MPa.$$

$\tau_u = 0,15MPa < \overline{\tau_u} = 3,33MPa$ Condition vérifiée.

a) Calcul à l'ELS :

- **Calcul des moments au centre du panneau :**

$\nu = 0.2$ $\quad M_1 = \begin{cases} 0,085 \\ 0,067 \end{cases}$

$M_2 =$

$$q_{s1} = p = 80KN.$$

$$M_{x1} = q_u \times (M_1 + \nu M_2) = 80 \times (0,085 + 0,2 \times 0,067) = 7.87KN.m.$$

$$M_{y1} = q_u \times (M_2 + \nu M_1) = 80 \times (0,067 + 0,2 \times 0,085) = 6.72KN.m$$

- **Calcul des moments dus au poids propre de la dalle :**

$$M_{x2} = \mu_x \times q_s \times L^2{}_x.$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2}.$$

$$\rho = \begin{cases} 0,90 \\ \nu = 0,2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0529 \\ \mu_y = 0,846 \end{cases}$$

$$q_s = G + Q = (25 \times 0,15 \times 1) + 1 = 4,75KN/ml.$$

$$M_{x2} = 0,0529 \times 4,75 \times 1.54^2 = 0,595KN.m.$$

$$M_{y2} = 0,846 \times 0,595 = 0,503KN.m.$$

❖ **Superposition des moments :**

$$M_x^{ELS} = M_{x1} + M_{x2} = 7.87 + 0,595 = 8.465KN.m.$$

$$M_y^{ELS} = M_{y1} + M_{y2} = 6.72 + 0,503 = 7.223KN.m.$$

En tenant compte de l'encastrement partiel de la dalle à ses extrémités on aura :

- **En travée :**

$$M_x^t = 0,85 \times M_X = 0,85 \times 8.465 = 7.195KN.m$$

$$M_y^t = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 7.223 = 6.139KN.m.$$

- **Aux appuis :**

$$M_x^a = 0,3 \times M_X = 0,3 \times 8.465 = 2.539KN.m.$$

$$M_y^a = 0,3 \times M_y = 0,3 \times 7.223 = 2.166KN.m.$$

b) Ferraillage de la dalle a l'ELS:

1. **Sens x-x :**

- **En travée :**

$M_x^t = 7.195KN.m.$

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{7.195 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,029 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$\mu_b = 0,030 \Rightarrow \beta = 0,985$

$$A_s^t = \frac{M_x^t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{7.195 \times 10^3}{0,985 \times 13 \times 348} = 1.61 cm^2.$$

$1.61\ cm^2 \langle\ 2.01\ \text{cm}^2$

- **Aux appuis** :

$M_x^a = 2.539KN.m.$

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{2.539 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0.010 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$\mu_b = 0.010 \Rightarrow \beta = 0.995$

$$A_s^a = \frac{M_x^a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2.539 \times 10^3}{0.995 \times 13 \times 348} = 0.564 cm^2.$$

$0.564\ cm^2 < 2.01\ cm^2.$

2. **Sens y-y :**

- **En travée :**

$M_y^t = 6.139KN.m.$

$$\mu_b = \frac{M_y^t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{6.139 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.025 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$\mu_b = 0.026 \Rightarrow \beta = 0.987$

$$A_s^t = \frac{M_y^t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{6.139 \times 10^3}{0.987 \times 13 \times 348} = 1.374 cm^2.$$

$1.37\ cm^2 < 2.01\ cm^2.$

➢ **Aux appuis :**

$M_y^a = 2.166 KN.m.$

$$\mu_b = \frac{M_y^a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{2.166 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.009 < 0{,}392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$\mu_b = 0{,}010 \Rightarrow \beta = 0.995$

$$A_s^a = \frac{M_y^a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2.166 \times 10^3}{0.995 \times 13 \times 348} = 0.481 cm^2.$$

$0.481\ cm^2 < 2.01\ cm^2.$

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 : $\sigma_{St} \leq \overline{\sigma}_{St}$

Fissuration peu nuisible $\Rightarrow$ (Art A.4.5,3 ; BAEL 91) :

$\overline{\sigma}_{st}$ = 348 Mpa

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d\ A}$$

1.Sens x-x :

✓ **En travées :** M_{ts}= 7.195KN.m et A_t= 2.01 cm².

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b\,d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0{,}154 \rightarrow K_1 = 61.92 \rightarrow \beta_1 = 0.935$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ts}}{\beta_1 d\ A_t} = \frac{7.195 \times 10^3}{0{,}935 \times 13 \times 2.01} = 294.49 MPa.$$

$\sigma_{st} = 294.49 MPa < \overline{\sigma}_{st} = 348 MPa \Rightarrow$ Condition vérifiée.

✓ **aux appuis :** M_{as}= 2.539KN.m et A_a= 3,14 cm².

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b\,d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0.154 \rightarrow K_1 = 61.92 \rightarrow \beta_1 = 0{,}935$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{as}}{\beta_1 d\ A_a} = \frac{2{,}539 \times 10^3}{0{,}9355 \times 13 \times 2.01} = 103.92 MPa.$$

$\sigma_{st} = 103.92 MPa < \overline{\sigma} = 348 MPa \Rightarrow$ Condition vérifiée

1. **Sens y-y :**

✓ **En travées :** M_{ts}= 6,139KN.m et A_t= 3,14cm².

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b\,d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0.154 \rightarrow K_1 = 61.92 \rightarrow \beta_1 = 0{,}935$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ts}}{\beta_1\, d\, A_t} = \frac{6.139 \times 10^3}{0{,}935 \times 13 \times 2.01} = 246.52MPa.$$

$$\sigma_{st} = 246.52MPa < \overline{\sigma}_{st} = 348MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **aux appuis :** M_{as}= 2.166KN.m et A_a= 2.01 cm².

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b\,d} = \frac{100 \times 2{,}01}{100 \times 13} = 0.154 \rightarrow K_1 = 61.92 \rightarrow \beta_1 = 0{,}935$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{as}}{\beta_1\, d\, A_a} = \frac{2.166 \times 10^3}{0{,}935 \times 13 \times 2.01} = 88.65MPa.$$

. $\sigma_{st} = 88.65\,MPa < \overline{\sigma} = 348\,MPa \Rightarrow$ Condition vérifiée

d) contrainte limite dans le béton comprimé: (BAEL91/Art A.4.5,2)

On doit donc s'assurer que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

$$K_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}}; donc: \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6 f_{c28} = 15MPa$$

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

1. **Sens x-x :**

- En travées :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{294.49}{61.92} = 4.75MPa$$

$\sigma_{bc} = 4.75MPa \prec \overline{\sigma}_{bc} = 15MPa \Rightarrow$ Condition vérifiée

- Aux appuis :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{103.92}{61.92} = 1.67MPa$$

$\sigma_{bc} = 1.67\ MPa \prec \overline{\sigma}_{bc} = 15\ MPa \Rightarrow$ Condition vérifiée

2. **Sens y-y :**

- **En travées :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{246.52}{61.92} = 3.98MPa$$

$\sigma_{bc} = 3.98MPa \prec \overline{\sigma}_{bc} = 15MPa \Rightarrow$ Condition vérifiée

- **Aux appuis :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{88.65}{61.92} = 1.43MPa$$

$\sigma_{bc} = 1.43MPa \prec \overline{\sigma}_{bc} = 15\ MPa \Rightarrow$ 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 :

$$\frac{h_t}{\ell_x} > \frac{M_t}{20 \times M_X^{Elu}} \text{ et } \frac{A_x}{b \times d} \leq \frac{2}{fe}$$

$$\frac{\text{ht}}{\text{lx}} = \frac{15}{154} = 0{,}088 \geq \frac{8.408}{20 \times 9.892} = 0.042 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\sqrt$$

$$\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\sqrt$$

$$\frac{\text{Ax}}{\text{b} \times \text{b}} = \frac{2.01}{100 \times 13} = 0{,}0015 \leq \frac{2}{400} = 0.005$$

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 ferraillée comme suit :

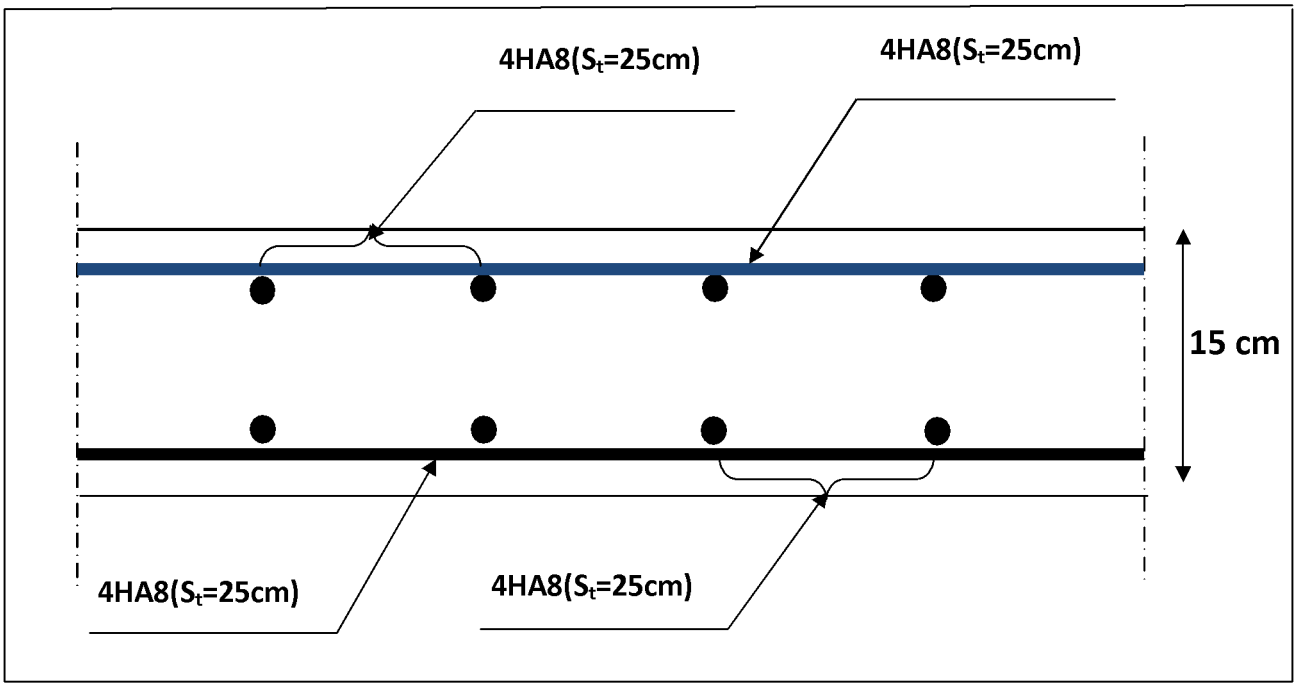
Sens x-x :

- **En travées :4HA8/ml** avec un espacement de **25cm.**
- **Aux appuis :4HA8/ml** avec **e =25cm**.

Sens y-y :

- **En travées :4HA8/ml** avec un espacement de **25cm.**
- **Aux appuis :4HA8/ml** avec **e =25cm**.

- **Plan de ferraillage de la salle machine suivant : x-x**



III.6) Dalles pleines de type console (balcon):

Le balcon se calcule comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive du plancher, soumise à une charge horizontale « Q » due à la main courante qui engendre un moment « M_Q » dans la section d'encastrement.

Le calcul du ferraillage se fera pour une bande de 1ml, dont la section est assimilée à la flexion simple. Il est réalisé en dalle pleine.

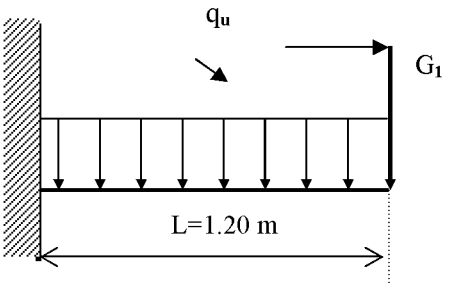
III.6.1) pré dimensionnement de la dalle pleine :

Largeur : 1,20m
Longueur : 3.65 m

$ep \geq \frac{L}{10} = \frac{1.20}{10} = 0.12m$ Avec L : largeur du balcon.

On adopte **ep = 15cm**

III.6.2) Schéma statique de calcul:



Avec :

q_u : charge et surcharge pondérée de la dalle ;

Q_1 : surcharge du garde de corps ;

G_1 : charge permanente de garde de corps ;

III.6.3) Détermination des sollicitations :

- Charges permanentes :

N°	*Elément*	*Masse volumique*	*Epaisseur*	*Poids (KN /m²)*
01	Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
02	Mortier de pose	22	0.02	0.44
03	Sable	17	0.03	0.51
04	Dalle pleine	25	0.15	3.75
05	Enduit de ciment	20	0.02	0.44
G_{total}	**5.58 KN / m²**			

- **Garde de corps :**
- G_2 = poids de l'enduit ciment x 2 +poids de la brique creuse
  Enduit ciment : 0.44 x 2 = 0.88 KN/m^2
  Maçonnerie : 0.9 KN/ m^2
  G_2 = 1.78 KN/m^2

- **Charges d'exploitation :**
  Charge d'exploitation de la dalle : Q_d = 3.5 KN/m
  Charge horizontale due à la main courante : q_1 = 1 KN/m^2

III.6.3.1) Calcul à l'ELU :

➢ La console est calculée en flexion simple avec une bonde de 1m de largeur.

1- Combinaison de charges :

Dalle pleine

$Q_{u1} = 1{,}35G + 1{,}5Q$
$Q_{u1} = 1{,}35(5.58) + 1{,}5(3{,}5) = 12.78$ KN/ml

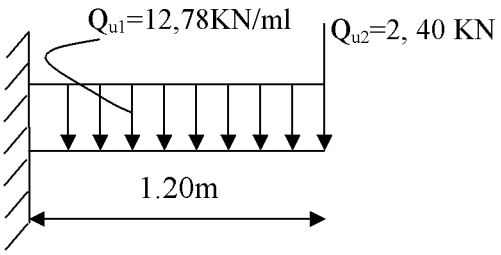
Garde corps

$Q_{u2} = 1{,}35\ G_2$
$Q_{u2} = 1{,}35\ G_2 = 1.35 \text{ x } 1.78 = 2.40$ KN/ml

a- Le moment provoqué par la charge Q_U :

$$M_u = -Q_{u1}\frac{L^2}{2} - Q_{u2}xL$$

$$M_u = -\frac{12.78x1{,}20^2}{2} - 1{,}20x2{,}40 = -12.081KN.m$$



Le signe moins (-) désigne que la fibre supérieur est tendue.

b- Effort tranchant :

$$V_u = -Q_{u1}xL - Q_{u2}$$
$$V_u = -12.78x1{,}20 - 2.40 = -17.736KN$$

2- Calcul de ferraillage :

Il consiste à étudier une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

- **Armatures principales :**

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{12.081x1000}{100x13^2 x14,2} = 0,050$$

$$\mu_b = 0,050 \prec \mu_R = 0,392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu_b = 0,050 \Rightarrow \beta = 0,974$$

$$Ast = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{12.081x1000}{0,974x13x348} = 2.741cm^2$$

Soit 4HA10 = 3.14 cm^2 avec un espacement S_t= 100/4 = 25cm.

- **Armatures de répartitions :**

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

Soit 4HA8 = 2.01 cm^2 avec un espacement S_t = 25cm.

III.6.3.2) Vérifications à l'ELU :

- **Condition de non fragilité :** (ART-A-4-2-1/BAEL91)

$$A_{\min} = 0,23xbxdx\frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23x100x13x\frac{2,1}{400} = 1.57cm^2$$

Donc $Ast = 3.14cm^2 \succ A_{\min} = 1.57cm^2$ $\Rightarrow$ *Condition vérifiée.*

- **Vérification de l'effort tranchant :** (ART- A-5-2-1)

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau} = \min\{0,15 f_{c28}; 4MPa\} = 3.75 \text{ MPa}$$ «Fissuration préjudiciable».

$$\tau_u = \frac{17.736.10^3}{1000x130} = 0,136MPa \leq \bar{\tau} = 3,75MPa$$ $\Rightarrow$ *Condition vérifiée.*

Il n'ya aucun risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaire.

- **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :** (ART-4-2-1 /BAEL91)

$$\overline{V}_u = 0,4 f_{c28}.0,9\frac{db}{\gamma_s} = 0,4x25.10^3 x0,9x\frac{0,13x1}{1,15} = 1017.39KN$$

$$V_u = 17.736KN \leq \overline{V_u} = 1017.39KN \quad \Rightarrow \quad \textit{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de l'adhérence et de l'entrainement des barres** : (ART- 4-2-1 /BAEL91)

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1,5x2,1 = 3,15MPa$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d\sum U_i} = \frac{17.736.10^3}{0,9x130x125,60} = 0.712MPa$$

Avec : $\sum U_i = 4x3,14x1,00 = 12.56\ \text{cm}$

$\tau_{se} = 0.712MPa \leq \overline{\tau}_{se} = 3,15MPa \quad \Rightarrow \quad$ *Condition vérifiée.*

Il n'ya aucun risque d'entrainement des barres.

- **Ancrage des barres aux appuis :**

$$\tau_{se} = 0,6\psi_S{}^2 f_{t28} = 2,835MPa$$

$L_s = \frac{\phi.f_e}{4\tau_{se}} = 35.27cm \succ S_t = 25cm \Rightarrow$ On prévoit des crochets.

Soit un crochet de longueur L_r :

$$L_r = 0,4L_S = 14.11cm$$

- **Espacement des barres :**

Armatures principales : $S_t \leq \min\{3h; 33cm\} = 33cm$

$S_t = 25cm \leq 33cm \quad \Rightarrow \quad$ *Condition vérifiée.*

Armatures de répartitions : $S_t \leq \min\{4h; 45cm\} = 45cm$

$S_t = 25cm \leq 45cm \quad \Rightarrow \quad$ *Condition vérifiée.*

III.6.3.3 Calcul à l'ELS :

- **Combinaison de charge :**

$Q_{S1} = G_1 + Q_1 = 5.58 + 3{,}5 = 9.08 KN/ml$

$Q_{S2} = G_2 = 1{,}78 KN/ml$

- **Calcul des moments d'encastrement :**

-Calcul des moments :

$M_S = M_{Qs1} + M_{Qs2}$

$M_s = Q_{s1}\frac{L^2}{2} + Q_{s2} xL$ 8900 2443 — dy dx

$M_s = 9.08\frac{1.2^2}{2} + 1.78x1.2$

$M_S = 8.673$ KN.

- **Vérification des contraintes :**

a-acier :

$$\sigma_{st} \le \overline{\sigma}_{st} = \min\left\{\frac{2}{3} f_e ; \max(0{,}5 f_e ; 110\sqrt{\eta f_{t28}})\right\} = 201{,}63 MPa$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s}$$

$$\rho_1 = \frac{A_{st} x100}{bxd} = \frac{3.14x100}{100x13} = 0{,}24$$

β=0.921 ⟶ K=48.29

$$\sigma_{st} = \frac{8.673x10^3}{0{,}921x13x3.14} = 230.694 MPa$$

$\sigma_{st} \ge \overline{\sigma}_{st}$ $\Rightarrow$ *Condition non vérifiée*

- Détermination d'armature à E.L.S :

μ_1=0,0022 $\Rightarrow$ β = 0,921

$$A = \frac{M_S}{\beta_1 . d\overline{\sigma}_{St}} = \frac{8.673 \times 10^3}{0{,}921 \times 13 \times 201{,}63} = 3.59 \text{ cm}^2$$

On adopte 5HA10=3.92 cm² avec st = 25cm

Donc $A_r = \frac{A_S}{4} = \frac{3.92}{4} = 0.98 cm^2$

Soit 5HA8 =2,51 cm² avec S_t = 20 cm

b-béton :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6 f_{c28} = 15MPa$$

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

$K_1 = 48.29$

$$\sigma_{bc} = \frac{230.694}{48.29} = 4.77MPa$$

D'où

$$\sigma_{bc} = 4.77MPa \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15MPa \quad \Rightarrow \quad \textit{Condition vérifiée.}$$

V.3. Vérification de la flèche :

D'après le BAEL91, on vérifié la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :

1/ $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{120} = 0.125 > \frac{1}{16} = 0.0625$ $\Rightarrow$ Condition vérifiée

2/ $\frac{h}{L} \geq \frac{M_S}{10.M_0} \Rightarrow \frac{15}{120} = 0.125 > \frac{8.673}{10 * 8.673} = 0.1$ $\Rightarrow$ Condition vérifiée

3/ $\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{fe} \Rightarrow \frac{3.14}{13 \times 100} = 0.0024 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow$ Condition vérifiée

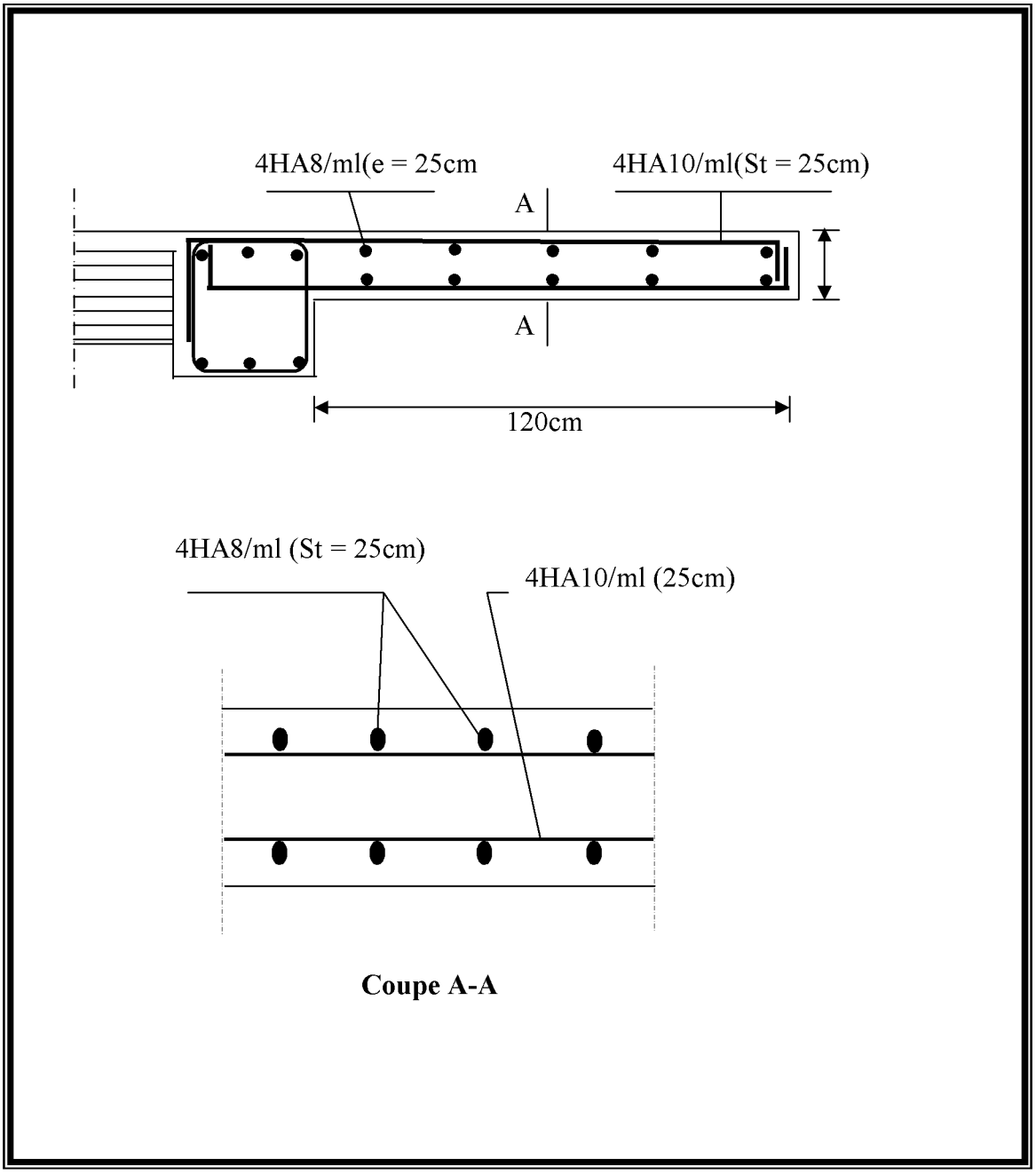


Fig. III.6.1:Ferraillage de l'acrotère

IV.1) Introduction :

Le système de contreventement est l'ensemble d'éléments de construction assurant la rigidité et la stabilité vis à vis des forces horizontales, engendrées par le vent ou le séisme.

Le contreventement peut être assuré par :

a) Des voiles ou des murs, appelés couramment refends, entrant dans la composition de l'ouvrage.
b) Un système porteurs « poteaux- poutres » formant un portique.
c) Des cages d'escaliers et d'ascenseurs ou « gaines » présentant une grande rigidité à la flexion et à la torsion.
d) dans certain cas, il serait avantageux de faire intervenir simultanément les portiques et les refends .pour cela, il est indispensable de comparer l'inertie des refends à celle des portiques pour choisir un système de contreventement et connaitre la répartition des sollicitations sur les refends et les portiques.

Le règlement parasismique algérien RPA 99 révisé 2003 recommande ce qui suit :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultantes de leurs interactions à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre outres les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage

IV.2) Etude des refends :

Il est remarquable que les voiles de notre structure ne comportent pas d'ouvertures, nous n'aurons donc à calculer que l'inertie des refends pleins :

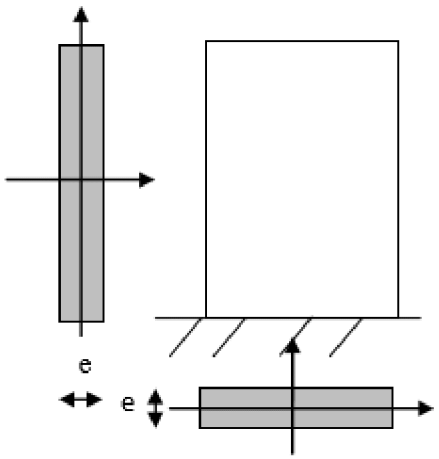
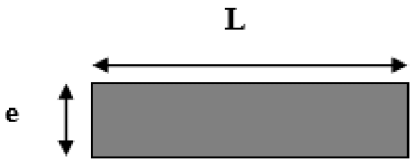


Figure (IV..1) : Vue en plan et en coupe des refends.

a) Calcul des inerties :

a-1) Refends longitudinaux :

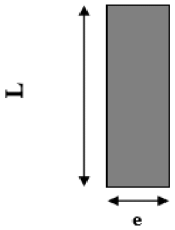
$$\begin{cases} I_x = \frac{L \times e^3}{12} \\ I_y = \frac{e \times L^3}{12} \end{cases}$$



On néglige l'inertie des refends longitudinaux par rapport à l'axe (x-x'), donc on prend Iy.

b-1) Refends transversaux :

$$\begin{cases} I_y = \frac{L \times e^3}{12} \\ I_x = \frac{e \times L^3}{12} \end{cases}$$



On néglige l'inertie des refends longitudinaux par rapport à l'axe (y-y'), donc on prend Ix.

- **Inertie des voiles longitudinaux :**

Voiles	L(m)	e (m)	Iy (m^4)	I_{yTOT}
$2VL_1$	1,7	0,20	0,081	0,162
$2VL_2$	1,4	0,20	0,045	0,090
$2VL_3$	3,4	0,20	0,650	1,3
$2VL_4$	1,7	0,20	0,081	0,162
			Iy=1,71*8=13,68m^4	

- **Inertie des voiles transversaux:**

Voiles	L(m)	e (m)	I_x(m^4)	I_{xTOT}
$2VT_1$	1,2	0,20	0,028	0,056
$2VT_2$	1,3	0,20	0,036	0,072
$2VT_3$	3,7	0,20	0,84	1,68
$2VT_4$	1,6	0,20	0,068	0,136
$2VT_5$	1,2	0,20	0,028	0,056
			I_x=2,00*8=16m^4	

IV.3) Caractéristiques géométriques des portiques :

Calcul des rigidités linéaires des poteaux et des poutres :

Poteau : $k_p = \frac{I_p}{h_c}$ I_p: Moment d'inertie de la poutre.

h_c:Hauteur calculée du poteau $(h_c = \overline{h} + \frac{1}{2} e_{pot} \leq h_0)$

Poutre : $k_{pr} = \frac{I_{pr}}{L_c}$ I_{pr}: Moment d'inertie de la poutre.

L_c: Longueur calculée de la poutre $(L_c = \overline{L} + \frac{1}{2} h_{pout} \leq L_0)$

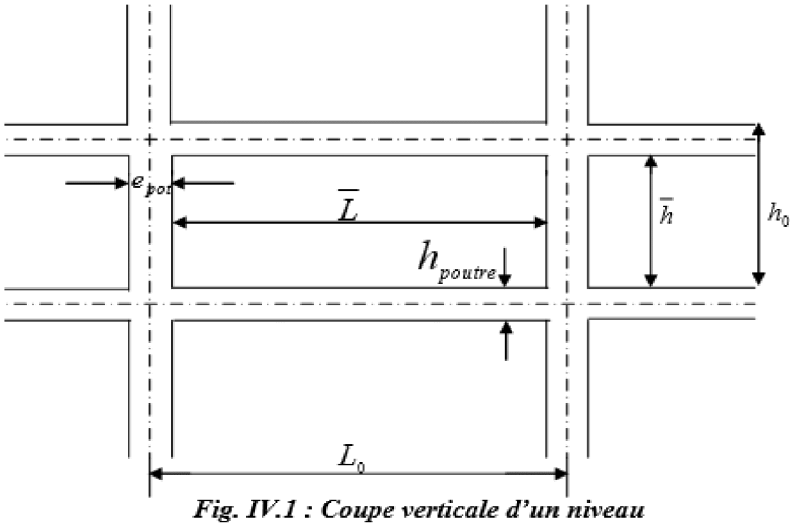


Fig. IV.1 : Coupe verticale d'un niveau

$\overline{L}$: Longueur entre nus des appuis.

$\overline{h}$: Hauteur entre nue des appuis.

e_{pot} : Épaisseur de poteau.

h_{pout}: Épaisseur de la poutre.

L_0 : Longueur entre axe des poteaux.

h_0 : Hauteur entre faces supérieures des planchers successifs

IV.3.1) Rigidités linéaires des poteaux :

- **sens longitudinal :**

Les poteaux :

niveaux	poteaux	$\overline{h}$(cm)	$e_{pot}(cm)$	h_c(cm)	I_{pot}(cm^4)	$K_{pot}(cm^4)$
Du4^{éme} au5^{éme}	35*35	269	35	284	67500	237,67
Du1^{er}au3^{éme}	40*40	269	40	286,5	125052,08	436,48
Du1^{er} S.sol au RDC	45*45	269	45	289	213333,33	738,17
2eme S.sol	45*45	430	45	450	213333,33	474,07

Les poutres :

niveaux	Travées	L_0(cm)	e_p(cm)	$\overline{L(cm)}$	h_{pout}	L_c(cm)	$I_{pout}(cm^4)$	$K_{pout}(cm^3)$
Du 4éme au 5éme Etage	1-2	345	35	315	35	332,5	107187,5	322,36
	2-3	340		310		327,5		327,29
	3-4	318		288		305,5		350,85
	4-5	318		288		305,5		350,85
	5-6	340		310		327,5		327,29
	6-7	345		315		332,5		322,36
Du 1er au 3éme Etage	1-2	345	40	315	35	332,5	107187,5	322,36
	2-3	340		310		327,5		327,29
	3-4	318		288		305,5		350,85
	4-5	318		288		305,5		350,85
	5-6	340		310		327,5		327,29
	6-7	345		315		332,5		322,36
RDC	1-2	345	45	315	35	332,5	107187,5	322,36
	2-3	340		310		327,5		327,29
	3-4	318		288		305,5		350,85
	4-5	318		288		305,5		350,85
	5-6	340		310		327,5		327,29
	6-7	345		315		332,5		322,36
Du 2éme au 1er S.sol	1-2	340	45	305	35	322,5	107187,5	332,36
	2-3	340		305		322,5		332,36
	3-4	320		285		302,5		354,33
	4-5	320		285		302,5		354,33
	5-6	340		305		322,5		332,36
	6-7	340		305		322,5		332,36

- **Sens transversal**

Les Poteaux:

niveaux	Poteaux	$\bar{h}$(cm)	$e_{pot}(cm)$	h_c(cm)	I_{pot}(cm^4)	$K_{pot}(cm^4)$
Du4^{éme} au5^{éme}	35*35	269	35	284	67500	237,67
Du1^{er}au3^{éme}	40*40	269	40	286,5	125052,08	436,48
Du1^{er}S.sol au RDC	45*45	269	45	289	213333,33	738,17
2^{éme}S.sol	45*45	430	45	450	213333,33	474,07

Les Poutre :

niveaux	Travées	L_0(cm)	e_p(cm)	$\overline{L(cm)}$	h_{pout}	L_c(cm)	I_{pout}(cm^4)	K_{pout}(cm^3)
Du4^{émé} au 5^{éme} Etage	A-B	370	35	340	30	355	56250	158,45
	B-C	555		525		540		104,16
	C-D	505		475		490		114,79
	D-E	360		330		345		163,04
Du 1er au 3^{éme} Etage	A-B	370	40	335	30	350	56250	160,71
	B-C	552		517		532		105,73
	C-D	503		468		483		116,45
	D-E	360		325		340		165,44
RDC	A-B	370	45	335	30	350	56250	160,71
	B-C	552		517		532		105,73
	C-D	503		468		483		116,45
	D-E	360		325		340		165,44
1erS.sol	A-B	370	45	330	30	345	56250	163,04
	B-C	550		510		525		107,14
	C-D	500		460		475		118,42
	D-E	360		320		335		167,91
2^{éme}S.sol	A-B	370	45	330	30	345	56250	163,04
	B-C	550		510		525		107,14
	C-D	480		460		475		118,42
	D-E	360		320		335		167,91

IV.4) Interaction voiles-portiques:

A partir l'ouvrage d'Albert Fuentes « calcul pratique des ossatures de bâtiment en béton armé », qui consiste à attribuer une inertie fictive aux portiques. On doit comparer l'inertie des voiles à celle des 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 refond 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.

IV.4.1)Calcul des flèches dans les refends « méthode des moments des aires » :

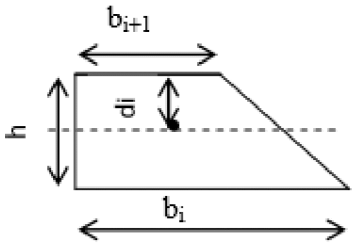
Le calcul des flèches des refends dont l'inertie I= 1[m4], soumis au même système de forces que le portique (une force égale à une tonne à chaque étage), sera obtenu par la méthode du « moment des aires ». Le diagramme des moments fléchissant engendré par la série de forces horizontales égales à 1 tonne est une succession de trapèzes superposés et délimités par les niveaux, comme le montre la figure (IV.2), ci dessus est donnée par :

$$\mathbf{f_i = \frac{\sum s_i d_i}{EI}}$$

Avec :

$\mathbf{s_i}$: Surface du trapèze

$\mathbf{d_i}$**:** Distance entre le centre de gravité du trapèze et le niveau considéré.



$\mathbf{b_i, b_{i+1}}$ **:** Longueur horizontale du trapèze.

h: hauteur du trapèze

$$\mathbf{d_i = \frac{(2b_i + b_{i+1})h}{3(b_i + b_{i+1})}}$$

$$\mathbf{s_i = \frac{(b_i + b_{i+1})h}{2}}$$

Calcul de Si x di pour les différents niveaux :

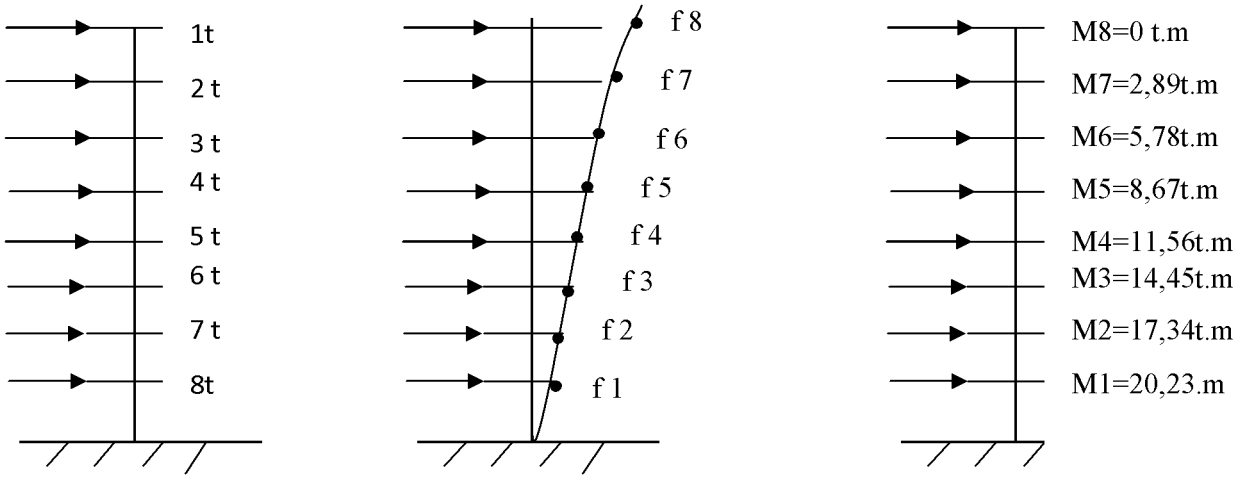
NIV	h(m)	bi (m)	bi+1(m)	Si (m2)	di (m)	Si× di	∑ Si× di = EI fi
5	2,89	2,89	0,00	4,176	1,92	8,017	2472,129
4	2,89	5,78	2,89	12,528	1,60	20,044	2227,967
3	2,89	8,67	5,78	20,880	1,54	32,155	1983,974
2	2,89	11,56	8,67	29,232	1,51	44,140	1775,726
1	2,89	14,45	11,56	37,584	1,49	56,00	1531,356
RDC	2,89	17,34	14,45	45,936	1,48	67,985	1287,487
-1	2,89	20,23	17,34	54,288	1,48	80,346	770,257
-2	4,50	24,73	20,23	101,160	2,32	234,691	234,691

$$f_1 = \frac{s_1 d_1}{EI} \Rightarrow f_1 = \frac{234{,}691}{EI}$$

$$f_2 = \frac{s_1(d_1 + h_1) + s_2 d_2}{EI} \Rightarrow f_2 = \frac{770{,}257}{EI}$$

$$f_3 = \frac{s_1(d_1 + h_1 + h_2) + s_2(d_2 + h_2) + s_3 d_3}{EI} \Rightarrow f_3 = \frac{1287{,}487}{EI}$$

Ainsi de suite jusqu'au dernier niveau, on obtient alors les résultats montrés dans le tableau précédent.



IV.5) Calcul des déplacements des portiques :

$$\Delta_n = E\Psi_n . h$$

$$E\Psi_n = \frac{M_n}{12\sum KP_n} + \frac{E\theta_n + E\theta_{(n-1)}}{2}$$

Avec :

h : hauteur d'étage.

E : module de YOUNG de béton.

$\boldsymbol{\theta_n, \theta_{n-1}}$**:** Rotation d'étage.

n : étage

La rotation d'un poteau encastré à la base au 1er niveau $E_{\theta i} = \frac{M_n + M_{n+1}}{24\sum Kt_n + 2\sum KP_n}$

La rotation d'un poteau des étages courants $E_{\theta i} = \frac{M_n + M_{n+1}}{24\sum Kt_n}$:

K$\boldsymbol{t_n}$ **:** Raideur des poutres par niveau.

K$\boldsymbol{p_n}$ **:** Raideur des poteaux par niveau

$\boldsymbol{M_n = T_n \times h_n}$**en** $(\boldsymbol{KN.m})$

IV.5.1) Inertie fictive des portiques :

$\mathbf{I_{en}} = \frac{\mathbf{f_n}}{\mathbf{D_n}}$ **Avec** $\boldsymbol{D_n} = \sum \Delta_n$

$\mathbf{I_{en}}$: Inertie fictive de portique au niveau i.

$\mathbf{f_n}$: Flèche du refend au même niveau i.

$\boldsymbol{D_n}$: Déplacement du portique au niveau i.

NIV	H	∑Ktn	∑Kp	M_n	Mn-1	$E\theta_n$	$E\psi_n$	EΔi	∑ EΔi	EI fi	*Ieiy*
5	2,89	0,0047	0,00087	2,89	0,00	25,62	86,29	249,37	9807,53	2472,12	0,26
4	2,89			5,78	2,89	76,86	172,59	498,78	8957,76	2227,96	0,24
3	2,89		0,0016	8,67	5,78	128,10	258,88	748,16	8458,98	1983,97	0,23
2	2,89			11,56	8,67	179,34	345,18	997,57	7710,82	1775,72	0,23
1	2,89			14,45	11,56	230,58	431,47	1246,94	6713,25	1531,35	0,22
RDC	2,89		0,0027	17,34	14,45	281,82	517,77	1496,35	5466,31	1287,48	0,23
1S.sol	2,89			20,23	17,34	333,06	605,37	1749,51	3969,96	770,25	0,19
2S.sol	4,50		0,0017	24,73	20,23	386,91	493,43	2220,45	2220,45	234,69	0,10
									$Ieiy_{moy}$=0,21		

Avec : $\sum kt_n = \sum \frac{I_{poutre}}{L}$ ET $\sum k_p = \sum \frac{I_{pot}}{h}$

NIV	H	∑Ktn	∑Kp	M_n	Mn-1	Eθ	$E\psi_n$	EΔi	∑ EΔi	EI fi	*Ieix*
5	2,89	0,002	0,00087	2 ,89	0,00	60,20	155,46	449,27	15756,15	2472,12	0,15
4	2,89			5,78	2,89	180,62	310,94	898,61	15306,88	2227,96	0,14
3	2,89		0,0016	8,67	5,78	301,04	431,35	1246,60	14408,27	1983,97	0,13
2	2,89			11,56	8,67	421,45	621,88	1797,23	13161,67	1775,72	0,13
1	2,89			14,45	11,56	541,87	777,35	2246,54	11364,44	1531,35	0,13
RDC	2,89		0,0027	17,34	14,45	662,29	932,82	2695,84	9117,90	1287,48	0,14
1S.sol	2,89			20,23	17,34	782,70	1074,69	3104,12	6422,06	770,25	0,11
2S.sol	4,50		0,0017	24,73	20,23	874,70	737,32	3317,94	3317,94	234,69	0,07
									$Ieix_{moy}$=0,12		

IV.5.2) Interprétation des résultats :

Comparaison des inerties des voiles et des portiques :

Sens longitudinal :

	Inertie (m^4)	pourcentage(%)
Portiques	0,21	1,6
Voiles	13,58	98,4
Portiques+voiles	13,79	100

Sens transversal :

	Inertie (m^4)	pourcentage(%)
Portiques	0,12	0,8
Voiles	16	99,2
Portiques+voiles	16,12	100

Conclusion : On constate, que l'inertie des voiles est bien plus importante par rapport à celle des portiques. Donc notre structure sera contreventée par voiles

Les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales.

IX) 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 inférieur à 6m.

IX.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 KN / m2
- Poids volumique des terres γ = 18 KN / m3
- Angle de frottement interne φ = 30°
- Cohésion C = 0

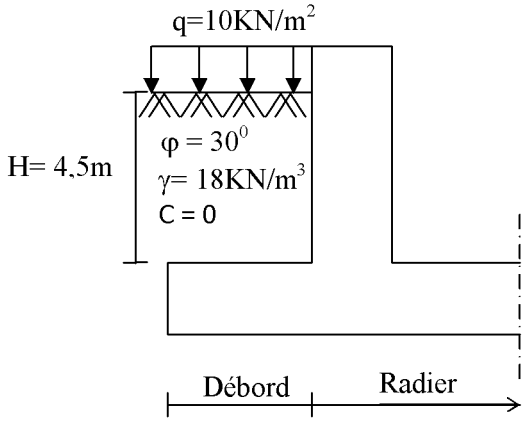


Fig. IX.1 : Schéma statique du voile périphérique.

c) Calcul des sollicitations :

- **ELU :**

$\sigma_H = K_0 (1,5q + 1,35\gamma . h)$

$h = 0 \rightarrow \sigma_H = 8, 55$ KN/m²

$h = 4,5m \rightarrow \sigma_H = 70,87$ KN/m²

- **ELS :**

$\sigma_H = K_0 (q + \gamma . h)$

$h = 0 \rightarrow \sigma_H = 5,7$ KN/m²

$h = 4,5$ m $\rightarrow \sigma_H = 57,87$KN/m²

d) Diagramme des contraintes :

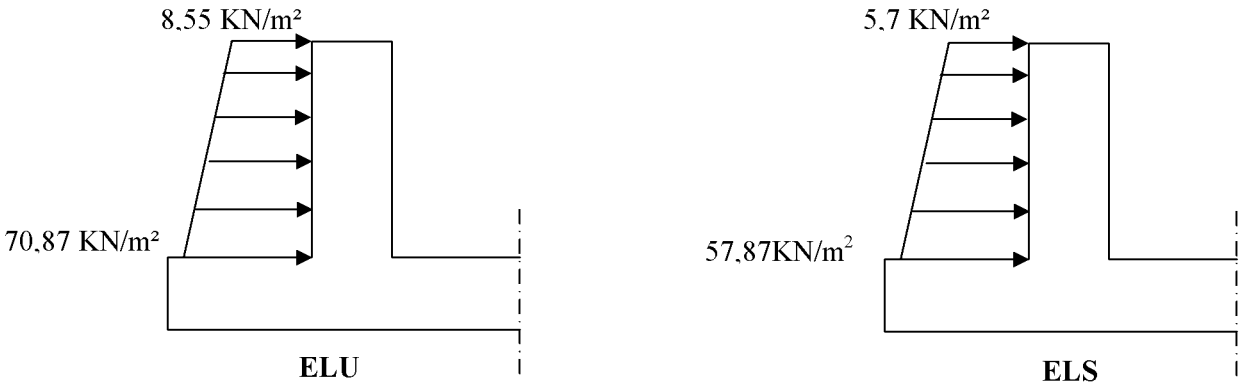


Fig. IX.2 : Diagramme des contraintes

e) Charges moyennes à considérer dans les calculs pour une bande de 1m :

$$\text{ELU} : q_u = \frac{(3\sigma_1 + \sigma_2).1m}{4} = \frac{(3\,x\,70,87 + 8,55).1}{4} = 55,29\text{KN/m}$$

$$\text{ELS} : q_s = \frac{(3\sigma'_1 + \sigma'_2).1m}{4} = \frac{(3\,x\,57,87 + 5,7).1}{4} = 44,82\text{KN/m}$$

IX.2) Ferraillage 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 :

$l_X = 3{,}15\ m$

$l_Y = 5{,}10 m$

$\rho = \frac{l_X}{l_Y} = \frac{3{,}15}{5{,}10} = 0{,}62 > 0{,}4 \Rightarrow$ *le panneau travaille dans les deux sens*

d) Calcul des moments isostatiques :

- **ELU :**

$$\rho = 0{,}62 \rightarrow \begin{cases} \mu_X = 0{,}0785 \\ \mu_Y = 0{,}330 \end{cases}$$

$M_{0X} = \mu_X \, q l_X^2 = 0{,}0785 \times 55{,}29 \times 3{,}15^2 = 43{,}06 \ \ KN.m$

$M_{0Y} = \mu_Y M_{0X} = 0{,}330 \times 43{,}06 = 14{,}20 \ \ KN.m$

e) Correction des moments :

- **Sens xx :**

Ma = 0.5 x 43,06 = 21,53 KN.m
Mt = 0.75 x43,06= 32,29 KN.m

- **Sens yy :**

Ma = 0.5 x14,20 = 7,10KN.m
Mt = 0.75 x14, 20= 10,65KN.m

f) Ferraillage :

Tableau IX.1: Ferraillage du voile périphérique.

Sens	zone	M_u(KN.m)	μ	μ_l	section	β	A(cm^2)	A_{min}(cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	St (cm)
XX	Appuis	21,53	0,052	0,392	SSA	0,973	3,74	2	5HA12/ml=5.65	20
	Travée	32,29	0,078	0,392	SSA	0,959	5,39	2	5HA12/ml=5.65	20
YY	Appuis	7,10	0,018	0,392	SSA	0,991	1,21	2	5HA12/ml=5.65	20
	Travée	10,65	0,024	0,392	SSA	0,988	1,82	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)
- $A \geq 0{,}001\, b\, h = 0{,}001 \times 100 \times 20 = 2\ cm^2$

Les deux nappes sont reliées par quatre épingles/m^2 de HA8.

h) Vérification à l'ELS :

$$\upsilon = 0.2 \qquad \rho = 0.62 \rightarrow \begin{cases} \mu_X = 0{,}0837 \\ \mu_Y = 0{,}497 \end{cases}$$

$$M_{0X} = 0{,}0837 \times 44{,}82 \times 3{,}15^2 = 37{,}22 KN.m$$
$$M_{0Y} = 0{,}497 \times 37{,}22 = 18{,}49\, KN.m$$

- **Sens xx** :

Ma = 0.5 x 37,22 = 17,51 KN.m

Mt = 0.75 x 37,22 = 27,91 KN.m

- **Sens yy :**

Ma = 0.5 x 18,49 = 9,24 KN.m

Mt = 0.75 x 18,49 = 13,86 KN.m

- Vérification des contraintes :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6\ f_{c28} = 15$ MPa

Si la condition suivante est satisfaite, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100};\ avec\quad \gamma = \frac{M_U}{M_S}$$

Tableau IX-2 : vérification des contraintes à l'ELS

Sens	Zone	Mu	Ms	γ	α	$\frac{\gamma-1}{2}+\frac{f_{c28}}{100}$	Observation
Sens x - x	*Appui*	21,53	17,51	1,22	0,066	0,36	*vérifiée*
	Travée	32,29	27,91	1,15	0,101	0,32	*vérifiée*
Sens y - y	*appui*	7,10	9,24	0,76	0,022	0,13	*vérifiée*
	travée	10,65	13,86	0,76	0,030	0,13	*vérifiée*

IX.3) Vérification de la flèche :

Si les conditions suivantes sont vérifiées, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\frac{h}{l_X} \geq \frac{M_t}{20M_U}$$

$$\frac{h}{l_X} = \frac{20}{315} = 0.063 > \frac{M_t}{20M_U} = \frac{32,29}{20 \times 27,91} = 0,057 \Rightarrow \textit{vérifiée}$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{5,65}{100 \times 17} = 0,0033 < \frac{2}{400} = 0,005 \Rightarrow \textit{vérifiée}$$

Les deux conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.

V.1) Introduction:

La principale cause des dommages dans une structure durant un séisme est sa réponse au mouvement applique à sa base suite au mouvement transmis à son sol d'assise. Dans le but d'analyser et d'évaluer le comportement de la structure sous ce type de chargement, les principes de la dynamique des structures doivent être appliquées pour déterminer les déformations et les contraintes développées dans la structure. Quand on considère une analyse de structure sous un chargement dynamique, le terme dynamique signifie une variation dans le temps, ceci rend l'étude plus compliquée voire impossible quand il s'agit d'une structure élevée avec un nombre infini de degrés de liberté. Pour cela les ingénieurs essayent de simplifier les calculs, en considérant non pas la structure réelle mais un modèle simple qui doit être le plus proche possible de la réalité.

V.1.1) Description du logiciel ETABS :(Extented Three Dimensions Analyses Building Systems)

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour

les cas de structures ayant des éléments linéaires, plans ou volumineux. La méthode considère la structure comme un assemblage discret d'éléments finis, ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur les limites de ces éléments.

La structure étant ainsi subdivisée, peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans « la théorie des poutres ». Pour chaque type d'élément, une (fonction de forme) fonction de déformation de forme polynomiale qui détermine la relation entre la déformation et la force nodale peut être dérivée sur la base de principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de la matrice de rigidité de l'élément. Un système d'équation algébrique linéaire peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant que les déformations aux niveaux des nœuds sont inconnues. La solution consiste donc à déterminer ces déformations, en suite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

V.2) Choix de la méthode de calcul:

V.2.1) Méthodes utilisables :

Le calcul des forces sismiques dépend de type de la structure et ces dimensions, se fait à l'aide des deux méthodes :

- Par la méthode statique équivalente.
- Par la méthode d'analyse modale spectrale.

Conclusion:
Dans notre cas la méthode statique équivalente n'est pas applicable

V.3.1) Condition d'application de la méthode d'analyse modale spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Conclusion:
La méthode qui convient dans notre cas, est la méthode modale spectrale

V.3.2) Présentation de la méthode modale spectrale :

Dans cette méthode on recherche pour chaque mode de vibration le maximum d'effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets vont être combinés suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure.

V.4) : Manuel d'utilisation de L'ETABS:

La version exploitée dans notre travail est l'ETABS v 9.6

Pour ouvrir l'ETABS on clique sur son icône (fig1):

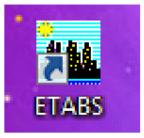


Figure V.1

V.4.1) : Etapes de modélisation :

a).* Première étape*:

Elle consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

➢ **Choix des unités*:***

Le choix du système d'unités pour la saisie de données dans ETABS, se fait du bas de l'écran, on sélectionne ***KN-m*** comme unités de base pour les forces et déplacements :

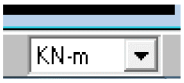


Figure V.2

➢**Géométrie de base :**

Dans le menu en haut de l'écran on sélectionne **File ⇨New model⇨Default.edb.**

Cette option permet d'introduire:

❖Le nombre de portiques suivant x-x, (dans notre cas nous avons 13 lignes suivant x-x)

❖Le nombre de portique suivant y-y,(dans notre cas nous avons 9 lignes suivant y-y)

❖Le nombre des étages,(8 nivaux R+5+2SS)

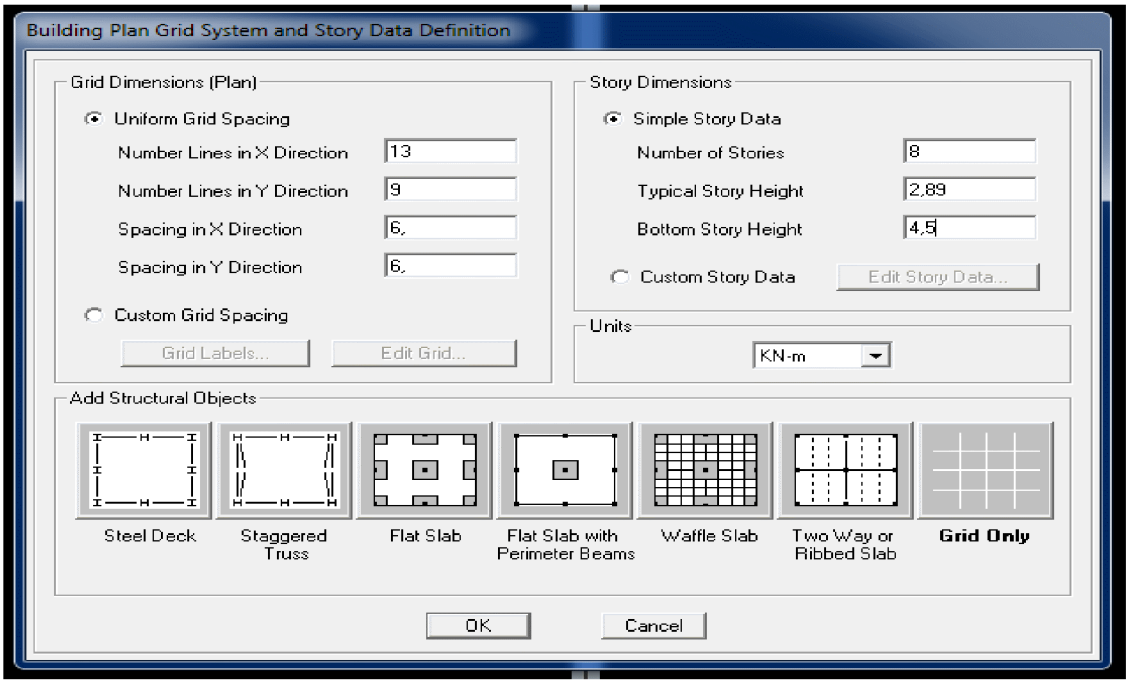


Fig.3. Géométrie de base

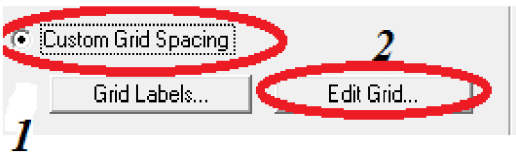
Aprèsvalidationdel'exempleonauradeuxfenêtresreprésentantslastructure, l'une en3D

Et l'autre à 2D suivant l'un des plans : **X-Y. X-Z.Y-Z.**

➢**Modification de la géométrie de base :**

On procédera à la modification des longueurs des trames et des hauteurs d'étage,

- On clique sur



-On introduit les distances cumulées puis on clique sur **ok**

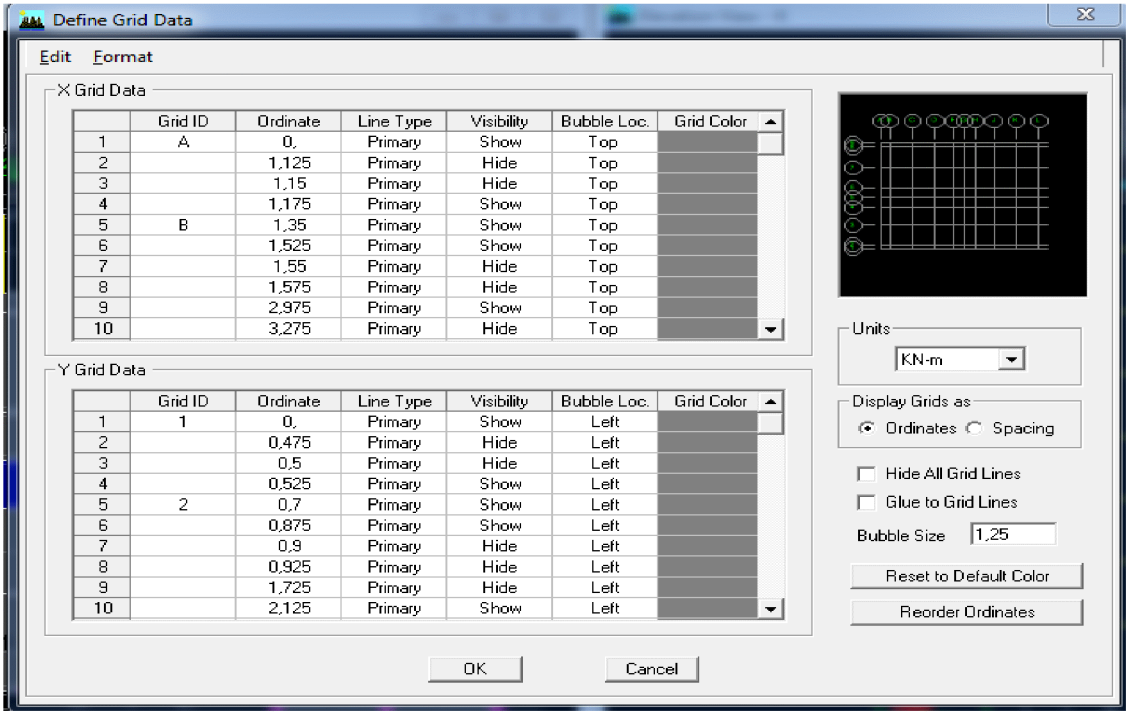


Fig V.4. Modification des longueurs de trames suivant X-X et Y-Y B.

Deuxième étape:

La deuxième étape consiste à la définition des ***propriétés mécaniques*** des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

On clique sur **Define⇨ Matériel propriétés** nous sélectionnant **Add new material** et on écrit *BETON* dans la case **Material name,** ou bien l'icône et on apporte les modifications inscrites dans la **Fig.V.5**

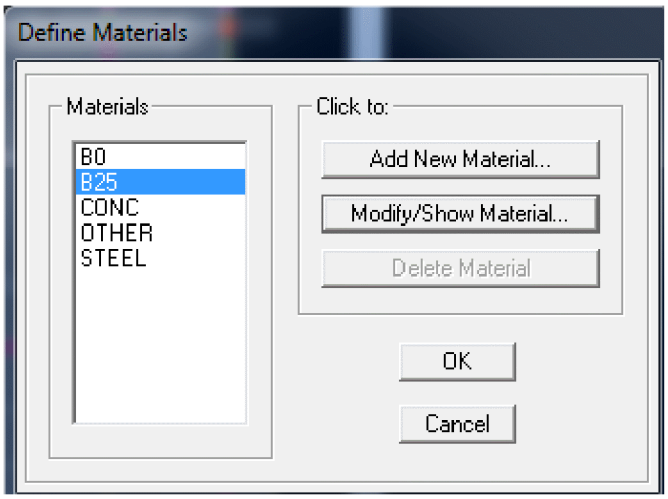


Fig. V.5: définir un nouveau matériau

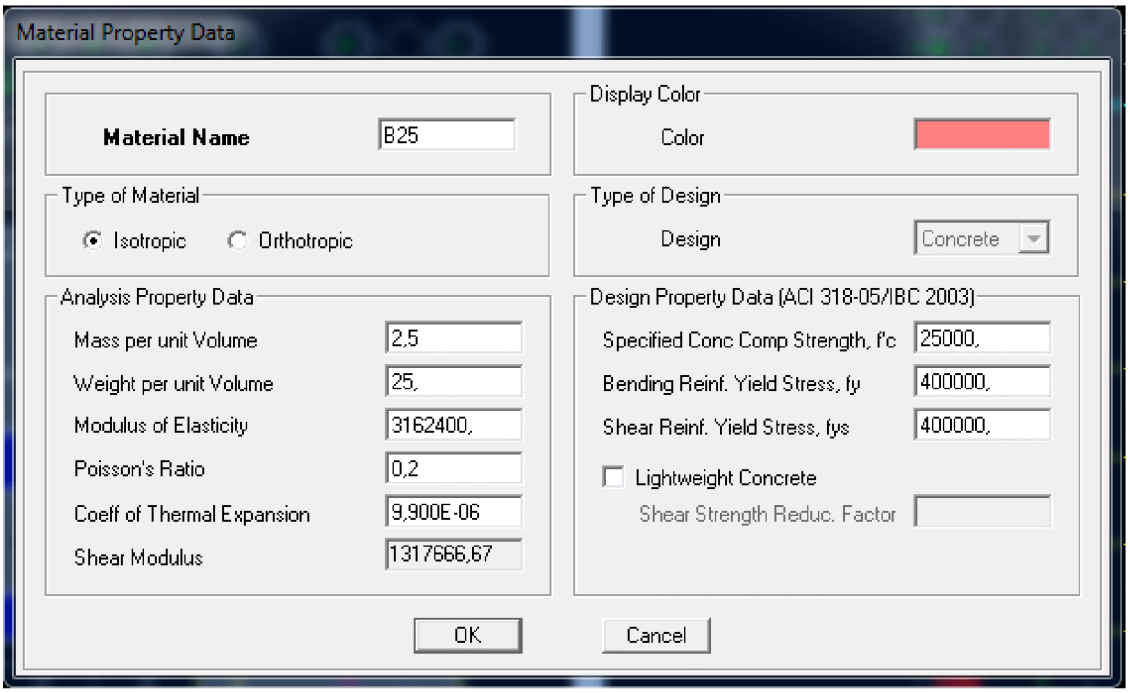


Fig.V.6. Introduction des propriétés mécaniques du béton,

➢ ***Troisième étape:***

La troisième étape consiste à l'affection des **propriétés géométriques** des éléments

(Poutres, poteaux et voile)

Nous commençons d'abord par affecter les sections des poutres principales (**PP**) et ceci de la manière suivante :

Nous choisissons le menu **Define⇨Frame sections (** **),**On clique sur la liste d'ajout de sections et on sélectionne **Add Rectangulaire** pour ajouter une section rectangulaire

(Les sections en béton armé du bâtiment à modéliser sont rectangulaires).

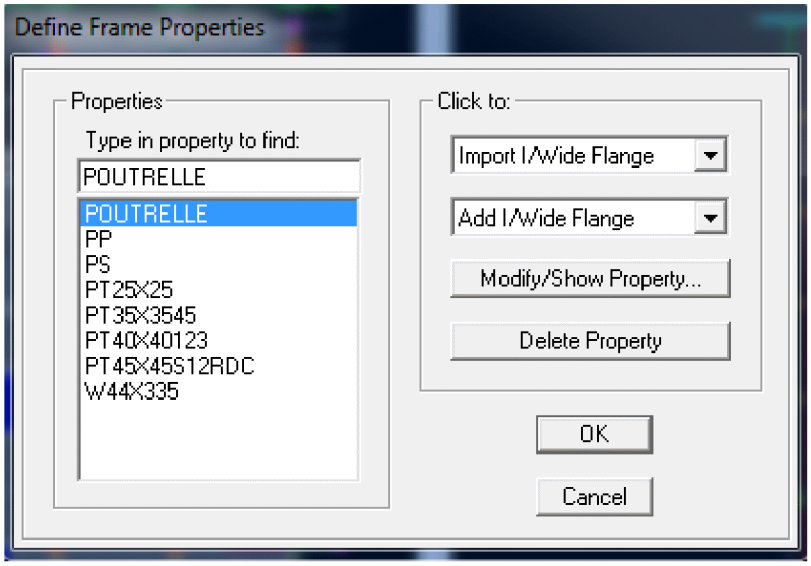


Fig V.7 : dimensionnement des éléments

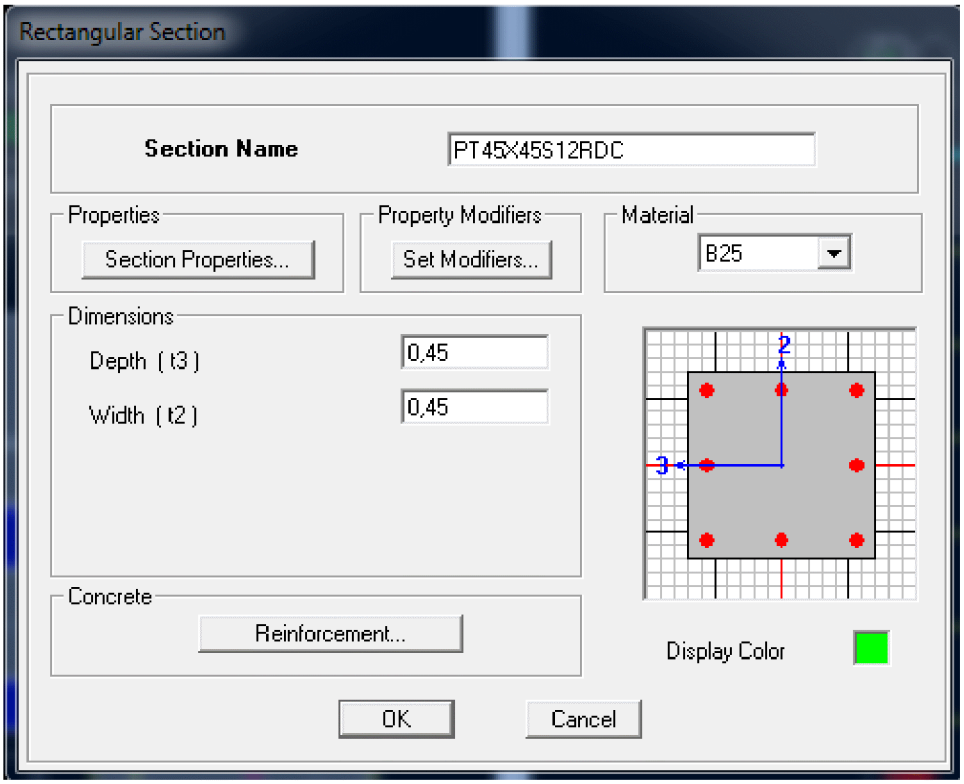


Fig. V.8 : dimensionnement des éléments

L'icône

ReinforcementouvreunefenêtrequipermetdespécifierlespropriétésdesbarresD'armatures

Si on clique sur le bouton **Section properties** on peut voir l'aire, les moments d'inerties, l'aire de cisaillement et autres propriétés calculés par ETABS

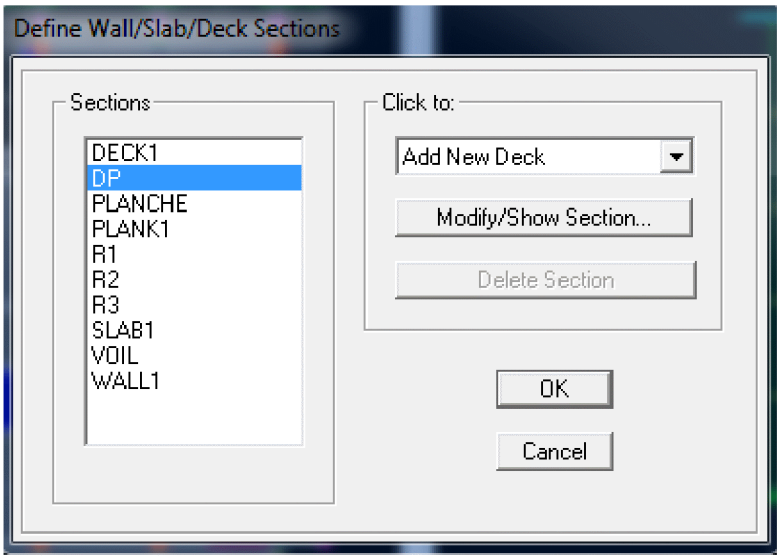
- ❖Nous procéderont de la même manière pour les autres éléments

- ❖Après avoir finis de modéliser les éléments **barres** (poutres, poteaux), nous allons passer aux éléments **plaques** (voile, plancher)

On choisit le menu :

Define⇨wall/slab/decksection⇨ Add new Wall pour le dimensionnement du voile **Fig9**

Define⇨wall/slab/decksection⇨ Addnewdeck pour le dimensionnement du plancher **Fig10**



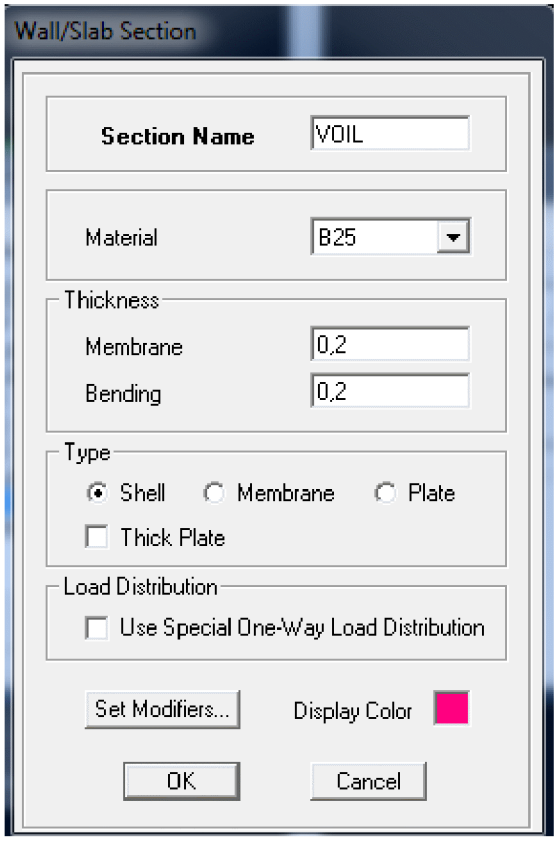


Fig. V9. Dimensionnement des voiles

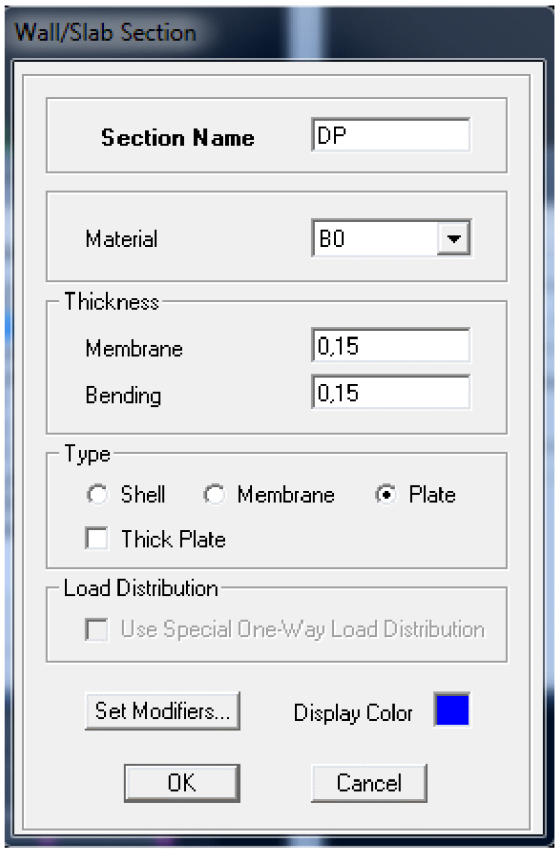


Fig. V.10 Dimensionnement du plancher (dalle de compression)

➢**Quatrième étape :**

Définir les charges appliquées à la structure modélisée.

❖**Charges statiques (GetQ):**

La structure est soumise à:

Des charges permanentes**(G)**et des surcharges d'exploitation **Q**, pour les définir on clique sur :**Define⇨StaticLoadCases,** Ou bien l'icone:

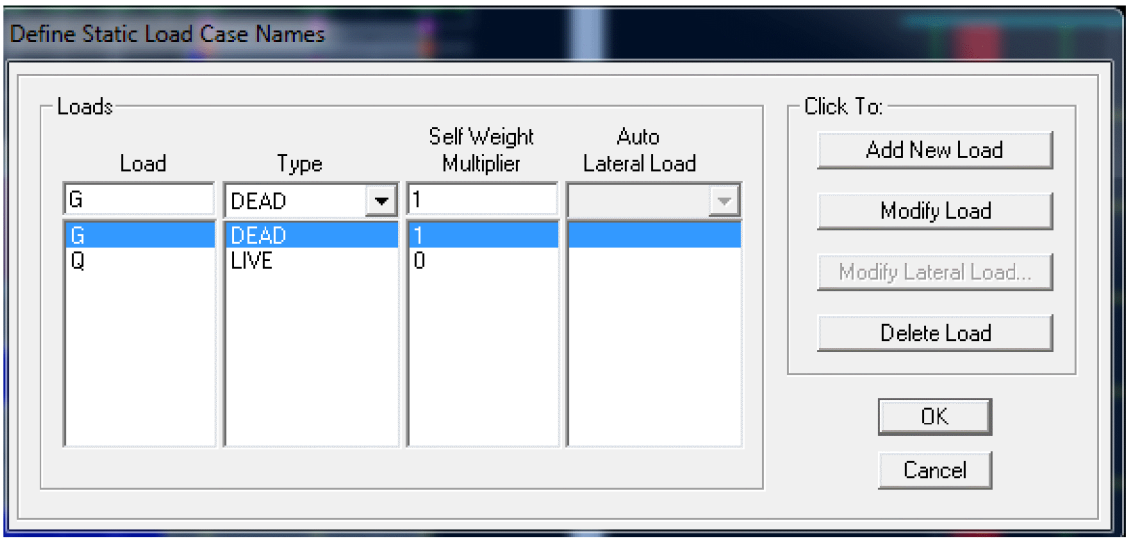


Fig. V.11. Définition des charges G et Q

❖**Charge dynamique(E):**

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le **CGS.**

Ce spectre est une courbe de réponse maximale d'accélérations **[(S_a/g)** Accélération spectrale] pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres **T.**

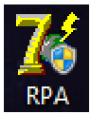
Données à introduire dans le logiciel:

- **Zone**: **III**(Zone à sismicité élevée, voir**Annexe1** du**RPA2003**)
- **Groupe d'usage**:**2** (bâtiments courants, voir chapitre **3.2** du **RPA 2003**)
- **Coefficient de comportement**: **A=5. (Mixteportique/voile avecinteraction)**
- **Remplissage: Dense**

- **Site**: **S3 (site meuble)**

- **Facteur de qualité (Q):** $Q=1+\sum Qp$

On ouvrel'application en cliquant sur l'icone:



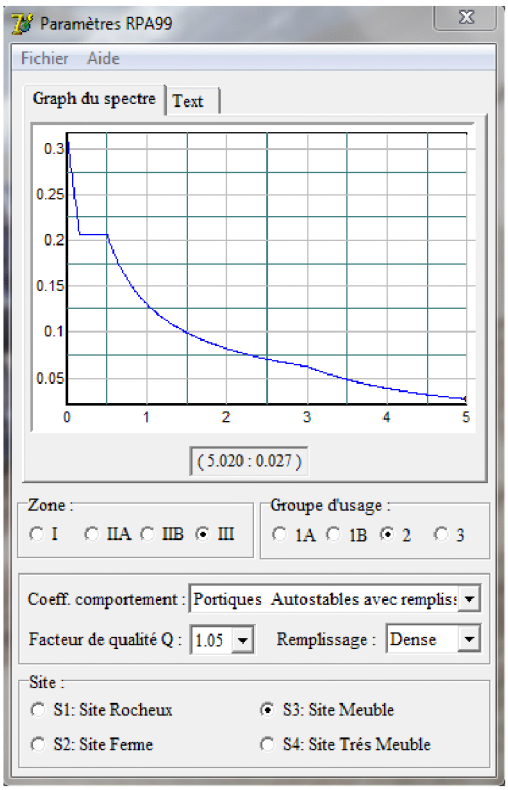


Fig. V.12 :Le spectre de réponse

❖Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur l'onglet **Text**

Et on enregistre.

En suite on introduit le spectre dans le logiciel **ETABS** par:

Define ⇨ResponseSpectrumFunctions(ou)⇨ **AddSpectrumfromfile**

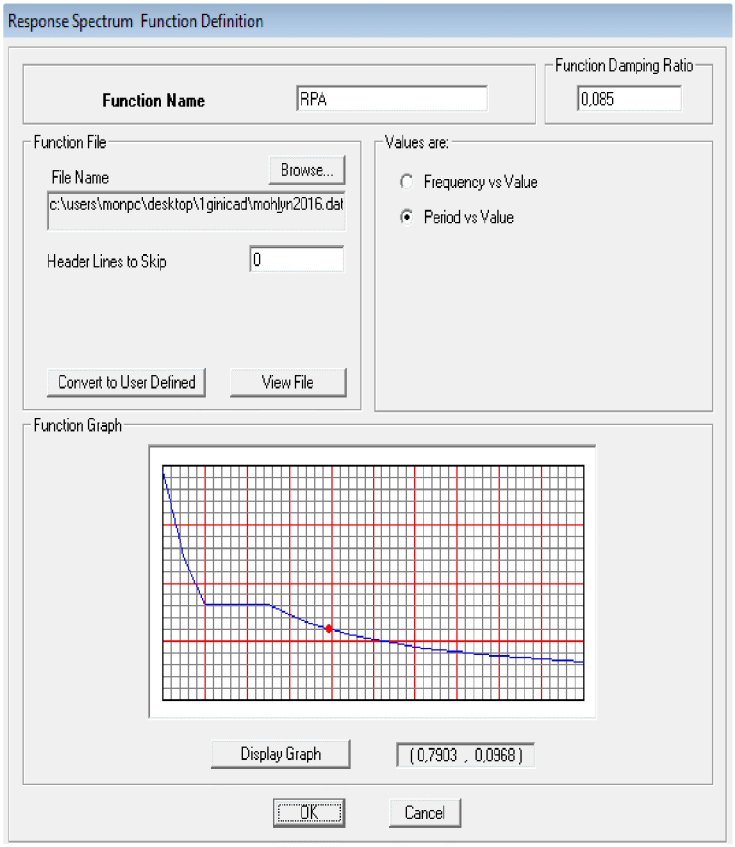


Fig. V.13 : Introduction du spectre de réponse

❖ Après l'introduction du spectre, vient la prochaine étape qui consiste à la définition duchargement **EX et EY** (séisme), pour cela on clique sur:

Define Reponses spectrum cases ⇨AddNewSpectrum(ou **).**

Dans la partie **In put ResponseSpectra,** nous allons Introduire le spectre à prendre en compte dont les deux direction principales sont**U1** et **U2** .

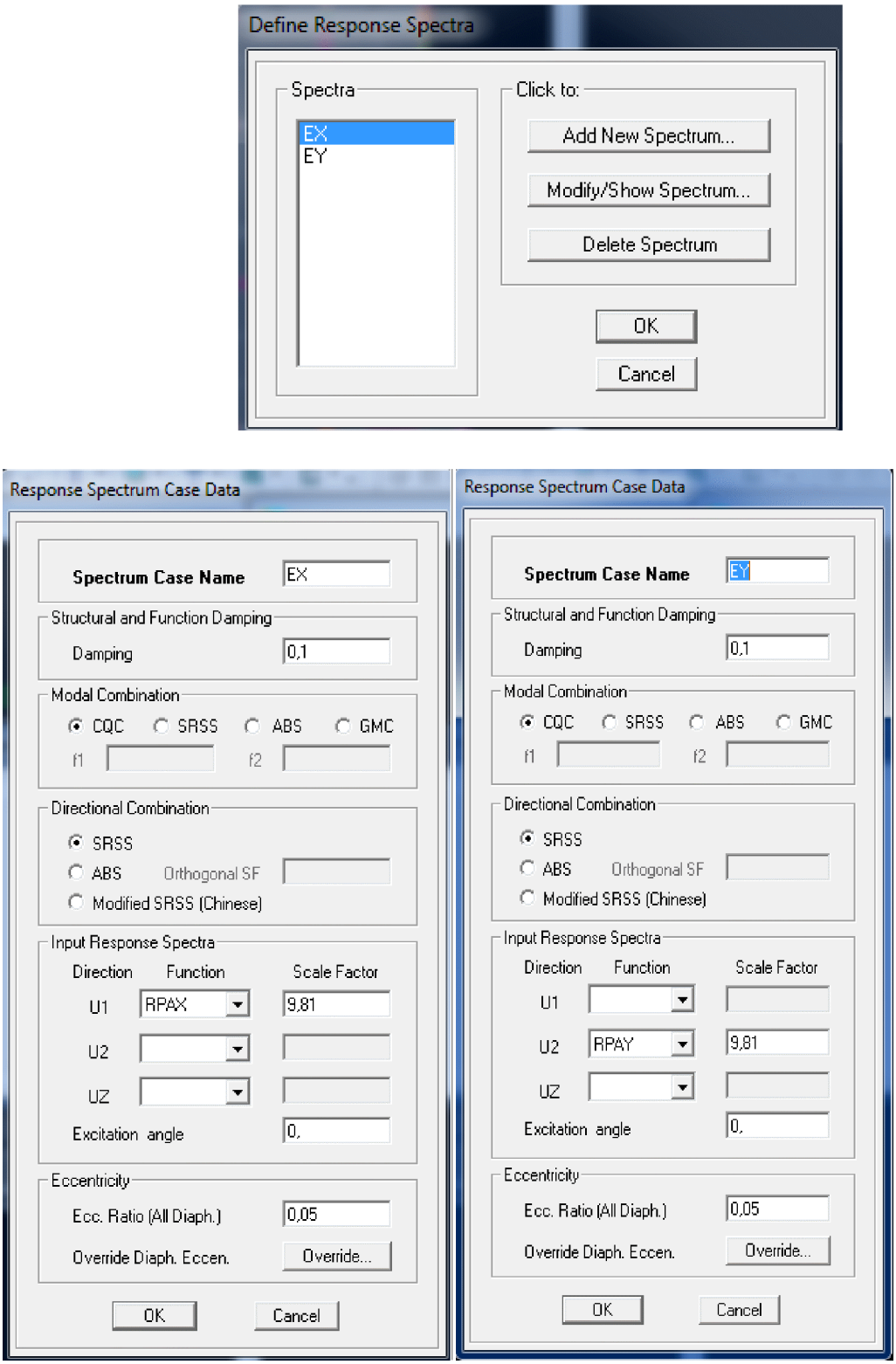


Fig. V.14 :Définition du chargement Ex et Ey (séisme)

➢**Cinquième étape:**

Chargement du plancher

❖**Etapes du chargement :**

Les charges statiques étant définies, on sélectionne les plancher et on introduit le chargement **linéaire** qui lui revient en cliquant sur:

Assign ⇨Shell/Area loads ⇨Uniform…ousur)

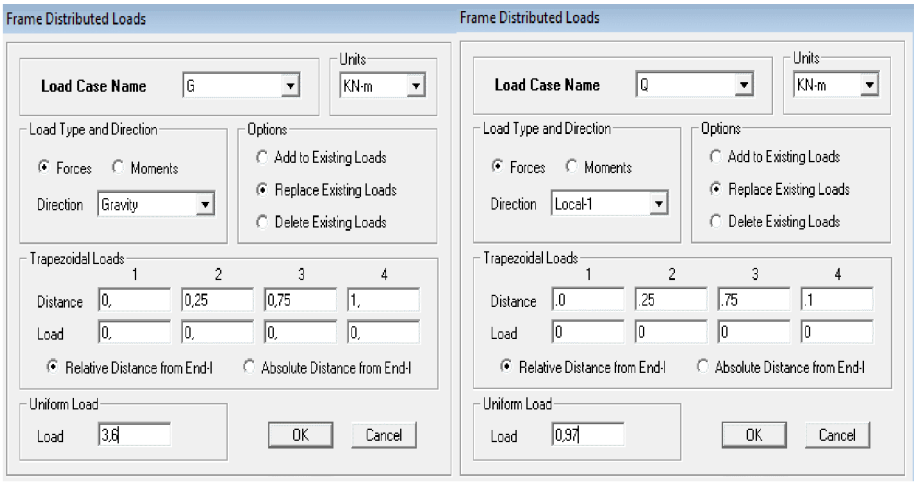


Fig. V.15 : Chargement du plancher

On spécifie le type de chargement (**G** ou **Q**) sur la case **Load Case Name**, ensuite le chargement linéaire est introduit dans la case **Load.**

➢**Sixième étape:**

❖**Introduction des combinaisons d'actions**

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et Déformations sont:

- **Combinaisons aux états limites (ELU/ELS):**

  ELU :1,35 G +1,5 Q

  ELS:G +Q

- **Combinaisons accidentelles duRPA:**

  GQ E: G+Q±E

  0,8GE: 0,8G±E

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define ⇨load Combinations⇨Add New Comboou ( )

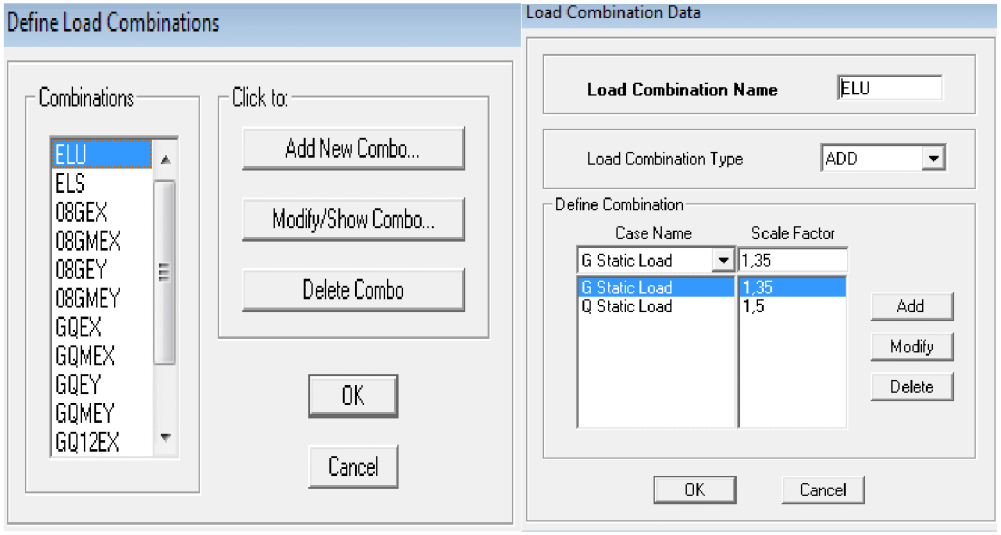


Fig. V.16 :Introduction des combinaisons d'actions

On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d'actions.

➢**Septième étape** *:*

❖**Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes)***:*

- **Appuis:**

Les poteaux sont supposés **parfaitement encastré** dans les fondations, pour modéliser cet Encastrement on sélectionne les nœuds du **RDC** puis on clique sur:

Assign⇨Joint/point ⇨ Restraints ou

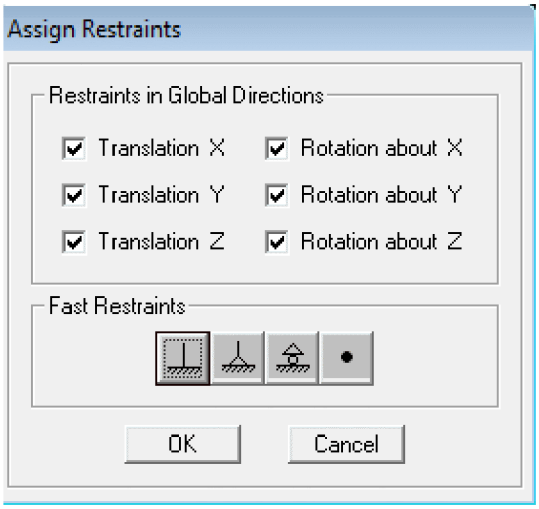


Fig. V.17 :Encastrement des appuis

- **Mass-Source :**

introduire la masse sismique **G+0,2Q** par**: Define⇨ Mass source (ou**

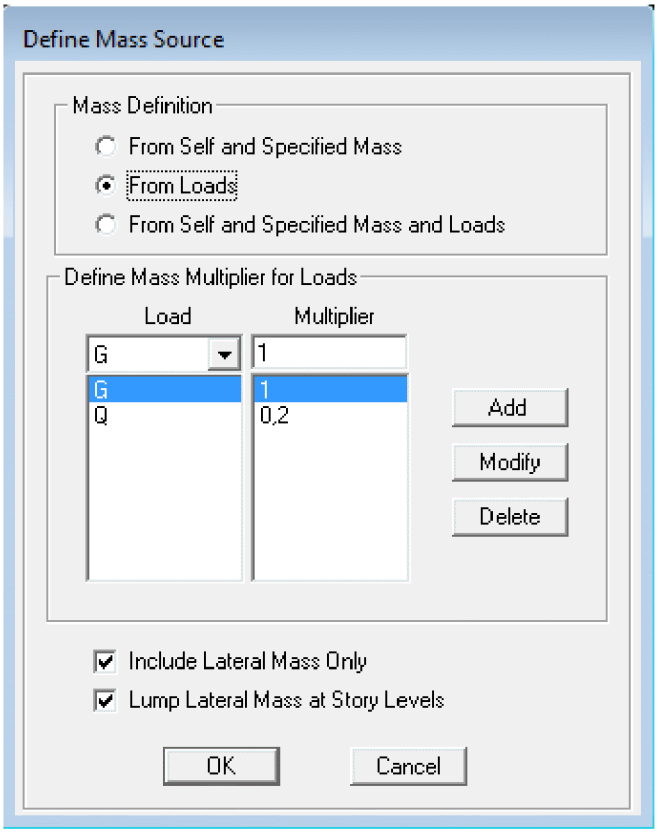


Fig. V.18 :La combinaison du poids (G+0,2Q)

■ Diaphragme:

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un **diaphragme**, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.

On sélectionne les nœuds du premier plancher puis on clique sur:

Assign ⇨ Joint/point ⇨ Diaphragm⇨Add New Diaphragmou

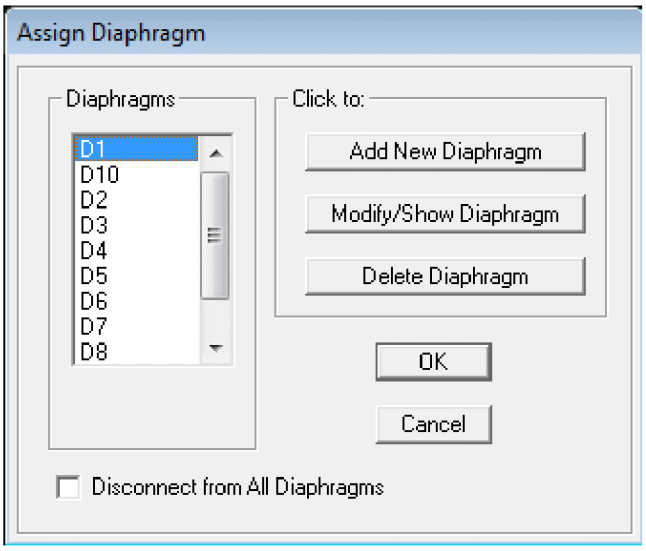


Fig V.19 : Le diaphragme

Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case **Diaphragm** on clique sur **OK** pour valider et on refait la même opération pour tous les autres planchers.

➢**Huitième étape :**

Analyse et visualisation des résultats

Pour le lancement de l'analyse: **Analyze** ⇨ **Run Analysis**

Pour la visualisation des résultats:

❖ **Période et participation modale:**

Dans la fenêtre **Display** ⇨**show tables,** on click sur **Modal Information** et on sélectionne la combinaison «**Modal».**

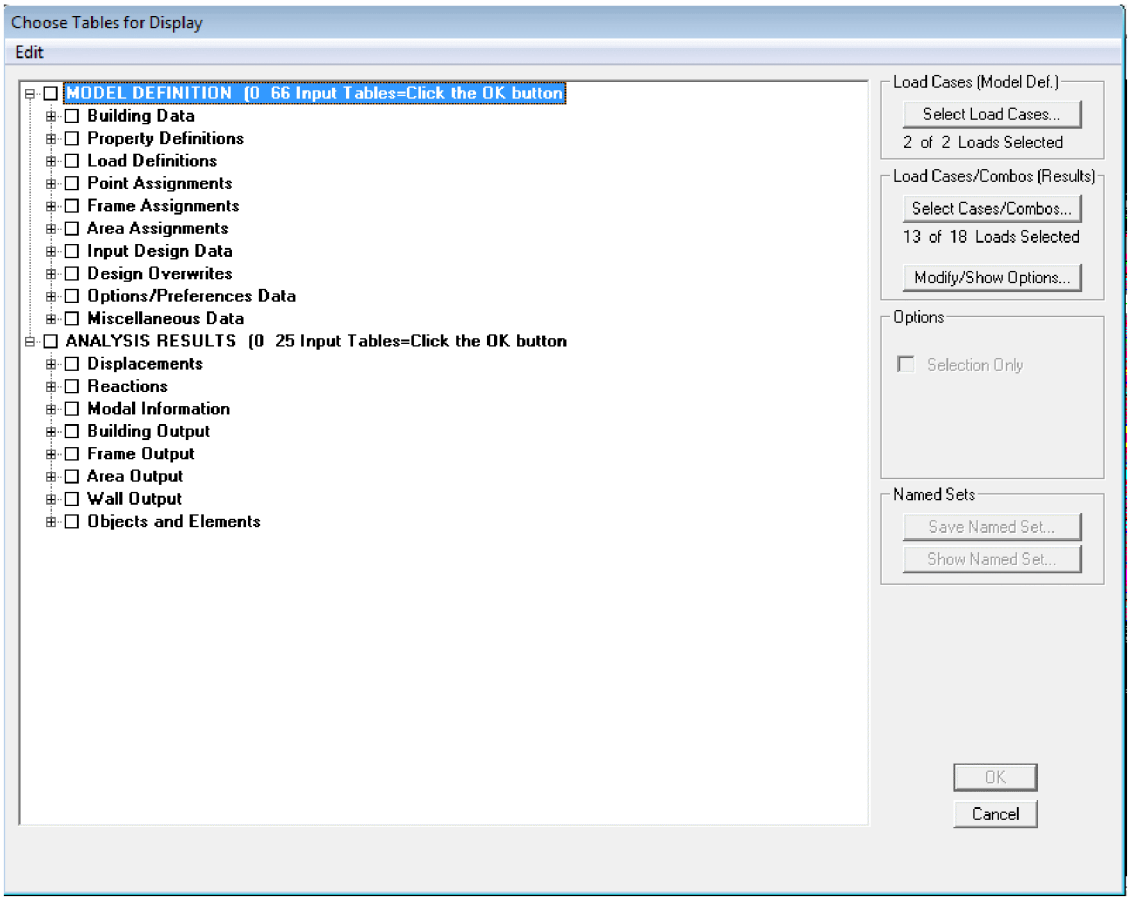


Fig. V.20 : Choix des tableaux à afficher

- **Déformée de la structure:**

On appuie sur l'icône **Show Deformed Shape**et on sélectionne une combinaison d'actions.

- **Diagramme des efforts internes:**

Pour avoir les diagrammes des efforts internes, on se positionne sur un portique et on sélectionne **Show Member forces/Stresses Diagram** dans le menu **Display**

- **Efforts internes dans les éléments barres:**

❖**Les poutres:**

Pour extraire les efforts max, on commence par sélectionner les poutres ensuite on clique sur :

Display ⇨**Show tables** Dans **Element Outpu t**on sélectionne «**Frame Forces**»(Efforts Dans les barres).

On clique sur **Select Case/comb** pour choisir la combinaison d'actions puis on clique sur **OK.**

❖ **Les poteaux:**

Pour extraire la valeur des efforts dans les poteaux, on sélectionne ces derniers et on suit les mêmes étapes que pour les poutres.

❖ **Efforts internes dans les voiles:**

Pour extraire les contraintes dans les voiles, ⇨ **Area Out put** on clique sur «**Area forces and Stresses »** et on sélectionne une combinaison d'actions.

❖ **Déplacements:**

Pour extraire les déplacements sous formes de tableaux, on sélectionne tout le plancher du niveau considéré, on appuie sur **show tables** puis on coche «**Displacements**»

Pour une meilleure visualisation on exporte le tableau sur **Excel ,la** colonne U_x correspond ausens xx, et U_y au sens yy,

- **Effort tranchant et moment sismique à la base:**

Pour extraire les efforts à la base (fondations) on clique sur **show tables** on coche

«**Base Reactions»** ensuite dans «**Select Cases/comb»** on choisit**« EX ou EY »**

- **Effort tranchant de niveau:**

Pour extraire l'effort tranchant de chaque niveau, on se positionne sur la vue en 2D puis dans le menu **View** on clique sur **Set 3DView** et on sélectionne le plan XZ

Dans **Display** on clique sur **Show Deformed Shape** et on sélectionne la combinaison **EX ou EY**

Enfin, dans **Draw** on choisit l'option **Draw Section Cut** et on trace une droite traversant les éléments du niveau considéré.

Remarque :

En désélectionnant la case **wall**on aura l'effort repris par les portiques et on désélectionnant

La case **Frames** nous aurons l'effort repris par les voiles.

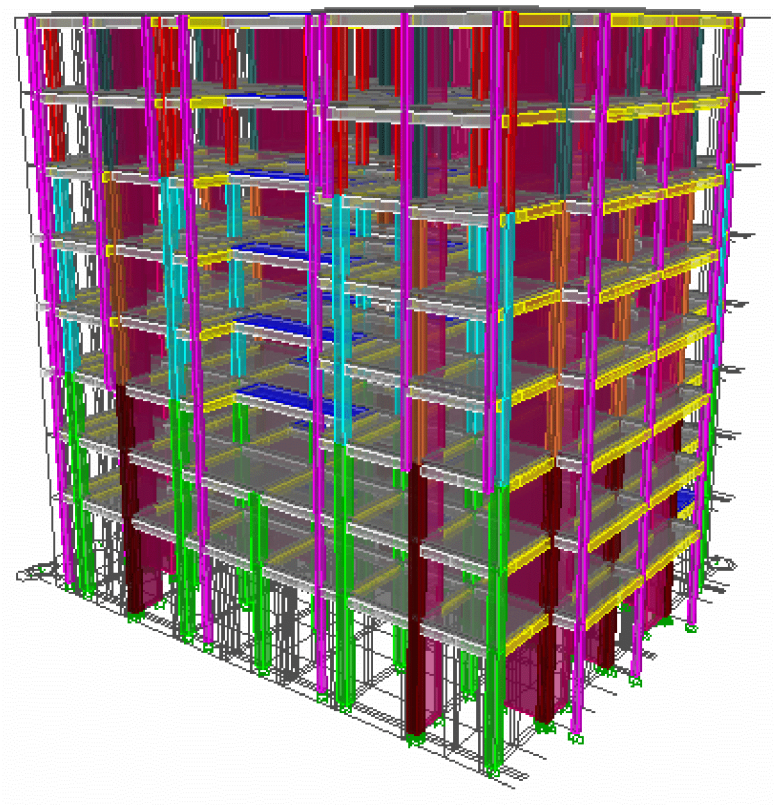


Fig. V.20.Modèle3D de la structure.

VI). Introduction :

Avant de passer au ferraillage de la structure, le RPA nous exige de vérifier que la résultante des forces sismiques à la base $V_{statique}$ 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 .

VI.1) Caractéristiques de la structure relative à l'étude dynamique :

- ✓ la structure est classée en groupe d'usage 2 (RPA 2003).
- ✓ Le sol est de catégorie S3 (sol meuble), selon les résultats donnés par le laboratoire de géotechnique.
- ✓ La structure se trouve dans une zone de moyenne sismicité Zone II.
- ✓ La structure étudiée fait 25,92 m de hauteur (R+5+2SS), le système structural est (constructions mixtes poteaux voiles porteurs).

VI.2) Vérifications aux exigences du RPA99 modifié en 2003 :

VI.2.1) Spectre de réponse de calcul :

Le spectre réglementaire de calcul est donné par l'expression suivante:

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A\left(1+\frac{T}{T_1}\left(2.5\eta\frac{Q}{R}-1\right)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \le T \le 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3}\left(\frac{3}{T}\right)^{5/3}\left(\frac{Q}{R}\right) & T > 3.0s \end{cases}$$

RPA 2003 (A 4.3.3)

$\frac{S_a}{g}$

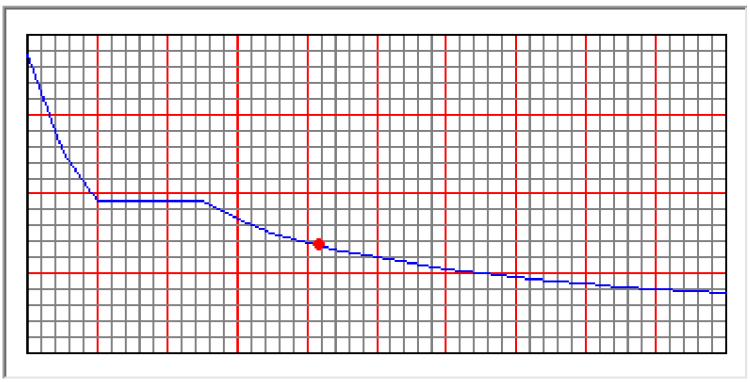


Fig. VI.1 : Spectre de réponse de calcul.

T (sec) : la période avec une précision de 0.1 sec.

A : coefficient d'accélération de zone.

η : facteur de correction d'amortissement.

R : coefficient de comportement de la structure.

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

Q : facteur de qualité de la structure. $Q = 1 + \sum_{1}^{5} P_q$

- ✓ **P_q** :est la pénalité à retenir selon le critère de qualité **q**;(**tableau 4-4 du RPA2003**).

- **Calcul du facteur de qualité Q :**

❖ **Tableau donnant les valeurs des pénalités P_q:**

➢ **Sens longitudinale :**

Critère q »	Pénalités P_q
1. Conditions minimales sur les files de contreventement.	**0**
2. Redondance en plan.	**0**
3. Régularité en plan.	**0.05**
4. Régularité en élévation.	**0**
5. Contrôle de la qualité des matériaux.	**0**
6. Contrôle de la qualité de l'exécution.	**0.1**

Tableau VI.1 : valeurs des pénalités P_q Sens longitudinale

- **Sens transversal :**

Critère q »	Pénalités P_q
1. Conditions minimales sur les files de contreventement.	**0**
2. Redondance en plan.	**0**
3. Régularité en plan.	**0**
4. Régularité en élévation.	**0**
5. Contrôle de la qualité des matériaux.	**0**
6. Contrôle de la qualité de l'exécution.	**0.1**

Tableau VI.2 : valeurs des pénalités P_q Sens transversal

Sens longitudinal :

$$\mathbf{Q} = 1 + (0 + 0 + 0.05 + 0 + 0 + 0.1) = 1.15.$$

Sens transversal :

$$\mathbf{Q} = 1 + (0 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0.1) = 1.10.$$

Note : Dans le spectre de réponse la valeur de **Q** à introduire est la plus défavorable **Q =1.15.**

- Pour notre structure les paramètres à considérer sont :

A= 0,15 [zone IIa, groupe d'usage 2 (RPA 2003tableau 4.1)].

R= 5 [poteaux. voiles (RPA 2003tableau 4.3)].

$\mathbf{T_1}$= 0,15sec ; $\mathbf{T_2}$= 0,5 sec. [Site S3 (RPA 2003 Tableau 4.7)].

Q=1,15

VI.2.2) Nombre de modes à considérer :

a) Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- ✓ la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- ✓ ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

b) Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_K \leq 0.20 \text{ sec} \qquad \text{RPA(4-14)}$$

N : est le nombre de niveaux au-dessus du sol et ; T_k la période du mode K.

- ➢ Dans notre cas N=8 niveaux $\Rightarrow K \geq (3x\sqrt{8}=8,43)$
  Donc K=9 nombre de modes.

VI.2.3) Combinaison des réponses modales :

- ➢ $r \leq 10 / (10 + \sqrt{\xi_i \, \xi_j})$

Avec :

$r = T_i / T_j \ (T_i \leq T_j)$

i et j : deux modes de vibration des périodes T_i, T_j et d'amortissement ξ_i, ξ_j

- ✓ Dans le cas où toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par

$$\mathbf{E} = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^{k} E_i^2}$$

E : effet de l'action sismique considéré

$\mathbf{E_i}$: valeur modale de E selon le mode « i »

K : nombre de modes retenus

✓ Dans le cas où deux réponses modales ne sont pas indépendantes ; E1 et E2 par exemple, la réponse totale est donnée par :

$$E = \sqrt{\left(|E_1| + |E_2|\right)^2 + \sum_{i=3}^{K} E_i^2}$$

VI.2.4)Caractéristiques géométriques de la Structure :

✓ **Le centre de masse et le centre de torsion pour chaque niveau :**

Etage	Masse (KN)		Position du centre de masse		Position du centre de rigidité		Excentricité		Excentricité accidentelle	
	X	Y	XCM(m)	YCM(m)	XCR(m)	YCR(m)	e_x	e_y	e_x	e_y
S-Sol1	787,611	787,611	12,384	8,204	12,559	9,556	-0,175	-1,352	1,147	0,97
S_sol2	869,336	869,336	12,276	9,258	12,538	9,564	-0,262	-0,406		
RDC	818,220	818,220	12,274	9,475	12,517	9,509	-0,243	-0,034		
Etage 1	834,414	834,414	12,271	9,469	12,499	9,460	-0,228	0,009		
Etage 2	834,560	834,560	12,271	9,470	12,482	9,420	-0,211	0,05		
Etage 3	828,766	828,766	12,275	9,473	12,467	9,386	-0,192	0,087		
Etage 4	846,306	846,306	12,265	9,446	12,454	9,359	-0,189	0,087		
Etage 5	870,975	870,975	12,275	9,458	12,443	9,339	-0,168	0,119		
condition vérifie										

Tableau VI.3 : Centre de torsion et centre de masse de la structure.

❖ **L'excentricité :**

Pour toutes les structures comprenant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- ✓ 5 % de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise de part et d'autre du centre de torsion).
- ✓ Excentricité théorique résultant des plans.

a) Excentricité accidentelle: (RPA 2003 Art 4.2.7)

Le RPA dicte que : ex = 0,05×22,95 = 1,147 m

ey = 0,05 × 19,4 = 0,97 m

b) Excentricité théorique :

ex = ***XCM – XCR*** ⟹ Ex = -0,211< 1,147 m ……**Condition vérifiée.**

ey = ***YCM - YCR*** ⟹ Ey = 0,05m >0,97 m …… **Condition vérifiée.**

VI.2.5) Caractéristiques dynamiques de la structure :

Le tableau suivant résume toutes les données relatives aux périodes et participations massiques de tous les modes.

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ
1	0,72933	0,0002	0,4646	0	0,0002	0,4646	0	1,0680	0,0016	21,2587
2	0,65993	0	21,7045	0	0,0002	22,1691	0	49,7776	0	0,4562
3	0 ,61963	22,3301	0,0001	0	22,3303	22,1692	0	0,0001	51,2855	0,0026
4	0,24066	0,2086	0,0144	0	22,5389	22,1836	0	0,1269	0,0046	1,1770
5	0,20875	0,3210	0,1685	0	22,8598	22,3521	0	2,8044	5,8032	1,1094
6	0,20782	0,2406	0,2233	0	23,1004	22,5754	0	5,4933	2,8252	0,6830
7	0,17890	4,5711	1,1295	0	27,6716	23,7048	0	0,4464	2,5137	56,3840
8	0,16164	55,4456	5,4099	0	83,1171	29,1148	0	2,1661	21,5280	1,8856
9	0,15959	4,0100	56,9245	0	87,1271	86,0392	0	22,5387	1,5185	2,2711
10	0,11889	0,0039	0,2668	0	87,1310	86,3061	0	0,2613	0,0023	14,1766
11	0,10079	12,2037	0,0002	0	99,347	86,3063	0	0,0001	12,1580	0,0032
12	0,10536	0	12,9895	0	99,3347	99,2958	0	12,7039	0	0,2855

Tableau VI.4: périodes et participations massiques donné par ETABS

✓ La valeur de participation massique a atteint les 90% dans le **mode 11.**

VI.2.6) Vérification de la résultante des forces sismiques :

Selon le RPA la résultante des forces sismiques à la base 'Vt' obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminées par **la méthode statique équivalente (RPA 2003 Art 4.2).**

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

(RPA 2003 Art 4.2.3)

✓ **A :coefficient d'accélération de zone**, donné par le **RPA 2003 tableau 4.1** suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment

A= 0,15

✓ **D : facteur d'amplification dynamique moyen**, fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta\left(T_2/T\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3.0s \\ 2.5\eta\left(T_2/3.0\right)^{\frac{2}{3}}\left(3.0/T\right)^{\frac{5}{3}} & T \ge 3.0s \end{cases}$$

T_1 = 0.15, T_2 = 0.5 (RPA/Tableau 4-7).

η : donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0.7$$

- ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.
  Quand ξ = **10%**, on a **η= 0.763**

T : La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

- h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N). $\Longrightarrow$ h_N=25,33 m
- C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau (4.6) $\Longrightarrow$ C_T=0,05

D'où : T = 0.564s

T = 0.733sec. $\Rightarrow T_2 \leq T \leq 3.0$ sec.

Donc : $D = 2.5\ \eta(\frac{T_2}{T})^{\frac{2}{3}} = 1{,}732$

D = 1,732

- ✓ **R : le coefficient de comportement global de la structure (RPA 2003 tableau 4.3)**

R=5

- ✓ **Q : facteur de qualité** voir le titre **5.9.1.a.**

Q= 1.15

- **W : Poids total de la structure,** donné par ETABS

Etages	Poids (KN)
Poids Total W (KN)	63171

Tableau VI.5: le poids total de la structure

Conclusion :

MSE (RPA 2003)		
Coefficient	**A**	0.15
	D	1,732
	Q	1.15
	R	5
Forces Sismiques V (KN)	**5763**	

Tableau :VI.6 : la force sismique à la base

✓ **Résultante des forces sismiques de : (RPA 2003 Art 4.3.6)**

La résultante des forces sismiques à la base **Vt** obtenue par combinaison des valeurs modales ; calculée par **ETABS** ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par **la méthode statique équivalente Vmax** pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. **(Vt > 0.80 V)**

✓ Si Vt < 0.80Vmax, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport 0.8 V/Vt

Forces Sismiques (KN)			Vérification	
MSE (V)	**ETABS (Vt)**		**Vt/V**	
	Ex	**Ey**	**X**	**Y**
5763	**5091,13**	**5104,3**	**<0.80**	**<0.80**
			Vérifié	**Vérifié**

On remarque que la résultante des forces à la base ***F*** suivant les deux directions principales orthogonales obtenues par combinaisons des valeurs modales est inférieure à **80** ٪ des résultantes des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente **Vmse** (RPA99/2003 Article.4.3.6), à cet effet il faudrait augmenter les paramètres de la réponse suivant les deux directions avec les coefficients de pondérations suivants :

Pour la direction «X »: $(0.8V/V_t) = 0,905$

Pour la direction « Y» :$(0.8V/V_t) = 0,903$

VI.2.7) Vérification des déplacements :

On doit aussi vérifier que les déplacements relatifs entre étages voisins ne dépassent pas 1% de la hauteur d'étage **[RPA 2003 article 5.10].**

Les résultats des déplacements sont calculés par le logiciel ETABS.

a) Déplacement maximal :

- **Sens transversal :**

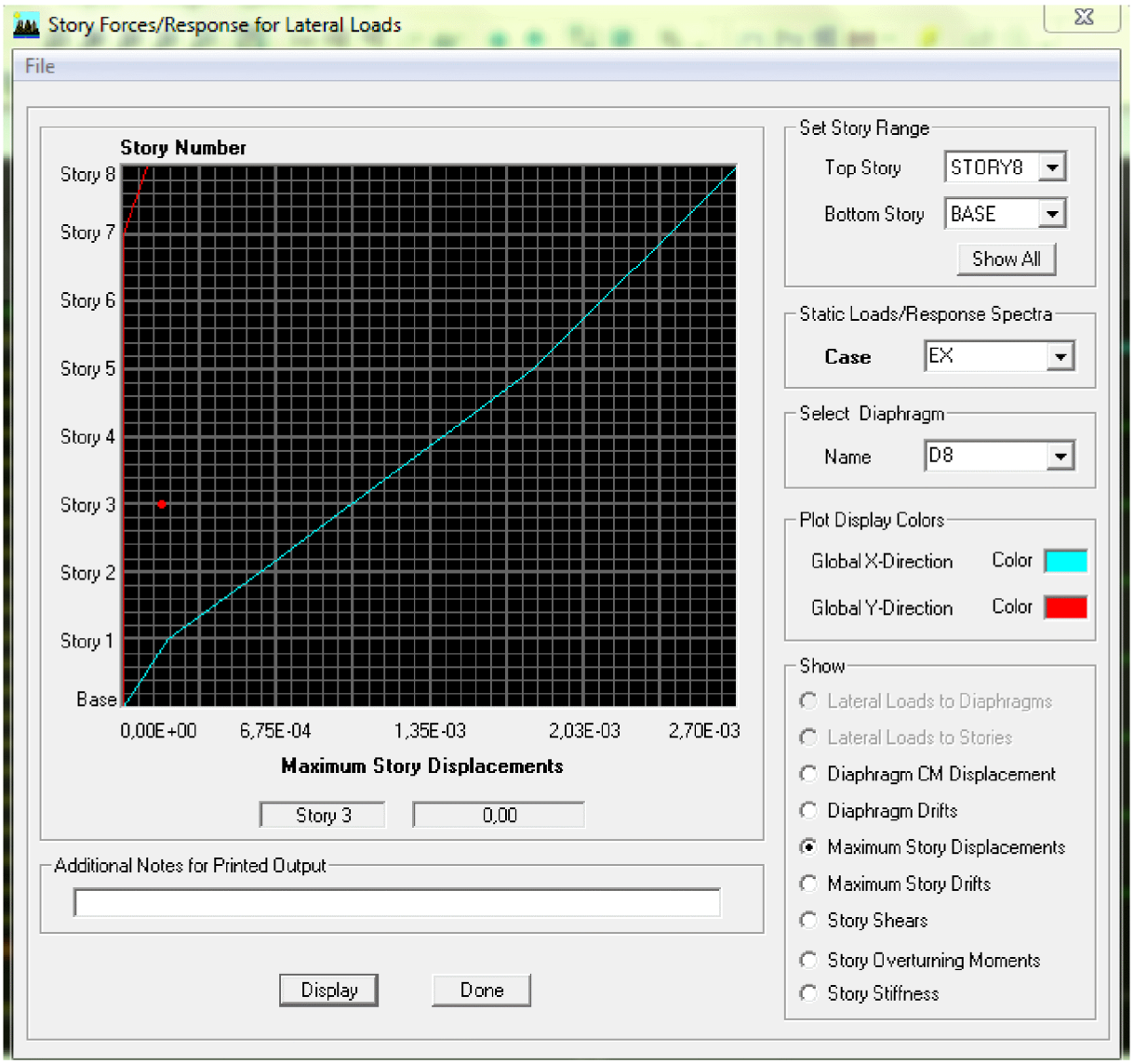


Fig. VI.2 : Vérification des déplacements selon Ex

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante : $\delta_{max} \leq f = \frac{Ht}{500}$

f : La flèche admissible.

H_t: La hauteur totale du bâtiment.

$\delta_{max} = 0.02 \leq f = \frac{Ht}{500} = \frac{37,74}{500} = 0.075$ ..... **Condition vérifiée.**

- **Sens longitudinal :**

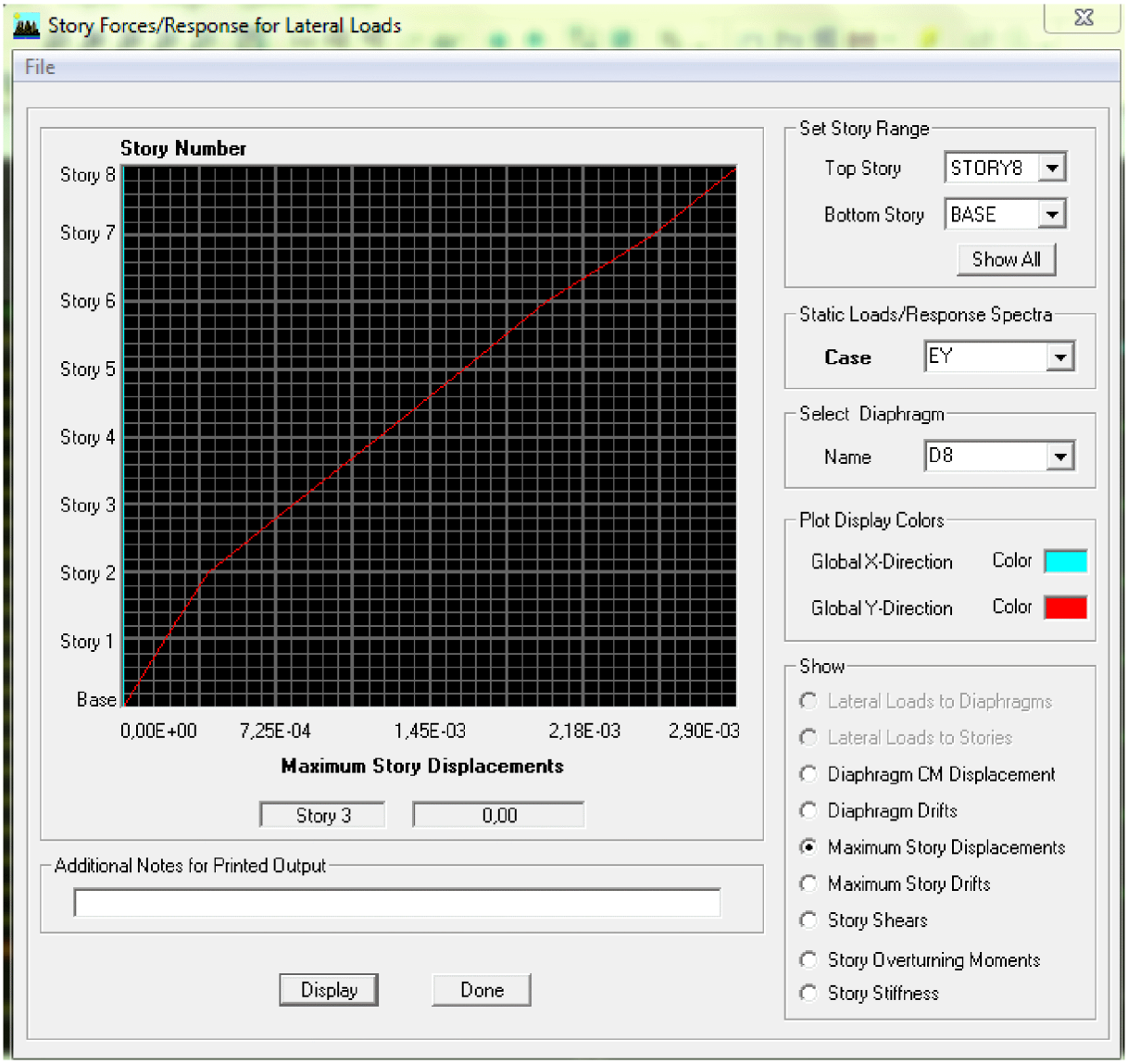


Fig. VI.3 : Vérification des déplacements selon Ey

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante : $\delta_{max} \leq f = \frac{Ht}{500}$

f : La flèche admissible.

H_t : La hauteur totale du bâtiment.

$\delta_{max} = 0.02 \leq f = \frac{Ht}{500} = \frac{37,74}{500} = 0.075$ ..... **Condition vérifiée.**

b) Déplacements relatifs :

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.

Le déplacement horizontal : à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit

D'après **le RPA 99 (Art 4.43)** : $\delta_K = R \times \delta_{ek}$

Avec :δ_k : déplacement du aux forces sismique.F_i (y compris l'effet de torsion)

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

NIVEAU	δ_x (m)	δ_y (m)	Δ_k x (m)	Δ_ky (m)	1% h (m)	Vérification
5	0,0975	0,1090	0,0975	0,1090	0,0306	**OK**
4	0,0846	0,0932	0,0124	0,0158	0.0306	**OK**
3	0,0712	0,0769	0,0134	0,0163	0.0306	**OK**
2	0,0572	0,0608	0,014	0,0161	0.0306	**OK**
1	0,0431	00451	0,0141	0,0157	0.0306	**OK**
RDC	0,0295	0,0303	0,0136	0,0148	0.0306	**OK**
S_SOL2	0,0174	0,0173	0,0121	0,013	0.0306	**OK**
S_SOL1	0,0074	0,0069	0,01	0,0104	0.0306	**OK**

Tableau VI.7 : Déplacements relatifs sous l'action Ex et Ey

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 (ona spécifié le type de contreventement dans le spectre de réponse).

VI.2.8) Justification Vis à Vis De l'effet P-Δ :

Les effets de deuxième ordre (ou l'effet de P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$\theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0{,}10$. ..... **RPA99 (Art 5.9)**

Avec :

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k » calculés suivant la 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 combinaison (G+Q+E).

h_k : hauteur de l'étage « k ».

Niv	P_k (KN)	Δ_{kx} (m)	Δ_{ky} (m)	V_{kx} (m)	V_{ky} (m)	h_k (m)	θ_{kx}	θ_{ky}	Vérification
5	9218,36	0,0975	0,1090	371,64	391,77	3,06	0,084	0,074	**OK**
4	17702,17	0,0124	0,0158	680,46	713,69	3,06	0,0051	0,0049	**OK**
3	24795,67	0,0134	0,0163	937,28	980,56	3,06	0,0069	0,0062	**OK**
2	33130,44	0,014	0,0161	1160,96	1215,40	3,06	0,0085	0,0076	**OK**
1	41462,35	0,0141	0,0157	1356,74	1421,55	3,06	0,0107	0,0097	**OK**
RDC	46479,95	0,0136	0,0148	1529,17	1601,49	3,06	0,0120	0,0109	**OK**
S_SOL2	55050,77	0,0121	0,013	1681,13	1759,24	3,06	0,0140	0,0122	**OK**
S_SOL1	63171,78	0,01	0,0104	1809,78	1891,67	3,06	0,0148	0,0136	**OK**

Tableau VI.8 : justification Vis-à-vis De l'effet P-Δ dans les deux Sens

On constate que θ_{kx} et θ_{ky} sont inférieur à « **0.1** ».

Donc l'effet **P-Δ** peut être négligé pour le cas de notre structure.

Conclusion :

Après avoir effectuée toutes les vérifications de RPA, on peut passer au ferraillage des éléments structuraux.

Introduction

Les poutres sont des éléments non exposée aux intempéries et sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants. Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible

- **Les combinaisons de calcul**

Ils sont ferraillés en flexion simple sous les combinaisons de charge les plus défavorables, et vérifiées à L'**ELS**. Les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

* 1,35G+1,5Q …….à l'ELU
* G+Q……..à l'ELS
* G+Q±E……RPA 99 révisé 2003
* 0,8G±E……..RPA 99 révisé 2003

VII.1) Recommandation du RPA version 2003 :

a) Armatures longitudinales :

Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de : 0.5 % de la section du béton :

Poutres principales : $A_{min} = 0.005 \times 30 \times 35 = 5,25\ cm^2$

Poutres secondaires : $A_{min} = 0.005 \times 25 \times 30 = 3,75 cm^2$

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

En zone courante : 4 %

En zone de recouvrement : 6 %

⇒ ***Zone courante :***

Poutres principales : $A_{max} = 42\ cm^2$

Poutre secondaire : $A_{max} = 30\ cm^2$

⇒ ***Zone de recouvrement :***

Poutre principale : $A_{max} = 63\ cm^2$

Poutre secondaire : $A_{max} = 45\ cm^2$

La longueur de recouvrement est de : 40 Φ (zone IIa)

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et l'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

b) Armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales minimales est données par :

$A_t = 0.003 \cdot S_t \cdot b$

L'espacement maximal entre les armatures transversales est donné comme suit :

$S_t = \min\left(\frac{h}{4}\ ,\ 12\ \Phi_l\right)$ $\rightarrow$ *en zone nodale*

$S_t \leq \frac{h}{2}$ $\rightarrow$ En dehors de la zone nodale (zone de recouvrement).

Φ_l : Le plus petit diamètre utilisé des armatures longitudinales, et dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Le premier cadre doit être dispose a 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

- **Disposition constructive :**

Conformément au CBA 93 annexe E3, concernant la détermination de la longueur des chapeaux et barres inferieures du second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

à$\frac{l}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas a une travée de rive.

à$\frac{l}{4}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agitd'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.

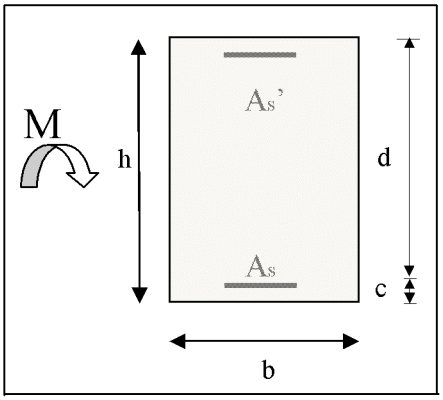
- **Remarque :**

Au moins la moitié de la section des armatures inférieures nécessaires en travée est prolongée jusqu'aux appuis et les armatures du second lit sont arrêtées à une distance desappuis au plus égale à$\frac{l}{10}$de la portée.

VII.1.2) Etapes de calcul des armatures longitudinales

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes suivantes :

Soit :



- A_s : La section d'armatures tendues.
- A_s' : La section d'armatures comprimées.

Avec :

h : hauteur de la section du béton.

b : largeur de la section du béton.

d : hauteur utile (d = h-c).

c : distance entre la fibre la plus tendue et le centre de gravité des armatures tendues.

- **Calcul du moment réduit *:***

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

Avec :M_u : le moment de flexion supporté par la section.

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_{b\ x\ \theta}}$$

Pour les **FeE400**

$$Si\ \ \mu_b \le \mu_l \ \ \Rightarrow \text{ Section simplement armée}$$

$$\text{Si } \mu_b > \mu_l \ \ \Rightarrow \text{ section doublement armée}$$

- Section sans armatures comprimées (A's = 0) :

$$\text{Si } \mu_b < \mu_l = 0.392 \qquad \Rightarrow \boxed{A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}}$$

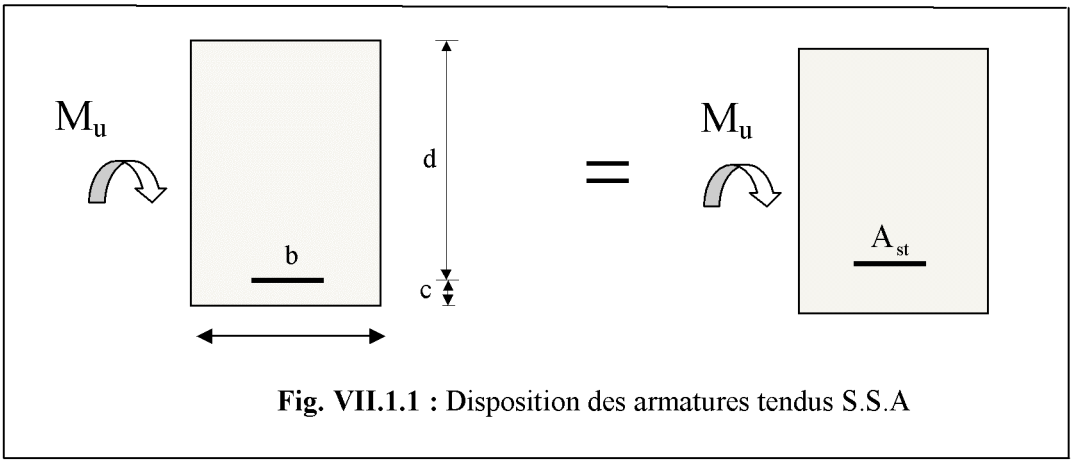
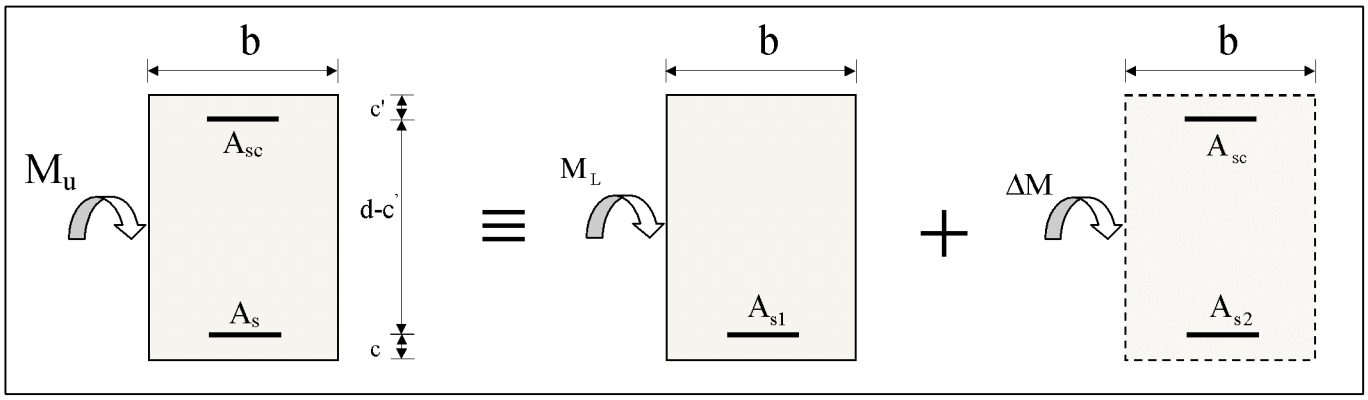


Fig. VII.1.1 : Disposition des armatures tendus S.S.A

•Section avec armatures comprimées $(A'_s \neq 0) : \mu_b > \mu_l = 0.392$



$$As = As_1 + As_2 = \frac{M_L}{\beta x d x \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c')x\sigma_s}$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d-c')x\sigma_s}$$

M_L = $\mu_l . b . d^2 . f_{bu}$ et **$\Delta M = M_u - M_L$**

M_L : moment ultime pour une section simplement armée.

Remarque :

Après avoir extrait les moments, nous avons ferraillé comme suit, on prend les moments max soit aux appuis ou bien en travée etadopter leur ferraillage.

Fig 7.2 : Disposition des armatures SDA

- **Répartition de la structure en zone**

Zone 1 : S.Sol1 au RDC

Zone 2 : 1eme au 3eme étages

Zone 3 : 4eme au 5eme étages

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,167	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18.48	1	400	400

VII.1.3) Ferraillage des poutres :

Le calcul des sections et le choix des armatures est résumé dans les tableaux qui suivent :

VII.1.3.1) Armatures longitudinales :

A. Poutres principales (30x35) :

	Ferraillage des poutres principales en travées							
Niveau	M_u^{max}	**μ**	**Obs**	**β**	**As** [cm²]	**Amin** [cm²]	**Ferraillage**	**As adoptée** [cm²]
Zone3	72,557	0,1000	**SSA**	0,947	5,76	5,25	**3HA14+3HA12**	8,01
zone 2	57,665	0,1140	**SSA**	0,939	5,25	5,25	**3HA14+3HA12**	8,01
zone 1	73,938	0,1240	**SSA**	0,34	4,5	5,25	**3HA14+3HA12**	8,01

Tableau VII.1.1 : ferraillage des poutres principales en travées

	Ferraillage des poutres principales aux appuis							
Niveau	M_u^{max}	**μ**	**Obs**	**β**	**As** [cm²]	**Amin** [cm²]	**Ferraillage**	**As adoptée** [cm²]
Zone3	-122,435	0,1198	**SSA**	0,936	10,19	5,25	**3HA14+3HA12**	8,01
zone 2	-106,729	0,1830	**SSA**	0,898	8,69	5,25	**3HA14+3HA12**	8,01
zone 1	-69,89	0,2090	**SSA**	0,881	5,32	5,25	**3HA14+3HA12**	8,01

Tableau VII.1.2 : Ferraillage des poutres principales aux appuis

B. Poutres secondaires (25x30) :

	Ferraillage des poutres secondaire en travées							
Niveau	M_u^{max}	**μ**	**Obs**	**β**	**As** [cm²]	**Amin** [cm²]	**Ferraillage**	**As adoptée** [cm²]
Zone3	22,890	0,0497	**SSA**	0,974	10,19	3,75	**3HA14**	4,62
zone 2	22,274	0,0510	**SSA**	0,973	8,62	3,75	**3HA14**	4,62
zone 1	21,691	0,0524	**SSA**	0,972	5,32	3,75	**3HA14**	4,62

Tableau VII.1.3 : ferraillage des poutres secondaires en travées

	Ferraillage des poutres secondaireaux appuis							
Niveau	M_u^{max}	**μ**	**Obs**	**β**	**As** [cm²]	**Amin** [cm²]	**Ferraillage**	**As adoptée** [cm²]
Zone3	-41,004	0,0880	**SSA**	0,954	3,67	3,75	**3HA14+3HA12**	8,01
zone 2	-39,844	0,0931	**SSA**	0,9515	3,56	3,75	**3HA143HA12**	8,01
zone 1	-38,746	0,0939	**SSA**	0,951	3,46	3,75	**3HA14+3HA12**	8,01

Tableau VII.1.4 : ferraillage des poutres secondaires aux appuis

VII.1.3.1) Armatures transversales : (RPA99ver2003/Art 7.5.2.2)

Les premières armatures transversales doivent être disposée à**5cm** au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

- **Poutres principales (30x35):**

$S_t \leq$ min (8,75; 19.4) **Soit :** S_t= 10 cm…….. En zone nodale.

$S_t \leq \min(\frac{35}{2}) = 17,5$ cm**Soit :** S_t= 15 cm……. En dehors de la zone nodale.

$A_t = 0.003 \times S_t \times b = 0.9 cm^2$;Soit:**4HA8 = 2.01 cm²**…….. ...en zone nodale.

$A_t = 0.003 \times S_t \times b = 1.35 cm^2$; Soit: **4HA8 = 2.01 cm²**…… en dehors de la zone nodale.

- **Poutres secondaires (25x30):**

$S_t \leq$ min (7,5; 22,95) cm **Soit :** S_t= 8 cm……. En zone nodale.

$S_t \leq \min(\frac{30}{2}) = 15$cm**Soit :** S_t= 15 cm……. En dehors de la zone nodale.

$A_t = 0.003 \times S_t \times b = 0.6 cm^2$;Soit:**4HA8 = 2.01 cm²**…….. ...en zone nodale.

$A_t = 0.003 \times S_t \times b = 1.125 cm^2$; Soit: **4HA8 = 2.01 cm²**…… en dehors de la zone nodale.

➢ **Calcul des espacements** :

- **Zone nodale :** $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_L, 30cm\right)$

- Poutre principales de (30 x 35): $S_t = 10cm$

-Poutre secondaire de (25 x 30): $S_t = 7,5\ cm$

- **Zone courante :** $S_t^{'} \leq \frac{h}{2}$

-Poutre principales de (30 x 35): $S_t = 17,5cm$

-Poutre secondaire de (25 x 30): $S_t = 15cm$

VII.1.4) Vérifications à L'ELU :

VII.1.4.1) Vérification de la condition de non fragilité : (BAEL99/Art4.2.1)

$$A_s \geq A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{ft_{28}}{f_e}$$

- **Poutres principales (30x35):**

b= 30cm ;h=35cm ;d=32cm

$A_{min} = 0.23 \times 30 \times 32 \times \frac{2.1}{400} = 1,159cm^2 \leq 8,01\ cm^2 => \boldsymbol{verifiée}$

- **Poutres secondaires (25x30):**

b= 30cm; h=30cm; d=27cm

$A_{min} = 0.23 \times 30 \times 27 \times \frac{2.1}{400} = 4,97cm^2 \leq 4,62\ cm^2 => \boldsymbol{verifiée}$

VII.1.4.2) Justification de l'effort tranchant :(BAEL99/Art A.5.1)

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente« τ_u »prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bxd}$$

Avec :

T_u^{max} : Effort tranchant max ELU

- **Poutres principales (30x35):**

$$\tau_u = \frac{128,23x10^{-3}}{0,30x0,32} = 1,335\ MPa$$

- **Poutres secondaires (25x30):**

$$\tau_u = \frac{64{,}56x10^{-3}}{0{,}25x0{,}27} = 0{,}956\ MPa$$

Dans le cas où la fissuration est peu nuisible, la contrainte doit vérifier : $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

Avec :

$$\overline{\tau_u} = min(\frac{0{,}2f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa) \Rightarrow \overline{\tau_u} = min(\frac{0{,}2x25}{1{,}5}; 5MPa) = 3{,}33MPa$$

Poutres principales (30x35): $1{,}335\ MPa < 3{,}33MPa \Rightarrow \boldsymbol{verifiée}$

Poutres secondaires (25x30): $0{,}956MPa < 3{,}33MPa \Rightarrow \boldsymbol{verifiée}$

VII.14.3) Influence de l'effort tranchant aux appuis :(BAEL99/Art A.5.1.321)

- **Sur les aciers :**

Lorsqu'au droit d'un appui $T_u + \frac{M_u}{0{,}9d} > 0$;on doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui une section d'armatures pour équilibrer un moment égale a : $(T_u + \frac{M_u}{0{,}9d}) \times \frac{1}{\sigma_{st}}$

D'ou : $A_s \geq \frac{1{,}15}{f_e} x (V_u + \frac{M_u}{0{,}9d})$

- **Poutres principales (30x35):**

$$128{,}23 - \frac{122{,}435}{0{,}9d} < 0$$

- **Poutres secondaires (25x30):**

$$64{,}56 - \frac{39{,}844}{0{,}9d} < 0$$

Donc : Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

- **Sur le béton :**

$$T_u \leq \overline{T_u} = 0{,}40x \frac{0{,}9.d.b.f_{c28}}{\gamma_b}$$ **.....(BAEL99/Art A.5.1.32)**

- **Poutres principales (30x35):**

$$T_u = 128{,}23KN \leq \overline{T_u} = 0{,}40x \frac{0{,}9x0{,}32x0{,}30x25x10^3}{1.5} = 576\ KN$$

- **Poutres secondaires (25x30):**

$$T_u = 71{,}118KN \leq \overline{T_u} = 0{,}40x \frac{0{,}9x0{,}27x0{,}25x25x10^3}{1.5} = 504KN$$

VII.1.4.4) Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres au niveau des appuis :

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures :

$\overline{\tau_{se}} = \Psi . f_{t28} = 1{,}5x2{,}1 = 3{,}15MPa$**Avec :** $\Psi = 1{,}5\ pour\ les\ aciers\ HA$

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicite doit être :

$\tau_{se} = \frac{T_u}{0{,}9.d.\sum U} \leq \overline{\tau_{se}}$**Avec :** $\sum U$ périmètre utile des aciers.

- **Poutres principales (30x35):**

$\sum U = (3x3{,}14x1{,}4) + (3x3{,}14x1{,}2) = 24{,}49\ cm$

$$\tau_{se} = \frac{128{,}23x10^3}{0{,}9x320x244{,}9} = 1{,}818MPa \leq \overline{\tau_{se}}$$

- **Poutres secondaires (25x30):**

$\sum U = (3x3{,}14x1{,}4) + (3x3{,}14x1{,}2) = 24{,}49\ cm$

$$\tau_{se} = \frac{64{,}56x10^3}{0{,}9x270x244{,}9} = 1{,}084MPa \leq \overline{\tau_{se}}$$

Conclusion : La contrainte d'adhérence est vérifiée.

VII.1.5) Calcul de la longueur de scellement droit des barres :

$$\boldsymbol{l_s = \frac{\varphi x f_e}{4x\,\tau_{su}}}$$

Avec : $\tau_{su} = 0{,}6x\Psi_s x f_{t28} = 2{,}835MPa$

- Pour les$\mathbf{T}_{12}$: l_s = 42,32 cm.
- Pour les $\mathbf{T}_{14}$: l_s = 49.38cm.

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égales à : 0.4 l_s , pour les aciers **HA.**

- Pour les$\mathbf{T}_{12}$: l_a = 16,93 cm.
- Pour les $\mathbf{T}_{14}$: l_a = 19.75cm.

VII.1.6Délimitation de la zone nodale : (RPA99ver 2003/Art 7.4.2.1)

$L' = 2h$ **Et :** $H' = \left\{\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60cm\right\}$

h : Hauteur de la poutre.

b_1 et h_1 : Dimensions du poteau.

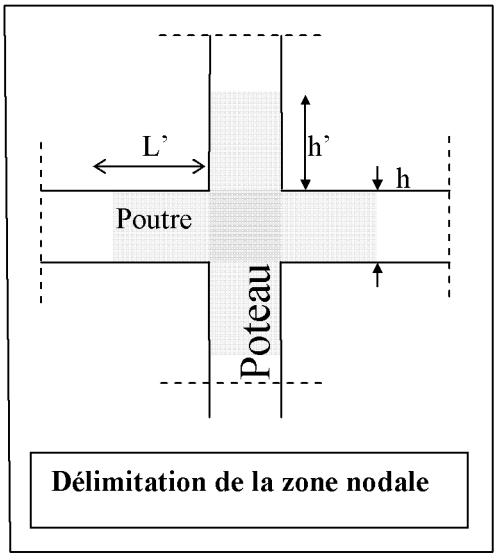
h_e : Hauteur entre nus des poteaux.

On aura : H'= max {46.66; 40 ; 40 ; 60cm} = 60cm

L'= 2×35 = 70 cm : poutre principales.

L'= 2×30 = 60 cm : poutre secondaires.

NB : Le cadre d'armature transversale doit être disposé à **5cm** au plus du nu d'appui.



Délimitation de la zone nodale

VII.1.7) Vérification à l'ELS :

VII.1.7.1) État limite d'ouverture des fissures :

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

VII.1.7.2) État limite de compression du béton :

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

$\sigma_{bc} = Kx\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0{,}6xf_{c28} = 0{,}6x25 = 15MPa$

On calcul :

$$\rho_1 = \frac{100xA_s}{b_0xd} => (\alpha_1, \beta_1) => K = \frac{\alpha_1}{15x(1-\alpha_1)}$$

Avec :

$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta.d.A_s}$(As : armatures adoptées à l'ELU)

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

Vérification de la contrainte de compression du béton en travées des poutres principales									
Zone	**M_{SMAX} (KN.m)**	**A_s (cm^2)**	**ρ_1**	**K_1**	**β_1**	**σ_s(Mpa)**	**σ_{bc}(Mpa)**	**$\bar{\sigma}_{bc}$(Mpa)**	**Obs**
Zone3	51,67	8,01	0,959	0,046	0,863	233,58	10,744	15	**vérifiée**
Zone2	47,5	8,01	0,959	0,046	0,863	214,733	9,877	15	**vérifiée**
Zone1	41,237	8,01	0,959	0,046	0,863	186,420	8,575	15	**vérifiée**

Tableau VII.1.5 : Vérification des contraintes en travées à l'ELS PP

Vérification de la contrainte de compression du béton aux appuis des poutres principales									
Zone	**M_{SMAX} (KN.m)**	**A_s (cm^2)**	**ρ_1**	**K_1**	**β_1**	**σ_s(Mpa)**	**σ_{bc}(Mpa)**	**$\bar{\sigma}_{bc}$(Mpa)**	**Obs**
Zone3	-87,588	8,01	0,721	0,038	0,877	380,639	14,46	15	**Vérifiée**
Zone2	-76,233	6,88	0,721	0,038	0,877	339,125	12,88	15	**Vérifiée**
Zone1	-49,857	8,01	0,721	0,038	0,877	221,791	8,42	15	**Vérifiée**

Tableau VII.1.6 : Vérification des contraintes aux appuis à l'ELS PP

Vérification de la contrainte de compression du béton en travées des poutres secondaires									
Zone	**M_{SMAX} (KN.m)**	**A_s (cm^2)**	**ρ_1**	**K_1**	**β_1**	**σ_s(Mpa)**	**σ_{bc}(Mpa)**	**$\bar{\sigma}_{bc}$(Mpa)**	**Obs**
Zone3	7,704	4,62	0,834	0,042	0,870	70,989	2,98	15	**vérifiée**
Zone2	6,602	4,62	0,834	0,042	0,870	60,834	2,55	15	**vérifiée**
Zone1	11,502	4,62	0,834	0,042	0,870	105,985	4,45	15	**vérifiée**

Tableau VII.1.7 : Vérification des contraintes en travées à l'ELS PS

Vérification de la contrainte de compression du béton aux appuis des poutres secondaires									
Zone	M_{SMAX} (KN.m)	A_s (cm^2)	ρ_1	K_1	β_1	σ_s(Mpa)	σ_{bc}(Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$(Mpa)	Obs
Zone3	-29,479	8,01	0,834	0,042	0,870	165,674	6,58	15	**vérifiée**
Zone2	-28,65	8,01	0,834	0,042	0,870	152,268	6,39	15	**vérifiée**
Zone1	-27,865	8,01	0,834	0,042	0,870	148,096	6,220	15	**Vérifiée**

Tableau VII.1.8 : Vérification des contraintes aux appuis à l'ELS PS

VII.1.7.3) État limite de déformation :

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

- **Calcul de la flèche :**

On faite le calcul pour la plus grande travée dans les deux sens. **BAEL99 (A.6.5.2)**

- **Sens des Poutres principales (30x35)**

La flèche admissible : $\bar{f} = \frac{L}{1000} + 0{,}5 = \frac{555}{1000} + 0{,}5 = 1{,}055 = 1055\ mm$

- **Sens des Poutres secondaires (25x30)**

La flèche admissible : $\bar{f} = \frac{L}{1000} + 0{,}5 = \frac{370}{1000} + 0{,}5 = 0{,}87 = 870\ mm$

La valeur de la flèche est : $f = \frac{M_s x L^2}{10 x E_v x I_{fv}}$

Avec : $E_v = 3700.\sqrt[3]{f_{c28}} = 3700x\sqrt[3]{25} = 10818{,}86MPa$

I_{fv}: Inertie fictive de la section pour des charges de longue durée :

$$I_{fv} = \frac{1{,}1 x I_0}{1 + (\lambda x \mu)}$$

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

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15\left[A_s\left(\frac{h}{2} - c'\right)^2 + A'_s(\frac{h}{2} - c)^2\right] = \frac{bh^3}{12} + 15\left[A_s\left(\frac{h}{2} - c'\right)^2\right]$$

ρ: Rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure (Pourcentage d'armatures).

$$\rho = \frac{A}{b_0 x d}$$

La contrainte dans les aciers tondus : σ_s est calculée précédemment.

Calcul des coefficients :

$$\begin{cases} \lambda_v = \frac{0{,}02 x f_{t28}}{5x\rho} = \frac{0{,}0084}{\rho} ; \\ \mu = max\left\{1 - \frac{1{,}75 x f_{t28}}{4x\rho x\sigma_s + f_{t28}}; 0\right\} \end{cases}$$

Les résultats sont représentés dans les tableaux suivants :

Vérification de la flèche dans les poutres principales											
	h [cm]	Aadop	σsMPa	ρ	λv	μ	Io [cm^4]	Ifv	f [cm]	$\bar{f}[cm]$	Obs
6	35	8,01	380,639	0,721	0,0117	0,9962	25263,33	281018,22	0,884	1,055	**vérifiée**
6	35	8,01	339,125	0,721	0,0117	0,9957	260038,68	281018,22	0,769	1,055	**vérifiée**
6	35	8,01	221,791	0,721	0,0117	0,9934	260038,68	281018,22	0503	1,055	**vérifiée**

Tableau VII.1.9: Vérification de la flèche dans les poutres principales

Vérification de la flèche dans les poutres secondaires											
	h [cm]	Aadop	σsMPa	ρ	λv	μ	Io [	Ifv	f [cm]	$\bar{f}[cm]$	Obs
6	30	8,01	165,674	0,834	0,0101	0,9917	122780	132757,96	0,311	0,87	**vérifiée**
6	30	8,01	152,268	0,834	0,0101	0,9915	122780	132757,96	0,302	0,87	**Vérifiée**
6	30	8,01	148,096	0,834	0,0101	0,9912	122780	132757,96	0,294	0,87	**Vérifiée**

Tableau VII.1.10: Vérification de la flèche dans les poutres secondaires

Introduction :

Les poteaux sont calculés à l'état limite ultime et au séisme, selon la combinaison la plus défavorable puis vérifiés à L'ELS en flexion composée, le calcul est effectué en considérant les efforts et moments fléchissant suivantes :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,167	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18.48	1	400	400

Tableau VII.2.1 : caractéristiques mécanique des matériaux

Recommandations du RPA :

VII.2Armatures longitudinales : (Art.7.4.2.1/RPA 2003).

Les armatures longitudinales doivent être en haute adhérence, droites et sans crochets,

- Le diamètre minimal est supérieur ou égal à 12mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (zone IIa).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone IIa).
- Le pourcentage minimal est 0,8%(b×h)
- Le pourcentage maximum est : 4 %(zone courante) et 6 %(zone de recouvrement) ;
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

Le pourcentage maximal :

- Du S-SOL 1 au RDC :

  En zone courante : $A_{max}= 0.04\times(40x40) = 64cm^2$

  En zone de recouvrement : $A_{max}= 0.06\times(40x40) = 96cm^2$

- Du 1^{er} étage au $3^{ème}$ étage :

  En zone courante : $A_{max} = 0.04\times(35x35) = 49cm^2$

  En zone de recouvrement : $A_{max}= 0.06\times(35x35) = 73.5\ cm^2$

- Du $4^{ème}$ étage au $5^{ème}$ étage :

  En zone courante : $A_{max}= 0.04\times(30x30) = 36cm^2$

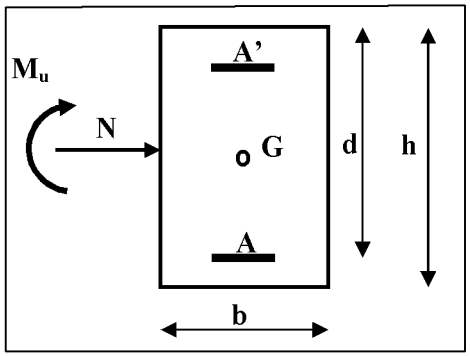
  En zone de recouvrement : $A_{max} = 0.06\times(30x30) = 54cm^2$

Exposé de la méthode de calcul à l'ELU:

Chaque poteau est soumis à un effort normal **N**(de compression ou de traction) et à un moment fléchissant **M**, ce qui nous conduit à étudier deux cas suivants :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).

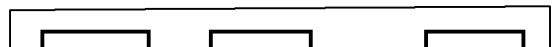
Calcul du centre de pression : $e_u = \frac{M_u}{N_u}$



a) Section partiellement comprimée (S.P.C) :

La section est partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est satisfaite :

$$\left(N_u(d-c') - M_{ua}\right)\left(1-\frac{h}{2}\right) < \left(0.337h - 0.81c'\right)bhf_{bc}$$



Avec :

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

M_f: Moment fictif.

Détermination des efforts internes :

La détermination des efforts internes dans les poteaux se fera grâce à la méthode des éléments finis (MEF) en utilisant le logiciel **ETABS**.

Calcul des armatures :

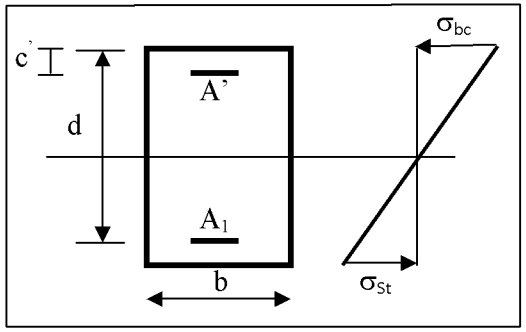
$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}}$$

- Si : $\mu \le \mu_1 = 0.392$ ……la section est simplement armée. **(SSA)**

$$\mu \xrightarrow{\text{tableau}} \beta$$

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s}$$

La section réelle d'armature est $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$



- Si : $\mu \ge \mu_1 = 0.392$ ……la section est doublement armée. **(SDA)**

et on calcule $M_r = \mu_1 bd^2 f_{bu}$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

M_r : Moment ultime pour une section simplement armée

La section réelle d'armature : $A_s^{'} = A'$; $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$

b) Section entièrement comprimée (S.E.C) :

La section est entièrement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est satisfaite :

$$\begin{cases} e_u \le \left(\frac{h}{2} - c\right) \\ N_u (d - c') - M_f > \left(0.337 - 0.81\frac{c'}{h}\right) bh^2 f_{bu} \end{cases}$$

Deux cas peuvent se présenter :

- Si : $\left(0.337 - 0.81\frac{c'}{h}\right) bh^2 f_{bu} < N_u (d - c') - M_f < \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right) bh^2 f_{bu}$

Les sections d'armatures sont :

$$A' = \frac{N - 100\Psi bhf_{bu}}{100\sigma_s} \quad A = 0$$

Avec :

$$\Psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d - c') - M_f}{bh^2 f_{bu}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

Remarque :

Si $e_u = \frac{Mu}{Nu} = 0$ (excentricité nulle ⇒ compression pure), le calcul se fera à l'état limite de stabilité de forme et la section d'armature sera : $A = \frac{N_u - Bf_{bu}}{\sigma_s}$

Avec :

B : Aire de la section du béton seul.

σ_s : Contrainte de l'acier.

VII.2.1) Calcul à l'ELU et au Séisme :

- **Exemple de calcul :**

Poteaux 40x40 :

N_u= 2881,5 KN et M_u=1,567 KN.m

$$e_u = \frac{Mu}{Nu} = 0.0009 \leq \left(\frac{h}{2} - c\right) = 0.17 \quad \Longrightarrow \quad \text{S.E.C}$$

Vérification de la 1ere condition :

$$\left(0.337 - 0.81\frac{c'}{h}\right) bh^2 f_{bu} < N_u (d - c') - M_f < \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right) bh^2 f_{bu} \quad \Longrightarrow \quad \textbf{Condition non vérifiée}$$

Vérification de la 2éme condition :

- **Exemple 2 :**

Poteaux 30x30 :

N_u=281,81 KN et M_u=23,874KNm

$$e_u = \frac{Mu}{Nu} = 0.1617 \geq \left(\frac{h}{2} - c\right) = 0.12 \quad \Longrightarrow \quad \text{S.P.C}$$

Avec : $M_f = M_u + N_u\left(\frac{h}{2} - c\right) = 57,69 KN.M$

M_f : Moment fictif.

Calcul des armatures :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} = 0.164$$

$\mu = 0.164 \leq \mu_1 = 0.392$ .....la section est simplement armée. (SSA)

$$\mu = 0.164 \xrightarrow{tableau} \beta = 0.910$$

$$A_l = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} = 0.000674708 m^2$$

La section réelle d'armature est $A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.000674708 - \frac{281,81}{400x10^3} = 0.29x10^{-4} m^2$

A_s = 0.29 cm^2

Le reste des résultats de calcul sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

Section (cm^2)	*N(KN)*	*Moment (KN.m)*	*e (m)*	$\frac{h}{2}-c$	*Obs*	A_{sup}	A_{inf}	$A_{min}(cm^2)$	Ferraillage	A adopté (cm^2)
40×40	N_{max}= -2881,54	M_{2cor} = -1,567	0,0005	0,17	**SEC**	0	5,24	12,8	**4HA16 + 4HA14**	**14,196**
		M_{3cor} = - 9,768	0,003	0,17	**SEC**	0	2,63			
	N_{min} = -157,99	M_{2cor} = 0,992	0,0062	0,17	**SEC**	0	1,84			
		M_{3cor} = 5,08	0,0032	0,17	**SEC**	0	0			
	N_{corr} = -2366,66	M_{2max} = 27,997	- 0,011	0,17	**SEC**	0	0			
	N_{corr} = -2337,96	M_{3max} = -49,251	0,021	0,17	**SEC**	0	0			
35×35	N_{max}= 2283,59	M_{2cor} = 19,192	0,0084	0,145	**SEC**	0	0	9,8	**4HA14+ 4HA12**	**10,670**
		M_{3cor} = -19,12	0,0083	0,145	**SEC**	0	6,72			
	N_{min} = 191,98	M_{2cor} = 10,352	0,1125	0,145	**SEC**	0	0			
		M_{3cor} = 10,243	0,0111	0,145	**SEC**	0	0			
	N_{corr} = -752,19	M_{2max} = 25,287	-0,033	0,145	**SEC**	0	0			
	N_{corr} = -745,76	M_{3max} = 57,306	-0,076	0,145	**SEC**	0	0			
30×30	N_{max} = -1006,6	M_{2cor} = 18,569	-0,0184	0,12	**SEC**	0	0	7,2	**4HA12 + 4HA12**	**9,04**
		M_{3cor} = -18,022	0,0179	0,12	**SEC**	0	0			
	N_{min} = 128,28	M_{2cor} = 10,03	0,078	0,12	**SEC**	0	4,06			
		M_{3cor} 9,729	0,075	0,12	**SEC**	0	0,69			
	N_{corr} = -281,81	M_{2max} = 23,874	-0,084	0,12	**SPC**	0	1,81			
	N_{corr} = -281,08	M_{3max} = 51,045	-0,180	0,12	**SPC**	0	2,5			

Tableau VII.2.2 : Ferraillage des poteaux dans les deux sens

VII.2.2) Vérifications à l'ELS :

Pour le cas des poteaux, on vérifie l'état limite de compression du béton :

$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \Rightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 15\ MPa$ **[BAEL 91A.4.5.2]**

a) Vérification d'une Section partiellement comprimée :

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre : $y_1 = y_2 + l_c$

Avec :

y_1 : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimé.

y_2 : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression Cp.

l_c : La distance entre le centre de pression Cp et la fibre la plus comprimée.

y_2 est obtenu avec la résolution de l'équation suivante : $y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$

Avec :

$$\begin{cases} l_c = \dfrac{h}{2} - e_s \\ p = -3 \times l_c^2 - 6n\,A' \dfrac{l_c - c'}{b} + 6nA \dfrac{d - l_c}{b} \\ q = -2 \times l_c^3 - 6n\,A' \dfrac{(l_c - c')^2}{b} - 6n\,A\ \dfrac{(d - l_c)^2}{b} \end{cases}$$

Pour la résolution de l'équation, on calcul Δ : $\Delta = q^2 + \dfrac{4p^3}{27}$

- Si $\Delta \geq 0 : t = 0.5\left(\sqrt{\Delta} - q\right)$; $u = \sqrt[3]{t}$; $y_2 = u - \dfrac{p}{3u}$
- Si $\Delta < 0 \Rightarrow$ L'équation admet trois racines :

On tiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que : $0 < y1 = y2 + l < h$

Donc : $y_1 = y_2 + l_c$

$$I = \frac{by_1^3}{3} + 15\left[A_s(d - y_1)^2 + A'_s(y_1 - d')^2\right]$$

Finalement la contrainte de compression dans le béton est : $\sigma_{bc} = \frac{y_2 N_s}{l} y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc}$

b) Vérification d'une section entièrement comprimée :

- On calcul l'aire de la section homogène totale : $S = bh + 15(A_s + A'_s)$
- On détermine la position du centre de gravité qui est situé à une distance X_G Au-dessus du CDG géométrique :

$$X_G = 15\frac{A'_s(0.5h - d') - A_s(d - 0.5h)}{bh + 15(A_s + A'_s)}$$

- On calcul l'inertie de la section homogène totale

$$I = \frac{bh^3}{12} + bhX_G^2 + 15\left[A'_s(0.5h - d' - X_G)^2 + A_s(d - 0.5h + X_G)^2\right]$$

Les contraintes dans le béton valent :

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser}(e_s - X_G)\left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I}$$ Sur la fibre supérieure

$$\sigma_{inf} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{N_{ser}(e_s - X_G)\left(\frac{h}{2} + X_G\right)}{I}$$ Sur la fibre inférieure

c) Vérification de la condition de non fragilité :

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0{,}23 \cdot f_{t28}}{fe} \cdot \frac{e_s - 0{,}455 \cdot d}{e_s - 0{,}185 \cdot d} \cdot b \cdot d$$

Les résultats des vérifications sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

Section	sollicitations	Ns	Ms_{22} (KN.m)	e (m)	h/6	Nat.	$\sigma_{b\ sup}$ (MPA)	$\sigma_{b\ inf}$ (MPA)	σ_{bc} (MPA)	$\sigma_{a\ sup}$ (MPA)	$\sigma_{a\ inf}$ (MPA)	σ_s (MPA)	A_{adop} (cm^2)	Observation
30x30	Nmax- Mcor	-740.34	13,292	-0,017	0.05	**SEC**	8,66	4,61	**15**	123,8	75,2	**348**	14,19	condition vérifiée
	Nmin- Mcor	-119,96	-0,001	0,007	0.05	**SEC**	1,08	1,07	**15**	16,1	16,1	**348**		condition vérifiée
	Mmax-Ncor	-207,76	17,173	-0,082	0.05	**SPC**	4,56	0	**15**	60,1	-6,34	**348**		condition vérifiée
35x35	Nmax- Mcor	-1676,51	13,735	-0,008	0.058	**SEC**	9,09	7,46	**15**	134,5	113,7	**348**	10,67	condition vérifiée
	Nmin- Mcor	-117,62	0,798	-0,006	0.058	**SEC**	0,78	0,75	**15**	11,5	9,88	**348**		condition vérifiée
	Mmax-Ncor	-548,69	18,097	-0,032	0.058	**SEC**	4,8	1,85	**15**	68,2	31,5	**348**		condition vérifiée
40x40	Nmax- Mcor	-1845,66	-1,142	0,0006	0.067	**SEC**	9,18	9,04	**15**	137,5	135,8	**348**	9,04	condition vérifiée
	Nmin- Mcor	-192,58	-0,215	0,001	0.067	**SEC**	0,96	0,94	**15**	14,4	14,1	**348**		condition vérifiée
	Mmax-Ncor	-1469,21	20,05	0,013	0.067	**SEC**	8,44	6,06	**15**	124	93,6	**348**		condition vérifiée

Tableau VII.2.3 : vérification a l'ELS dans le sens (2-2)

Section	sollicitations	Ns	Ms_{33} (KN.m)	e (m)	h/6	Nat.	$\sigma_{b\ sup}$ (MPA)	$\sigma_{b\ inf}$ (MPA)	σ_{bc} (MPA)	$\sigma_{a\ sup}$ (MPA)	$\sigma_{a\ inf}$ (MPA)	σ_s (MPA)	A_{adop} (cm^2)	Observation
30x30	Nmax- Mcor	-740,34	-12,899	0,0174	0.05	**SEC**	5,31	1,31	**15**	98,7	81,8	**348**	14,196	condition vérifiée
	Nmin- Mcor	-119,96	-0,200	0,0016	0.05	**SEC**	01,08	0,87	**15**	10	20,4	**348**		condition vérifiée
	Mmax-Ncor	-507,76	36,561	-0,072	0.05	**SPC**	8,05	0,31	**15**	108,2	7,92	**348**		condition vérifiée
35x35	Nmax- Mcor	-1676,51	13,67	-0,0081	0.058	**SEC**	12,1	9,61	**15**	178,2	147,3	**348**	10,67	condition vérifiée
	Nmin- Mcor	-117,62	-0,773	0,006	0.058	**SEC**	0,83	0,69	**15**	12,3	10,5	**348**		condition vérifiée
	Mmax-Ncor	-548,69	40,886	-0,074	0.058	**SPC**	7,27	0	**15**	99,5	6,96	**348**		condition vérifiée
40x40	Nmax- Mcor	-1845,66	-6,95	0,0037	0.067	**SEC**	12,9	0	**15**	179,2	14,5	**348**	9,04	condition vérifiée
	Nmin- Mcor	-192,58	-7,333	0,033	0.067	**SEC**	1,57	0	**15**	21,8	1,77	**348**		condition vérifiée
	Mmax-Ncor	-146 ,21	-35,060	0,044	0.067	**SEC**	2,53	0	**15**	34,4	4,69	**348**		condition vérifiée

Tableau VII.24 : vérification a l'ELS dans le sens (3-3)

VII.2.3) Calcul des armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux. Elles sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{St} = \frac{\rho_1 \cdot T_u}{h_1 \cdot f_e}$$ **(RPA 2003 art 7.4.2.2)**

Avec :

T_u : effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur total de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_1 : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

ρ_1 =2.5 si l'élancement géométrique dans la direction considérée est $\lambda_1 \geq 5$.

ρ_1 =3.75 dans le cas contraire.

L'élancement λ_g est donné par la relation : $\lambda_g = \frac{l_f}{i}$

Avec :

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{\frac{b \cdot h^3}{12}}{b \cdot h}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = \frac{h}{\sqrt{12}}$$

Telle que :

$l_f = 0{,}7 \times l_0$ l_0 : longueur libre du poteau.

- **l_0= 323 cm**

Poteau de (30×30)cm² : $\lambda = \frac{\sqrt{12}}{h} l_f = \frac{\sqrt{12}}{30} \times 0.7 \times 306 = 24,73$

Poteau de (35×35)cm² : $\lambda = \frac{\sqrt{12}}{h} l_f = \frac{\sqrt{12}}{35} \times 0.7 \times 306 = 21,20$

Poteau de (40×40)cm² : $\lambda = \frac{\sqrt{12}}{h} l_f = \frac{\sqrt{12}}{40} \times 0.7 \times 306 = 18,55$

On remarque que **:** $\lambda > 5$ donc $\rho_1 = 2.5$

VII.2.4) Espacement des armatures transversales :

Selon le RPA la valeur maximale de l'espacement St des armatures transversales est fixée comme suite :

- **En zone nodale :**

$S_t \leq \min (10\ \emptyset_l^{min}, 15\ cm)$

Soit : S_t = 10cm

Zone1 : $A_t = \frac{2.5 \times 0.1 \times 32.67}{0.40 \times 400000} = 0.51\ cm^2$

Soit : A_t=2.01 cm^2 ⟹ **4HA8**

Zone2 : $A_t = \frac{2.5 \times 0.1 \times 37.03}{0.35 \times 400000} = 0.66 cm^2$

Soit : A_t=2.01 cm^2 ⟹ **4HA8**

Zone3 : $\frac{2.5 \times 0.1 \times 32.79}{}$ = 0.68 cm^2

- **En zone courante :**

$S_t \leq$ Min ($b_1/2$; $h_1/2$; 10 $Ø_1$)

$S_t \leq$ Min (30/2 ; 30/2 ; 10×1.4cm)

Soit : S_t=12cm.

Où $Ø_1$ est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

D'où :

Zone1: $A_t = \dfrac{2.5 \times 0.12 \times 32.67}{0.40 \times 400000} = 0.61 cm^2$

Soit : A_t=2.01 cm^2 ⟹ **4HA8**

Zone2 : $A_t = \dfrac{2.5 \times 0.12 \times 37.03}{0.35 \times 400000} = 0.79 cm^2$

Soit : A_t=2.01 cm^2 ⟹ **4HA8**

Zone 3 : $A_t = \dfrac{2.5 \times 0.12 \times 32.79}{0.30 \times 400000} = 0.82 cm^2$

Soit : A_t=2.01 cm^2 ⟹ **4HA8**

VII.2.5) Vérification de la quantité d'armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales est donnée comme suite :

Si $\lambda_g \geq 5$ ..... $A_t^{min} = 0.3\% \; S_t \times b_1$

Si $\lambda_g \geq 3$ ..... $A_t^{min} = 0.8\% \; S_t \times b_1$

- **En zone nodale (S_t = 10cm) :**
  - Poteau de (30×30)cm^2 ……$A_t = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.90$ cm^2<A_{adop}
  - Poteau de (35×35)cm^2 …… $A_t = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 35 = 1.05$ cm^2<A_{adop}
  - Poteau de (40×40)cm^2 .....$A_t = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 40 = 1.2$ cm^2<A_{adop}
- **En zone courante (S_t = 12cm):**
  - Poteau de (30×30)cm^2 ……$A_t = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 12 \times 30 = 1.08$ cm^2 <A_{adop}
  - Poteau de (35×35)cm^2 …… $A_t = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 12 \times 35 = 1.26$ cm^2<A_{adop}
  - Poteau de (40×40)cm^2 .....$A_t = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 12 \times 40 = 1.44$ cm^2<A_{adop}

Les armatures transversales des poteaux seront composées d'un cadres **HA8** et d'un losange HA8 pour tous les poteaux **A_t= 2.01 cm^2**

VII.2.6) Longueurs de recouvrement :

$l_r = 40 \emptyset_l^{min} = 40 \times 1.4 = 56$cm

VII.2.7)Vérification des contraintes tangentielles (Art 7.4.2.2 RPA 2003) :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \tau_{bu} = \rho_b \cdot f_{c28}$$

$$\tau_{bu} = 0{,}075 \times 25 = 1{,}875 MPa$$

- **Poteaux (30 x 30)**

$$\tau_b = \frac{32.79 \times 10^3}{300 \times 270} = 0{,}405 MPa \leq \tau_{bu} = 1{,}875$$

- **Poteaux (35 x 35)**

$$\tau_b = \frac{37.03 \times 10^3}{350 \times 320} = 0{,}331 MPa \leq \tau_{bu} = 1{,}875$$

- **Poteaux (40 x 40)**

$$\tau_b = \frac{32.67 \times 10^3}{400 \times 370} = 0{,}221 MPa \leq \tau_{bu} = 1{,}875$$

Les contraintes tangentielles sont admissibles.

Conclusion :

Après touts calculs fait et vérifications faites, le ferraillage final adopté pour les poteaux est comme suit :

Niveaux	Section (cm^2)	Ferraillage
4, 5	**30X30**	**4HA16 + 4HA14**
1, 2 ,3	**35X35**	**4HA14+4HA12**
S-SOL 1+2, RDC	**40X40**	**4HA12+4HA12**

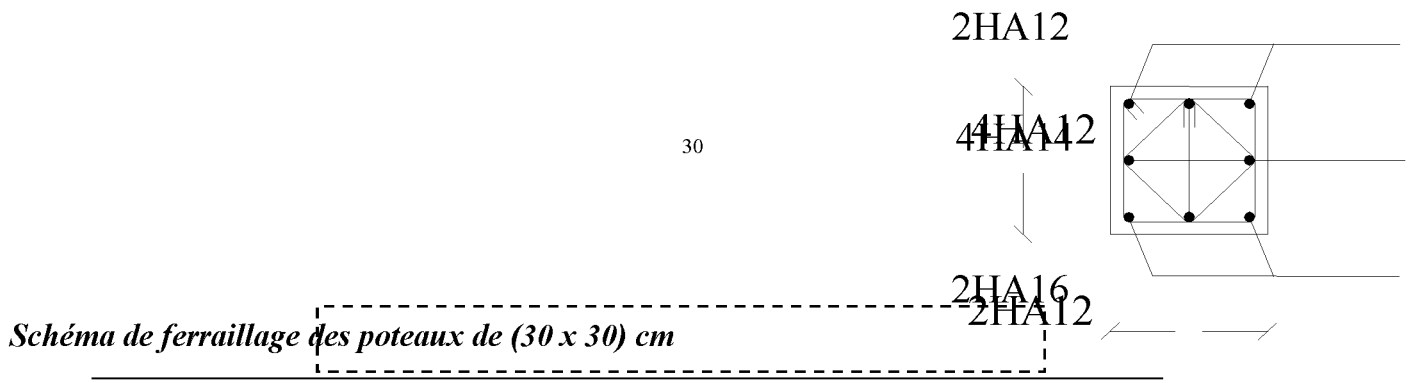


Schéma de ferraillage des poteaux de (30 x 30) cm

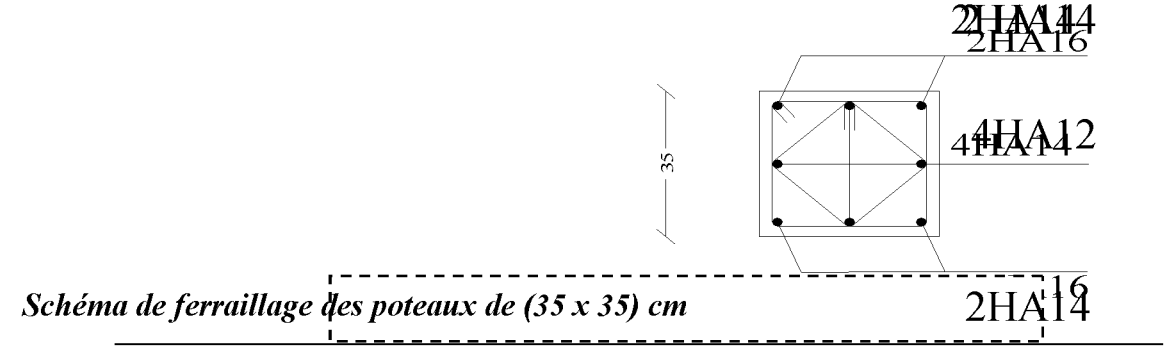


Schéma de ferraillage des poteaux de (35 x 35) cm

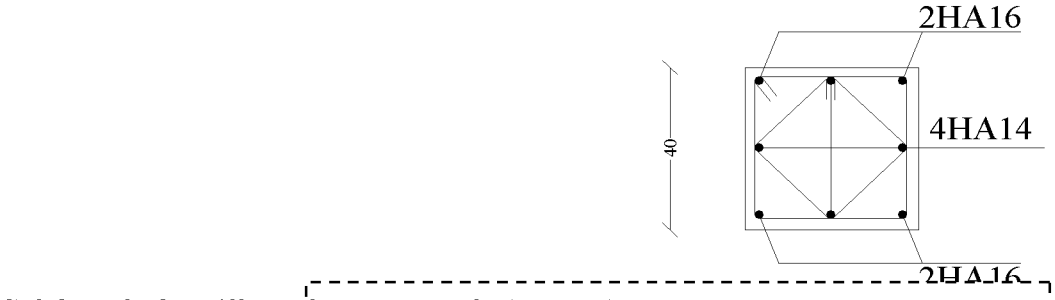


Schéma de ferraillage des poteaux de (40 x 40) cm

Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et à des forces horizontales. Donc le ferraillage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitations (Q), ainsi sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on doit prévoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

On constate qu'il est possible d'adopter le même ferraillage pour un certain nombre de niveaux ; pour cela nous allons ferrailler nos voiles par zones :

- Zone I : Sous-sol, RDC, $1^{èr}$et $2^{ème}$étage.
- Zone II : Du $3^{ème}$ou $6^{ème}$étage.
- Zone III : Du $7^{ème}$ou$10^{ème}$étage.

VII.3) Combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous:

Selon le BAEL 91 $\begin{cases} 1.35\,G + 1.5\,Q \\ G + Q \end{cases}$

Selon le RPA révise 2003 $\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8\,G \pm E \end{cases}$

- **Ferraillage des voiles:**

La méthode utilisée est la méthode de la RDM qui se fait pour une bande de largeur (d).

VII.3.1) Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I} \qquad \sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$

B : section du béton.

I : moment d'inertie du voile.

V et **V'**: bras de levier, $V=V' = \frac{L_{voile}}{2}$

Le calcul se fera pour des bandes de longueur « d » donnée par :

$$\mathbf{d \leq min\ (\frac{h_e}{2}\ ;\ \frac{2}{3} L_c\ )}$$

$\mathbf{h_e}$: hauteur entre nus des planchers du voile considéré.

$\mathbf{L_c}$: la longueur de la zone comprimée.

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \cdot L$$

$\mathbf{L_t}$: longueur tendue avec $\mathbf{L_t = L - L_c}$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues :

a) Section partiellement comprimée :

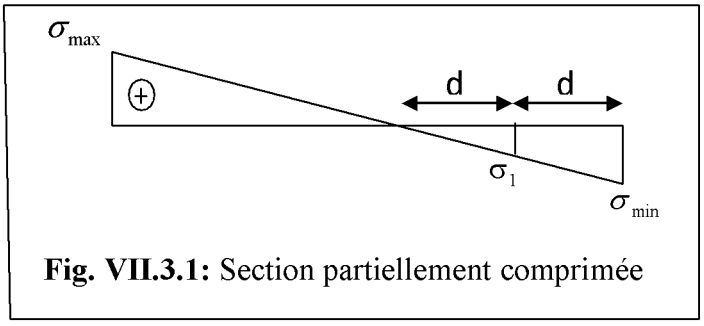


Fig. VII.3.1: Section partiellement comprimée

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} .d \cdot e$$

La section d'armatures verticales d'une **SPC** est égale à :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_{s10}}$$

e : épaisseur du voile

A : section d'armatures verticales

σ_s: Contrainte dans les aciers correspondante à un allongement de (10‰) :

$$\text{Combinaisons courantes} : \sigma(10‰) = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348MPa$$

$$\text{Combinaisons accidentelles} : \sigma(10‰) = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400MPa$$

b) Section entièrement comprimée :

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

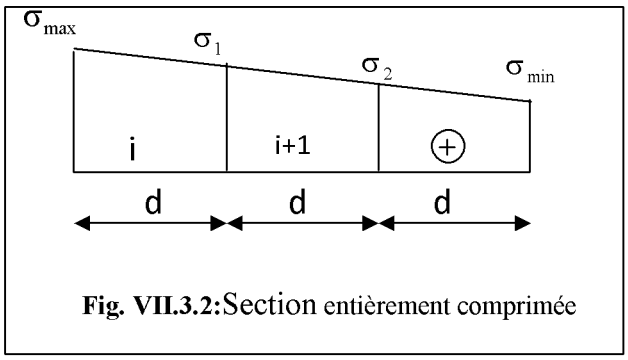


Fig. VII.3.2: Section entièrement comprimée

Avec :

e : épaisseur du voile.

La section d'armatures verticales d'une **SEC** est égale à :

$$A_V = \frac{N_i + B \cdot f_{c28}}{\sigma_{s2}}$$

B : section du tronçon considéré.

σ_s: Contrainte dans les aciers.

f_{bc}: Contrainte de calcul dans le béton.

σ : Contrainte dans les aciers correspondant à un allongement de (2‰).

$$\text{Combinaisons courantes} : \sigma(2‰) = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348MPa$$

$$\text{Combinaisons accidentelles} : \sigma(2‰) = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400MPa$$

c) Section entièrement tendue :

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

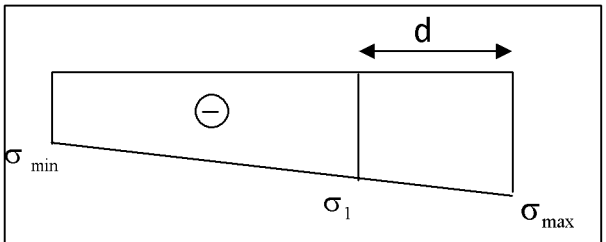


Fig. VII.3.3 : Section entièrement tendue

La section d'armatures verticales d'une **SET** est égale à :

$$A_V = \frac{N_i}{\sigma_{s2}}$$

σ: Contrainte dans les aciers correspondant à un allongement de (2‰).

Combinaisons courantes : $\sigma(2‰) = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348MPa$

Combinaisons accidentelles : $\sigma(2‰) = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400MPa$

VII.3.2) Armatures minimales :

d) Pour une Section entièrement comprimée :

$A_{min} \geq 4\ cm^2/ml$ (Art A.8.1, 21BAEL91modifiées 99)

$0.2\ \% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0.5\ \%$ (Art A.8.1, 21BAEL91modifiées 99)

B : section du béton comprimé.

e) Pour une Section entièrement tendue

$$A_{min} \geq \max\left\{\frac{Bf_{t28}}{f_e}; 0.15\%B\right\}$$

f) Section partiellement comprimée :

$$A_{min} \geq \max\left\{\frac{0.23B.f_{t28}}{f_e}; 0.005B\right\}$$

Avec :

B : section du béton tendue

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.

g) Exigences de RPA 2003(article 7.7.4.3/RPA99 version 2003)

VII.3.2.1) Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de 10 Ø et disposée de manière à ce quelle servent de cadres aux armatures verticales.

La section de ces armatures est :

D'après le RPA 99 *:*

- $A_H \geq 0.15\%B$ Globalement dans la section du voile.
- $A_H \geq 0.10\%B$ En zone courante.

D'après le BAEL :

$$A_H = \frac{A_V}{4}$$

Avec : A_v : section d'armatures verticales.
B: section du béton.

- Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.
- Le diamètre des barres horizontales et verticales des voiles ne doivent pas dépasser 0.1 de l'épaisseur du voile.

VII.3.2.2) 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 RPA99 révise 2003)***.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

VII.3.2.3) Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1\frac{T}{f_e} \qquad \textbf{(Art 7.7.4.3/RPA99 version 2003)}$$

$$T = 1.4\,V_u$$

V_u : Effort tranchant calculée au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

VII.3.3) Potelet :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est ≥ 4HA10

VII.3.4) Dispositions constructives :

a) Espacement :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$S_t \leq \min\{1,5e, 30cm\}$ **..... (Art 7.7.4.3 RPA 2003)**

Avec : e = épaisseur du voile

Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur L/10 de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

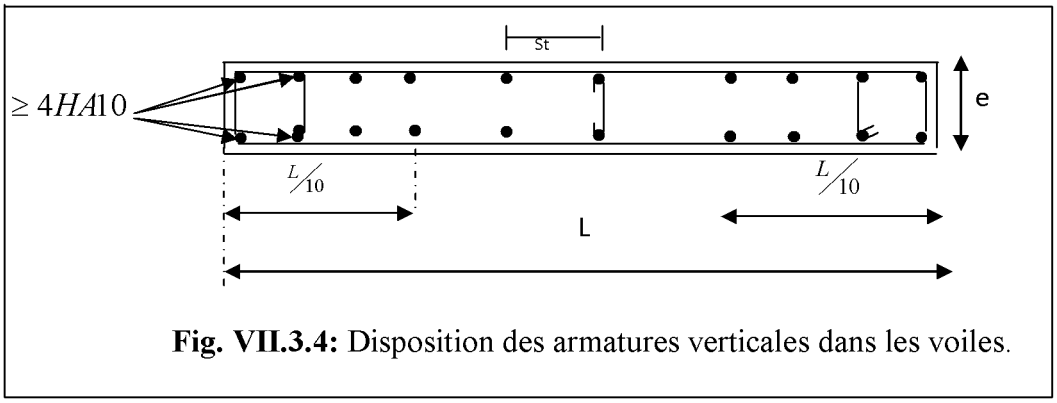


Fig. VII.3.4: Disposition des armatures verticales dans les voiles.

b) Longueur de recouvrement :

Sous **(Art 7.7.4.3 RPA 2003)**, les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones ou le renversement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

c) Diamètre maximal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

$$\varphi_{max} = \frac{e}{10} = 20mm$$

VII.3.5) Vérification :

- **Vérification à L'ELS :**

Pour cet état, il considère :

$$N_s = G + Q$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15\ MPa$$

Avec :

N_s : Effort normal applique

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

a) Selon le RPA 2003 :

$$\tau_b = \frac{1.4V}{e \cdot d} \leq \overline{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28} = 5MPa$$

Avec :

d : Hauteur utile (d = 0.9 h)

h : Hauteur totale de la section brute

b) Selon le BAEL 91 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \overline{\tau}_u = \min\left(0.15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4MPa\right) = 2.5\ MPa.$$ (La fissuration est préjudiciable)

Avec : τ_u : contrainte de cisaillement

VII.3.6) Exemple de calcul :

Soit à calculer le ferraillage des voiles VT_3 et VT_6 de la zone 1 :

L = 1,7 m , e = 20 cm

$B = 0.54m^2$

$\sigma_{max} = 4852{,}52 KN/m^2$

$\sigma_{min} = -8958{,}99\ KN/m^2$

$L_c = 0{,}92m$ ⟹ La section est partiellement comprimée.

$L_t = L - L_c = 1{,}78$ m.

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur (d)

Avec : $d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3}L_c\right) = \min(2{,}25; 0{,}13)$

Soit : $d_1 = 0{,}13$ m *donc:* $d_2 = 1{,}578$ m

$$\sigma_1 = \left(L_t - d\right)\frac{\sigma_{max}}{L_t} = 4498{,}12 KN/m^2$$

$$N_1 = \left(\frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2}\right) d \cdot e = 121{,}55 KN$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e = 58{,}47 KN$$

a) Armatures verticales :

-1ere bande : d_1=0.61m

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{s2}} = 0{,}21 cm^2$$

-2eme bande : d_2=1,17m

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_{s2}} = 0{,}11 cm^2$$

b) Armatures minimales :

$A_{min} = \max(0{,}5\%B; \frac{0{,}23xBxf_{t28}}{f_e})$

Tell que : $B = d.e$

-1ere bande : d_1= 0,13m

$A_{1min} = \max(6{,}1cm^2; 1{,}47cm^2)$

$A_{1min} = 6{,}1cm^2$

-2eme bande : d_2=1,57m

$A_{2min} = \max(11{,}7cm^2; 2{,}82)$

$A_{2min} = 11{,}7cm^2$

Le ferraillage à adopter sur toute la surface de la bande du voile est A_v=17,80cm^2

Soit :8HA14 = 12,31cm^2/nappe
S_t= 15 cm

d) Armatures horizontales :

*D'après le **BAEL 91 :***

$$A_H = \frac{A_{v\ adopté}}{4} = 5,08\ cm^2$$

*D'après le **RPA révise 2003 :***

$$A_H \geq 0.15\% \cdot B = 8,10 cm^2$$

Soit :10 HA12 = 11,30 cm²/ml

Avec : St=20 cm

e) Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré soit HA8.

f) Armature de coutures :

$$A_{vj} = 1.1\frac{T}{f_e} = 1.1 \times \frac{1,4x1414,60x10}{400}$$

$$A_{vj} = 49,5\,cm^2$$

g) Sections d'armatures totales :

$$A_{v1} = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 1,54 + \frac{49,5}{4} = 22,42 cm^2$$

$$A_{v2} = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 0,62 + \frac{83,54}{4} = 21,50 cm^2$$

Les voiles sont ferraillés symétriquement, afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action sismique

1ere bande : 16HA14 =24,62cm²/$d_1$soit: 8HA14 /nappe avec espacement de 15 cm

2eme bande : 12HA12 =13,56cm²/d_2 soit: 6HA12/nappe avec espacement de 20 cm

h) Vérification des contraintes de cisaillement :

- BAEL 91 : $\tau_u = \frac{V_u}{e \cdot d} = \frac{1010,3x10^3}{200x0.9x4080} = 1,375MPa$

$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15\frac{25}{1.15}, 4MPa\right) = 3.26$ MPa. (La fissuration est préjudiciable)

$\tau_u = 1,375MPa < \bar{\tau}_u = 3.26MPa$

-RPA 2003 :

$\tau_b = \frac{1.4V}{e \cdot d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28}$ =5MPa

$\tau_b = \frac{1.4V}{e \cdot d} = \frac{1.4x2170,67x10^3}{200x0.9x4080} = 4,13MPa$

$\tau_b = 4,13MPa < \bar{\tau}_b = 5MPa$

i) Vérification à l'ELS :

$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15.A} \leq \bar{\sigma}_b = 15MPa$

$\sigma_b = \frac{3121,88x10^3}{2700x200 + 15(4925)} \Rightarrow \sigma_b = 5,08MPa \leq \bar{\sigma}_b = 15MPa \Longrightarrow$ Condition vérifié

Tableau VII.3.1:Ferraillage des voiles transversaux (VT 1 , VT 2 , VT 5 ,VT 6 et VT 9)

Zones			Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)		1,7	1,75	1,8
	e (m)		0,2	0,2	0,2
	B (m)		0,34	0,35	0,36
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m²]		4852,52	4763,02	1519,77
	σ_{min} [KN/m²]		-8958,99	-4456,32	-2612,19
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V_u (kN)		1010,43	101,06	259,89
	L_t(m)		1,10	0,85	1,18
	L_c(m)		0,60	0,90	0,62
	d (m)		0,590	1,440	1,440
	σ_1 [KN/m²]		4165,584	-3129,880	-585,978
	N (kN)	N_1	774,35	191,01	306,89
		N_2	213,579	185,949	14,969
	A_v (cm²)	A_{V1}	**22,25**	**5,49**	**8,82**
		A_{V2}	**5,34**	**5,34**	**0,37**
	A_{vj} (cm²)		38,90	3,89	9,70
	A (cm²)	A1=A_{v1}+A_{vj}/4	**31,98**	**22,46**	**19,24**
		A2=A_{v2}+A_{vj}/4	**5,34**	**7,32**	**11,80**
	A_{min} (cm²)		6,20	15,12	15,12
	$A_{v\ adopté}$ (cm²)	Bonde1	**24,64**	**24,64**	**20,34**
		Bonde 2	**13,56**	**13,56**	**13,56**
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	**2x08HA14**	**2x08HA14**	**2x09HA12**
		Bonde 2	**2x06HA12**	**2x 06HA12**	**2x06HA12**
	S_t (cm)	Bonde1	10 cm	10cm	10 cm
		Bonde 2	20 cm	20 cm	20 cm
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm2)/bande		3,31	2,54	6,00
	A_H /nappe (cm²)		6,16	6,03	8,70
	Choix des barres/nappe (cm²)		**10HA12/nappe**	**10HA12/nappe**	**10HA10/nappe**
	ep =20cm		**(A=11,3cm²)**	**(A=11,3cm²)**	**(A=7,85cm²)**
Vérification des contraintes	Armature transversal		**4 Epingles HA8/m²**		
	contrainte	τ_u(MPa)	3,302	0,321	0,777
		τ_b(MPa)	4,623	0,449	1,088
	ELS	N_s (kN)	3121,88	2209,62	1285,98
		σ_b(MPa)	**7,36**	**5,36**	**2,80**

Tableau VII.3.2 : Ferraillage des voiles transversaux (VT 3, VT 4)

Zones			Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)		1,4	1,45	1,5
	e (m)		0,2	0,2	0,2
	B (m)		0,28	0,29	0,3
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m²]		4936,88	2350,03	1460,01
	σ_{min} [KN/m²]		-10288,72	-5302,56	-2765,54
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V_u (kN)		1139,9	662,72	240,44
	L_t(m)		0,95	1,00	0,98
	L_c(m)		0,45	0,45	0,52
	d (m)		0,590	1,440	1,440
	σ_1 [KN/m²]		3872,217	-2297,254	-1290,988
	N (kN)	N_1	835,50	432,76	212,34
		N_2	137,871	99,995	59,163
	A_v (cm²)	A_{V1}	**24,01**	**12,44**	**6,10**
		A_{V2}	**3,45**	**2,87**	**1,48**
	A_{vj} (cm²)		43,89	24,28	9,26
	A (cm²)	A1=A_{v1}+A_{vj}/4	**27,49**	**18,51**	**17,42**
		A2=A_{v2}+A_{vj}/4	**3,45**	**8,94**	**10,79**
	A_{min} (cm²)		6,20	5,12	65,12
	$A_{v\ adopté}$ (cm²)	Bonde1	**24,64**	**24,64**	**18,08**
		Bonde 2	**13,56**	**13,56**	**13,56**
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	**2x08HA14**	**2x08HA14**	**2x08HA12**
		Bonde 2	**2x06HA12**	**2x 06HA12**	**2x06HA12**
	S_t (cm)	Bonde1	10 cm	10cm	10 cm
		Bonde 2	20 cm	20 cm	20 cm
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm2)/bande		2,84	3,01	6,00
	A_H /nappe (cm²)		6,93	3,96	3,96
	Choix des barres/nappe (cm²)		**10HA12/nappe**	**10HA12/nappe**	**10HA10/nappe**
	ep =20cm		**(A=11,3cm²)**	**(A=11,3cm²)**	**(A=7,85cm²)**
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²		
	contrainte	τ_u(MPa)	4,523	2,417	0,891
		τ_b(MPa)	6,333	3,383	1,247
	ELS	N_s (kN)	3021,88	2109,62	1264,98
		σ_b(MPa)	**9,22**	**6,48**	**3,70**

Tableau VII.3.3: Ferraillage des voiles transversaux (VT 7, VT 8)

Zones			Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)		3,00	3,05	3,10
	e (m)		0,2	0,2	0,2
	B (m)		0,68	0,69	0,7
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m²]		4956,91	3150,03	1460,01
	σ_{min} [KN/m²]		-11240 ,77	-5802,56	-5665,54
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V_u (kN)		1234,9	630,72	240,44
	L_t(m)		2,30	2,24	2,81
	L_c(m)		1,10	1,21	0,69
	d (m)		0,590	1,440	1,440
	σ_1 [KN/m²]		7644,895	2065,827	2910,457
	N (kN)	N_1	1058,08	1133,05	1278,14
		N_2	1304,255	164,459	399,265
	A_v (cm²)	A_{V1}	**30,40**	**32,56**	**36,73**
		A_{V2}	**32,61**	**4,73**	**9,98**
	A_{vj} (cm²)		43,89	24,28	9,26
	A (cm²)	A1=A_{v1}+A_{vj}/4	**41,38**	**38,63**	**29,04**
		A2=A_{v2}+A_{vj}/4	**19,35**	**18,80**	**25,30**
	A_{min} (cm²)		6,20	15,12	15,12
	A_v adopté (cm²)	Bonde1	**43,12**	**40,04**	**29,338**
		Bonde 2	**22,6**	**22,6**	**27,12**
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	**2x14HA14**	**2x013HA14**	**2x13HA12**
		Bonde 2	**2x10HA12**	**2x 10HA12**	**2x12HA12**
	S_t (cm)	Bonde1	10 cm	10cm	10 cm
		Bonde 2	20 cm	20 cm	20 cm
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm2)/bande		6,89	6,71	6,00
	A_H /nappe (cm²)		10,78	10,01	10,17
	Choix des barres/nappe (cm²)		**10HA12/nappe**	**10HA12/nappe**	**10HA10/nappe**
	ep =20cm		**(A=11,3cm²)**	**(A=11,3cm²)**	**(A=7,85cm²)**
Vérification des contraintes	Armature transversal		**4 Epingles HA8/m²**		
	contrainte	τ_u(MPa)	1,863	1,016	0,382
		τ_b(MPa)	2,608	1,422	0,534
	ELS	N_s (kN)	4131,25	2245,56	1389,18
		σ_b(MPa)	**3,92**	**2,82**	**1,62**

Tableau VII.3.4: Ferraillage des voiles transversaux (VL 1 ,VL 3)

Zones			Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)		1,3	1,35	1,40
	e (m)		0,2	0,2	0,2
	B (m)		0,25	0,26	0,27
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m²]		2028,57	2110,89	298,406
	σ_{min} [KN/m²]		-3372,92	-4333,84	-617,56
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V_u (kN)		1280,647	1078,8	617,56
	L_t(m)		0,78	0,87	0,91
	L_c(m)		0,47	0,43	0,44
	d (m)		0,590	1,440	1,440
	σ_1 [KN/m²]		823,417	-2804,938	-359,470
	N (kN)	N_1	247,58	220,16	37,16
		N_2	15,690	158,703	19,045
	A_v (cm²)	A_{V1}	**7,11**	**6,33**	**1,07**
		A_{V2}	**0,39**	**4,56**	**0,48**
	A_{vj} (cm²)		49,30	41,53	23,78
	A (cm²)	A1=A_{v1}+A_{vj}/4	**19,44**	**16,71**	**13,01**
		A2=A_{v2}+A_{vj}/4	**0,39**	**3,94**	**6,42**
	A_{min} (cm²)		6,20	15,12	15,12
	A_v adopté (cm²)	Bonde1	**21,56**	**21,56**	**15,82**
		Bonde 2	**11,3**	**11,3**	**13,56**
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	**2x07HA14**	**2x07HA14**	**2x07HA12**
		Bonde 2	**2x05HA12**	**2x 05HA12**	**2x06HA12**
	S_t (cm)	Bonde1	10 cm	10cm	10 cm
		Bonde 2	20 cm	20 cm	20 cm
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm2)/bande		2,34	2,62	6,00
	A_H /nappe (cm²)		5,39	4,62	3,96
	Choix des barres/nappe (cm²)		**10HA12/nappe**	**10HA12/nappe**	**10HA10/nappe**
	ep =20cm		**(A=11,3cm²)**	**(A=11,3cm²)**	**(A=7,85cm²)**
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²		
	contrainte	τ_u(MPa)	5,692	4,610	2,541
		τ_b(MPa)	7,968	6,454	3,558
	ELS	N_s (kN)	28965,62	2452,56	1459,32
		σ_b(MPa)	**10,20**	**7,09**	**4,09**

Tableau VII.3.5 : Ferraillage des voiles transversaux (VL 2, VL 4)

Zones			Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)		1,6	1,65	1,7
	e (m)		0,2	0,2	0,2
	B (m)		0,355	0,32	0,365
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m²]		4561,69	2165,24	1871,6
	σ_{min} [KN/m²]		-5580,51	-4870,13	-3393,14
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V_u (kN)		1235,06	947,05	601,96
	L_t(m)		0,98	1,11	1,18
	L_c(m)		0,80	0,49	0,65
	d (m)		0,590	1,440	1,440
	σ_1 [KN/m²]		2209,300	-1461,703	-760,956
	N (kN)	N_1	459,60	490,81	379,03
		N_2	85,423	48,590	20,073
	A_v (cm²)	A_{V1}	**13,21**	**14,10**	**10,89**
		A_{V2}	**2,14**	**1,40**	**0,50**
	A_{vj} (cm²)		47,55	36,46	23,18
	A (cm²)	$A1=A_{v1}+A_{vj}/4$	**25,09**	**23,22**	**16,69**
		$A2=A_{v2}+A_{vj}/4$	**3,96**	**4,51**	**6,30**
	A_{min} (cm²)		6,20	15,12	15,12
	$A_{v\ adopté}$ (cm²)	Bonde1	**27,72**	**24,64**	**18,08**
		Bonde 2	**15,82**	**13,56**	**13,56**
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	**2x09HA14**	**2x08HA14**	**2x08HA12**
		Bonde 2	**2x07HA12**	**2x 06HA12**	**2x06HA12**
	S_t (cm)	Bonde1	10 cm	10cm	10 cm
		Bonde 2	20 cm	20 cm	20 cm
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm2)/bande		2,93	3,32	6,00
	A_H /nappe (cm²)		6,93	6,16	4,52
	Choix des barres/nappe (cm²)		**10HA12/nappe**	**10HA12/nappe**	**10HA10/nappe**
	ep =20cm		**(A=11,3cm²)**	**(A=11,3cm²)**	**(A=7,85cm²)**
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²		
	contrainte	τ_u(MPa)	3,866	3,288	1,832
		τ_b(MPa)	5,412	4,604	2,565
	ELS	N_s (kN)	3422,80	2245,53	1272,02
		σ_b(MPa)	**7,68**	**5,91**	**3,18**

Tableau VII.3.6 : Ferraillage des voiles longitudinaux (VL 5, VL 6 VT 7, VT 8)

Zones			Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)		1,2	1,25	1,3
	e (m)		0,2	0,2	0,2
	B (m)		0,23	0,24	0,25
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m²]		2384,04	2105,81	1411,77
	σ_{min} [KN/m²]		-7958,99	-4660,64	-2717,19
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V_u (kN)		510,43	564,86	251,89
	L_t(m)		0,88	0,83	0,82
	L_c(m)		0,27	0,37	0,43
	d (m)		0,590	1,440	1,440
	σ_1 [KN/m²]		2652,566	-3459,100	-2039,372
	N (kN)	N_1	626,08	173,02	97,61
		N_2	78,232	212,201	125,911
	A_v (cm²)	A_{V1}	**17,99**	**4,97**	**2,80**
		A_{V2}	**1,96**	**6,10**	**3,15**
	A_{vj} (cm²)		19,65	21,75	9,70
	A (cm²)	A1=A_{v1}+A_{vj}/4	**22,90**	**15,83**	**5,23**
		A2=A_{v2}+A_{vj}/4	**2,96**	**3,53**	**4,51**
	A_{min} (cm²)		6,20	15,12	15,12
	A_v adopté (cm²)	Bonde1	**18,48**	**18,48**	**11,30**
		Bonde 2	**4,52**	**4,52**	**4,52**
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	**2x06HA14**	**2x06HA14**	**2x05HA12**
		Bonde 2	**2x02HA12**	**2x 02HA12**	**2x02HA12**
	S_t (cm)	Bonde1	10 cm	10cm	10 cm
		Bonde 2	20 cm	20 cm	20 cm
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm2)/bande		2,65	2,48	6,00
	A_H /nappe (cm²)		6,32	3,85	4,62
	Choix des barres/nappe (cm²)		**10HA12/nappe**	**10HA12/nappe**	**10HA10/nappe**
	ep =20cm		**(A=11,3cm²)**	**(A=11,3cm²)**	**(A=7,85cm²)**
	contrainte	τ_u(MPa)	2,466	2,615	1,120
		τ_b(MPa)	3,452	3,661	1,567
	ELS	N_s (kN)	2289,92	19865,70	1530,55
		σ_b(MPa)	**11,23**	**7,80**	**4,36**

Tableau VII.3.7 : Ferraillage des voiles longitudinaux (VL 9 et VL 10)

Zones			Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)		3,3	3,35	3,4
	e (m)		0,2	0,2	0,2
	B (m)		0,66	0,67	0,68
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m²]		1489,03	4150,4	4982,2
	σ_{min} [KN/m²]		-5965,54	-5813,56	-11341,77
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V_u (kN)		250,42	641,75	1238,7
	L_t(m)		2,64	1,95	2,36
	L_c(m)		0,66	1,40	1,04
	d (m)		0,590	1,440	1,440
	σ_1 [KN/m²]		4632,753	1530,544	4428,089
	N (kN)	N_1	625,30	1057,55	2270,86
		N_2	950,101	78,760	408,400
	A_v (cm²)	A_{V1}	**17,97**	**30,39**	**65,25**
		A_{V2}	**23,75**	**2,26**	**10,21**
	A_{vj} (cm²)		9,64	24,71	47,69
	A (cm²)	$A1=A_{v1}+A_{vj}/4$	**39,59**	**36,57**	**27,62**
		$A2=A_{v2}+A_{vj}/4$	**19,23**	**18,44**	**21,84**
	A_{min} (cm²)		6,20	15,12	15,12
	A_v adopté (cm²)	Bonde1	**40,04**	**40,04**	**31,64**
		Bonde 2	**22,6**	**20,34**	**20,34**
,34Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	**2x13HA14**	**2x13HA14**	**2x14HA12**
		Bonde 2	**2x10HA12**	**2x 09HA12**	**2x09HA12**
	S_t (cm)	Bonde1	10 cm	10cm	10 cm
		Bonde 2	20 cm	20 cm	20 cm
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm2)/bande		7,92	5,86	6,00
	A_H /nappe (cm²)		10,01	10,01	10,78
	Choix des barres/nappe (cm²)		**10HA12/nappe**	**10HA12/nappe**	**10HA10/nappe**
	ep =20cm		**(A=11,3cm²)**	**(A=11,3cm²)**	**(A=7,85cm²)**
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²		
	contrainte	τ_u(MPa)	0,422	1,064	2,024
		τ_b(MPa)	0,590	1,490	2,834
	ELS	N_s (kN)	4485,72	2451,38	15620,68
		σ_b(MPa)	**4,23**	**2,95**	**1,68**

Tableau VII.3.8 : Ferraillage des voiles longitudinaux (VL 11 et VL 12)

Zones			Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)		1,95	1,95	1,95
	e (m)		0,2	0,2	0,2
	B (m)		0,39	0,39	0,39
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m²]		4299,2	2086,95	1365,62
	σ_{min} [KN/m²]		-6589,52	-4526,87	-2793,84
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V_u (kN)		2015,65	865,9	359,74
	L_t(m)		1,18	1,33	1,31
	L_c(m)		0,77	0,62	0,64
	d (m)		0,590	1,440	1,440
	σ_1 [KN/m²]		3294,984	-357,182	-277,761
	N (kN)	N_1	583,19	600,44	362,32
		N_2	194,431	3,761	3,617
	A_v (cm²)	A_{V1}	**16,76**	**17,25**	**10,41**
		A_{V2}	**4,86**	**0,11**	**0,09**
	A_{vj} (cm²)		77,60	33,34	13,85
	A (cm²)	$A1=A_{v1}+A_{vj}/4$	**36,16**	**25,59**	**23,87**
		$A2=A_{v2}+A_{vj}/4$	**4,86**	**4,44**	**3,55**
	A_{min} (cm²)		6,20	15,12	15,12
	$A_{v\ adopté}$ (cm²)	Bonde1	**36,96**	**27,12**	**27,12**
		Bonde 2	**6,16**	**4,52**	**4,52**
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	**2x12HA14**	**2x12HA12**	**2x12HA12**
		Bonde 2	**2x02HA14**	**2x 02HA12**	**2x02HA12**
	S_t (cm)	Bonde1	10 cm	10cm	10 cm
		Bonde 2	20 cm	20 cm	20 cm
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm2)/bande		3,54	4,00	6,00
	A_H /nappe (cm²)		6,03	6,03	4,62
	Choix des barres/nappe (cm²)		**10HA12/nappe**	**10HA12/nappe**	**10HA10/nappe**
	ep =20cm		**(A=11,3cm²)**	**(A=11,3cm²)**	**(A=7,85cm²)**
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²		
	contrainte	τ_u(MPa)	5,743	2,467	1,025
		τ_b(MPa)	8,040	3,454	1,435
	ELS	N_s (kN)	3995,24	2541,62	1350,52
		σ_b(MPa)	**7,15**	**4,72**	**2,94**

Introduction :

Une fondation par définition est un organisme de transmission des efforts provenant de la superstructure au sol. Cette transmission peut être directe, cas de fondation superficielle (semelles isolées, semelles continues, radier) où par des éléments spéciaux (puits, pieux).

Dans le cas le plus général un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- **Un effort normal** : charge verticale centrée dont il convient de connaitre les valeurs extrêmes ;
- **Une force horizontale** résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction ;
- **Un moment** qui peut s'exercer dans de différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et la résistance aux sollicitations extérieures

- **Fondation superficielles**

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une grande capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface. Les principaux types de ces dernières que l'on rencontre dans la pratique sont :

- les semelles isolées.
- les semelles continues sous poteaux, sous murs ou sous voiles
- les radiers.

- **Fondation profondes**

Les fondations profondes sont celles qui permettent de reporter les charges dues à l'ouvrage, qu'elles supportent sur des couches située depuis la surface jusqu'à une profondeur variante de quelque mètres à plusieurs dizaine de mètres. Lorsque le sol en surface n'a pas une résistance suffisante pour supporter ces charges par l'intermédiaire de fondation superficielles (semelle ou radier).

❖ **Etude géotechnique du sol :**

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol quinous renseigne sur la capacité portante de ce dernier.

Pour cette étude, en l'absence du rapport de sol, les caractéristiques utilisées sont :

- La contrainte admissible du sol est σ_{sol} **= 2 bars.**
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

VIII.1) Choix du type de fondation :

Le type de fondation à adopter est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La capacité portante du sol.
- Le tassement du sol.
- La facilité d'exécution.
- L'économie.

VIII.2) Pré-dimensionnement des fondations :

VIII.2.1) Semelles isolés sous poteaux :

Pour le pré-dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal Ns_{max} qui est obtenu à la base de tous les Poteaux.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Homothétique des dimensions : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K \Rightarrow \frac{40}{40} = 1 \Rightarrow A = B$ poteau carré

D'où : $B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{0,8.\sigma_{sol}}}$ Avec : σ_{sol}=**2 bars** à une profondeur de 1.5m.

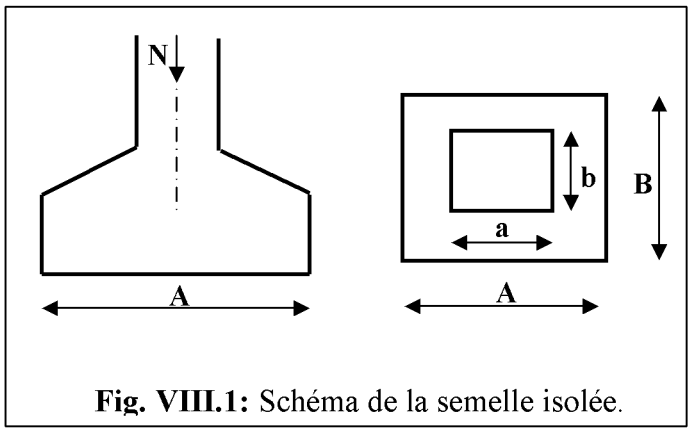


Fig. VIII.1: Schéma de la semelle isolée.

Exemple de calcul :

$N_{ser} = 2845,6 \ KN$

$\sigma_{sol} = 200 \ KN/m^2$

$B \geq \sqrt{\frac{2845,6}{200 \times 0,8}} = 4,21m \Rightarrow A = B = 4,21\,m$

Conclusion :

L'importance des dimensions des semelles expose nos fondations au chevauchement, alors il faut opter pour des semelles filantes.

VIII.2.2) Semelles filantes :

a) Semelles filantes sous voiles :

$$\frac{N_S}{S} \leq \sigma_{SOL} \Rightarrow \frac{G+Q}{B \cdot L} \leq \sigma_{SOL} \Rightarrow B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{SOL} \cdot L}$$

Avec : B : La largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

G, Q : Charge et surcharge revenant au voile considéré.

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Voiles	G+Q	L (m)	B (m)	S=B.L (m²)
2VT1	1715,65	1,30	6,59	17,13
2VT2	1574,96	1,60	4,92	15,74
4VT3	1308,97	1,20	5,45	26,16
2VT4	1945,15	3,70	2,62	19,38
				78,41

Tableau VIII.1 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal)

Voiles	G+Q	L (m)	B (m)	S=B.L (m²)
2VL1	1943,83	1,70	5,71	19,41
2VL2	1958,34	1,40	6,99	19,57
2VL3	4147,7	3,40	6,09	41,41
2VL4	19,43,83	1,70	5,71	19,41
				99,8

Tableau VIII.2 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinal)

$S_V = \sum S_i = 178{,}21, \mathrm{m}^2$ Avec : S_V : Surface totale des semelles filantes sous voiles.

b) Semelles filantes sous poteaux :

➢ **Hypothèse de calcul :**

Une semelle est infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contraintesur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivants une droite ou une surface plane telle queleur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des chargesagissantes sur la semelle.

➢ **Etape de calcul :**

1- Détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i$

2-Détermination de coordonnée de la résultante R : $e = \dfrac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R = \sum N_i}$

3-Détermination de la distribution par (ml) de la semelle :

$e \leq \frac{L}{6}$ $\Longrightarrow$ Répartition trapézoïdale.

$e > \frac{L}{6}$ $\Longrightarrow$ Répartition triangulaire.

$$q_{max} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right)$$

$$q_{min} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right)$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right)$$

4- Détermination de la largeur de la semelle : $B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{SOL}}$

5- Détermination de la hauteur de la semelle : $\frac{L}{9} \leq h_t \leq \frac{L}{6}$

Avec :**L** distance entre nus des poteaux.

On fera les calculssous le portique transversal (2-2), les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poteaux	**N_{ser}**	**M_i**	**e_i**(m)	**$N_{ser} \times e_i$**
1	674,53	-0,42	11,24	7581,71
2	779,62	9,92	7,84	6112,22
3	1711,52	5,8	4,44	7599,14
4	2801	6,1	1,63	4565,63
5	1693,17	1,38	-1,63	-320,63
6	2845,66	1,48	-4,44	-874,28
7	1693,17	5,8	-7,84	-19031,23
Somme	**10899,12**	**30,06**		**5632,56**

Tableau VIII.3 : Résultante des charges sous poteaux.

Exemple de calcul :

La charge totale transmise par les poteaux est: $R = \sum N_i = 10899{,}12$ KN

Distribution de la réaction par mètre linéaire :

$e = 0{,}35 < \frac{25{,}18}{6} = 4{,}19\ m \Longrightarrow$ Répartition trapézoïdale.

$$q_{max} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{10899{,}12}{25{,}18} \times \left(1 + \frac{6 \times 0{,}35}{25{,}18}\right) = 468{,}94 KN/ml$$

$$q_{min} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{10899{,}12}{25{,}18} \times \left(1 - \frac{6 \times 0{,}35}{25{,}18}\right) = 396{,}74 KN/ml$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{10899{,}12}{25{,}18} \times \left(1 + \frac{3 \times 0{,}35}{25{,}18}\right) = 450{,}89 KN/ml$$

Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{SOL}} = \frac{450{,}89}{200} = 2{,}25m$$

On prend:**B = 2,25 m.**

On aura donc, $S = 2{,}25 \times 19{,}20 = 43{,}20 m^2$

Nous aurons la surface totale de la semelle filante : $S_t = S \times n + S_V$

$S_t = 43{,}20 \times 6 + 178{,}21 = 502{,}81 m^2$

Avec :

n : Nombre de portique dans le sens considéré.

Le rapport de la surface des semelles à la surface du bâtiment est :

S_{bat}= 483,45 m².

$$\frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{502,81}{483,45} = 1,04$$

La surface totale des semelles occupe toute la surface du bâtiment.

- **Conclusion :**

Vu que les semelles occupent plus de 50%de la surface du sol d'assise, on adopte choix d'un radier général.

VIII.3) Radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal.
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation (répartition linéaire).
- Facilité de coffrage.
- Rapidité d'exécution.
- Semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.

VIII.4) Pré-dimensionnement du radier :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{min} \geq 25$ cm)

- **La dalle :**

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

$h_d \geq \frac{L_{max}}{20}$ Avec une hauteur minimale de 25cm

$h_d \geq \frac{550}{20} = 27,5cm$

Donc on opte pour une hauteur de dalle $\mathbf{h_d = 40\ cm.}$

- **La nervure :**

La nervure du radier doit avoir une hauteur $h_n$égale à :

$$h_n \geq \frac{550}{10} = 55\,cm$$

- ✓ **condition de longueur d'élasticité :**

$$Le = \sqrt{\frac{4 \cdot EI}{K \cdot b}} > \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. K = 40 MPa

L_{max} : La distance maximale entre deux voiles successifs

De la condition précédente, nous tirons h :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{MAX}\right)^4 \cdot \frac{3K}{E}}$$

I : Inertie de la section du radier (b=1m)

E : Le module de Young

Pour un chargement de long durée ; E = 10818,86 MPa, donc :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times 5{,}5}{3{,}14}\right)^4 \times \frac{3x40}{10818{,}86}} = 1{,}18\ m$$

Nous optons pour une hauteur de nervure $\mathbf{h_n = 120\ cm.}$

- **La base de la nervure :**

$0{,}4h_n \leq b_n \leq 0{,}7h_n$

$0{,}4 \times 120 = 48cm \leq b_n \leq 0{,}7 \times 120 = 84cm$ on prend $\mathbf{b_n = 60cm}$

Remarque :

On adoptera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

- h_n= 120 cm hauteur de la nervure
- h_d = 40 cm hauteur de la dalle
- b_n = 60 cm Largeur de la nervure

VIII.4.1) Détermination de la surface nécessaire au radier :

ELU: N_u= 91795,56kN

ELS: Ns= 67408,31kN

Détermination de la surface nécessaire du radier :

$$\text{ELU: } S_{radier} \geq \frac{N_u}{1{,}33\,\overline{\sigma}_{sol}} = \frac{91795{,}56}{1{,}33 \times 200} = 345{,}09\ m^2$$

$$\text{ELS: } S_{radier} \geq \frac{N_s}{1{,}33\,\overline{\sigma}_{sol}} = \frac{67408{,}31}{1{,}33 \times 200} = 253{,}41\,m^2$$

S_{bat} = 483,45 m^2 > Max (S1; S_2) = 345,09 m²

Remarque :

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles du BAEL, et il sera calculé comme suit

$$L_{déb} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30\,cm\right) = \max\left(\frac{120}{2}; 30\,cm\right) = 60\,cm$$

Soit un débord de : **$L_{déb}$= 60cm.**

Donc on aura une surface totale du radier : $S_{rad} = S_{bat} + S_{deb}$= 483,45 +43,20= 526,65 m^2

S_{rad}= 526,65 m^2

VIII.4.2) Détermination des efforts à la base du radier :

a) Charges permanentes :

- **Poids du bâtiment** :

G_{bat}= 66455,63

- **Poids du radier :**

G_{rad}= Poids de la dalle + poids de la nervure + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante

Poids de la dalle : $P_{dalle}=S_{radier} \times h_{da} \times \rho_b$

$P_{dalle}= (526,65\times0.4)\times 25= 5266,5KN$

P_{dalle}=5266,5KN

Poids de la nervure : $P_n=b \times (h_n) \times L \times n \times \rho_b$

$P_n=[(0.6 \times (0,4) \times 19,2 \times 6)+ (0.6 \times (0.4) \times 25,18 \times 5)] \times 25$

P_n=1677 KN

- **Poids de T.V.O**:

$P_{T.V.O}= [(S_{rad}-S_{nerv}) \times(h_{rad}-h_{dal})\times \rho_b$

Avec : $S_{nerv}=(0.6 \times 25,18\times 5)+ (0.6 \times 19,2\times6) =167,70\ m^2$

$P_{T.V.O}$= [(526,65-167,70) x (1,2-0.4)] ×25= **7179KN.**

- **Poids de la dalle flottante libre :**

$P_{df}=S_{rad.} \times e_p \times \rho_b$

P_{df} = 526,65× 0.1 x 25= 1316,60 KN. (e_p=10cm).

- **Poids totale du radier:**

G_{rad}=5266,5 + 1677+ 7179+ 1316,6= 15439KN

G_{rad}= 15439 KN

b) Charges d'exploitation :

Surcharges du bâtiment : Q_{bat}= 5688,77KN

Surcharges du radier : Q_{rad}= 25x0,1x526,65=1316,60 KN

c) Poids total de la structure :

$G_{tot}=G_{rad}+ G_{sup}$= 15439+ 66455,63=81254,61 KN

$Q_{tot}=Q_{rad}+ Q_{sup}$= 15439+ 5680,77= 7548,48KN

d) Combinaisons d'action :

$$A\ l'ELU : N_u = 1{,}35 \cdot G + 1{,}5 \cdot Q = 98553{,}6 \text{ KN}$$

$$A\ l'ELS : N_s = G + Q = 88803{,}09 \text{ KN}$$

VIII.5) Calcul des caractéristiques géométriques du radier :

- **Calcul du centre de gravité du radier :**

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 12{,}59m \quad ; \qquad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 9{,}6m$$

Avec : S_i : Aire du panneau considéré et X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

- **Moment d'inertie du radier**

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = \frac{25{,}18x19{,}2^3}{12} = 14851{,}76m^4.$$

$$I_{yy} = \frac{bh^3}{12} = \frac{19{,}2 \times 25{,}18^3}{12} = 25543{,}89m^4.$$

VIII.6) Vérifications:

a) Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min\left\{\frac{0{,}15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right\}$$

Avec : b = 100 cm ; d = 0,9 h = 36cm

$$T_u^{max} = q_u \frac{L_{max}}{2}$$

$$T_u^{max} = \frac{N_u \,.\, b}{S_{rad}} \frac{L_{max}}{2} = \frac{985533{,}6 \times 1}{526{,}65} \times \frac{5{,}5}{2} = 514{,}61KN$$

$$\tau_u = \frac{514{,}61}{1 \times 0.36x1000} = 1{,}43MPa \leq \tau_u = 2.5\,MPa \Longrightarrow$$ Condition vérifiée

b) Vérification de la stabilité du radier :

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$M_j = M_{j(K=0)} + T_{j(K=0)} \cdot h$

Avec :

$M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base du bâtiment

$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base du bâtiment

I_{xi} ,I_{yi} : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré ;

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3\cdot\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi on doit vérifier que :

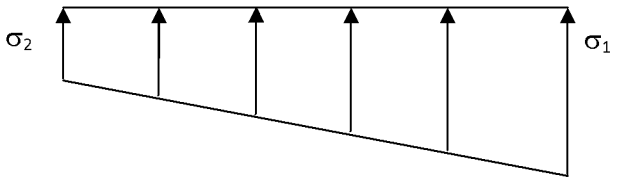


Fig. VIII.2 : Diagramme des contraintes

ELU: $\sigma_m = \frac{3\cdot\sigma_1 + \sigma_2}{4} \le 1.33\cdot\sigma_{SOL}$ *(RPA99/2003 .Art.10.1.4.1)*

ELS : $\sigma_m = \frac{3\cdot\sigma_1 + \sigma_2}{4} \le \sigma_{SOL}$

Avec : $\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I}\cdot V$

V: distance entre le CDG du radier et la fibre la plus éloignée de cedernier.

Nu= 98553,6KN

Ns=88803,09KN

- **Sens longitudinal**

  - **ELU:**

M_X = 53790,545+(3303,64x1.20) =57754,913 KN .m

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}}\cdot V = \frac{98553,60}{526,65} + \frac{57754,913}{25543,89}\times 12,59 = 215,60 KN/m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}}\cdot V = \frac{98553,6}{526,65} - \frac{57754,913}{25543,89}\times 12,59 = 158,66 KN/m^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3\times 215,60 + 158,66}{4} = 201,36 KN/m^2 \quad ; \quad 1.33\sigma_{SOL} = 1.33\times 200 = 266 KN/m^2$$

$\sigma_m < 1.33\cdot\sigma_{SOL} \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

➢ **ELS :**

$$\sigma_1 = \frac{Ns}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{88803,09}{526,65} + \frac{57754,913}{25543,89} \times 12,59 = 197,08 KN/m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{88803,09}{526,65} - \frac{57754,913}{25543,89} \times 12,59 = 140,15 KN/m^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 197,08 + 140,15}{4} = 182,84 KN/m^2 \quad ; \quad \sigma_{SOL} = 200 KN/m^2$$

$\sigma_m < \sigma_{SOL} \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

- **Sens transversal :**

➢ **ELU :**

M_y= 53790,545+(3303,64x1.20) = 57754,913 KN .m

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{My}{I_{xx}} \cdot V = \frac{98553,60}{526,65} + \frac{57754,913}{14851,76} \times 9,6 = 224,46\ KN/m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{98553,60}{526,65} - \frac{57754,913}{14851,76} \times 9,6 = 149,80 KN/m^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 224,46 + 149,80}{4} = 205,79 KN/m^2 \quad ; \quad 1.33\sigma_{SOL} = 1.33 \times 200 = 266 KN/m^2$$

$\sigma_m < 1.33\sigma_{SOL} \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

➢ **ELS :**

$$\sigma_1 = \frac{Ns}{S_{rad}} + \frac{My}{I_{xx}} \cdot V = \frac{88803,09}{526,65} + \frac{57754,913}{5031,46} \times 9,6 = 205,95 KN/m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{88803,09}{526,65} - \frac{57754,913}{5031,46} \times 9,6 = 131,31 KN/m^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 205,95 + 131,31}{4} = 187,29 KN/m^2 \quad ; \quad \sigma_{SOL} = 200 KN/m^2$$

$\sigma_m < \sigma_{SOL} \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

Conclusion : Toutes les contraintes sont vérifiées.

c) Vérification au poinçonnement :(BAEL99 Art A.5.2 4)

On doit vérifier que :

$$N_u \leq \frac{0{,}07\ \mu_c\ \ h\ \ f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

μ_c : Périmètre du contour projeté sur le plan moyen du radier

N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau ou le voile le plus sollicité.

h: Epaisseur totale du radier

❖ **Vérification pour les poteaux :**

$$\mu_c = (a+b+2h)\times 2 = (0.40+0.40+2x1{,}2)x2 = 6{,}4m$$

$$\frac{0{,}07\ \mu_c\ \ h\ \ f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0{,}07 \times 6{,}4 \times 1{,}2 \times 25000}{1{,}5} = 8960KN$$

$N_u = 2054{,}74 \leq 8960KN \Rightarrow$ **condition vérifiée**.

❖ **Vérification pour les voiles:**

On considère une bonde de 01 ml du voile

$N_u = 1106{,}843KN$

$$\mu_c = (a' + b') = (a + b + 2h)\times 2 = (0.2 + 1 + 2 \times 1{,}2) \times 2 = 7{,}2m$$

$$\overline{N}_u = \frac{0.07\ \mu_c\ h\ f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.07 \times 7{,}2 \times 1{,}2 \times 25000}{1.5} = 10080KN$$

$Nu = 1106{,}843KN < \overline{N}_u = 10080\ KN \rightarrow$ **Condition vérifiée**

VIII.7) Ferraillage du radier :

Le ferraillage d'un radier est particulier, les aciers tendus se situent en partie haute de la dalle du radier qui sera étudiée comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie prenant appuis sur les voiles et les poteaux.

Pour le calcul du ferraillage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le BEAL

❖ Ferraillage des panneaux encastrés sur 4 cotés :

On distingue deux cas :

- **1er Cas** : Si **α < 0,4** → La flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \; ; \quad M_{oy} = 0$$

- **2eme Cas :** Si **0,4 < α ≤ 1**→Les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

Dans le sens de la petite potée Lx : $M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$

Dans le sens de la grande potée Ly : $M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

Avec : $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$ avec $\left(L_x < L_y \right)$

Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferraillage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

❖ **Identification du panneau le plus sollicité**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,05}{5,10} = 0,59$$

$0,4 < \rho \leq 1 \rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

Pour le calcul du ferraillage, soustrairons de la contrainte σ_m , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

$$\textbf{ELU :} q_{um} = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = (205,79 - 1.35 \bullet \frac{15439}{526,65}) \times 1m = 166,21KN/ml$$

$$\textbf{ELS :} q_{sm} = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = (187,29 - 1 \bullet \frac{15439}{526,65}) \times 1m = 157,97KN/ml.$$

❖ **Calcul à l'ELU :**

- Evaluation des moments Mx, My :

$$\upsilon = 0 \; ; \; \rho = 0,59 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0825 \\ \mu_y = 0,292 \end{cases}$$

$$\text{On aura donc} : \begin{cases} M_x = 0.0825 \times 166,21 \times 3,05^2 = 127,56KN.m \\ M_y = 0.292 \times 127,56 = 37,24KNm \end{cases}$$

Remarque :

Afin de tenir compte des semi encastrements de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur effectuant des coefficients de (0.5) aux appuis et de (0.75) en travée.

VIII.7.1) Ferraillage dans le sens x-x :

Moments en appuis à **L'ELU**: Ma-x = 127,56 x 0.5 = **63,78KN.m.**

Moments en travée à **L'ELU**: Mt-x= 127,56x 0.75**=95,67KN.m**

- **Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{63,78 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14.2} = 0.032 < 0.392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$\mu_u = 0.032 \rightarrow \beta_u = 0.984$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{63,78 \times 10^3}{0.984 \times 37 \times 348} = 5,03 cm^2/ml$$

$$A_{ua} = 5,03 cm^2/ml$$

Soit : $6HA14/ml = 9,23 cm^2/ml$

Avec **St =15 cm**

- **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{95,67 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14.2} = 0.049 < 0.392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$\mu_u = 0.049 \rightarrow \beta_u = 0.975$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{95,67 \times 10^3}{0.975 \times 37 \times 348} = 7,62 cm^2/ml$$

$$A_{ut} = 7,62 cm^2/ml$$

Soit : $6HA16/ml = 12,06 cm^2/ml$

Avec : **St =15cm**

Remarque :
Les armatures en travée constituent le lit supérieur, et les armatures en appuis le lit inférieur.

VIII.7.2) Ferraillage dans le sens y-y :

— Moments en appuis à **L'ELU** : Ma-y = 37,24 x 0.5 = **18,62KN.m.**

— Moments en travée à **L'ELU** : Mt-y= 37,24 x 0.75 = **27,93KN.m**

- **Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{18{,}62 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14.2} = 0.009 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$\mu_u = 0.009 \rightarrow \beta_u = 0.996$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{18{,}62 \times 10^3}{0.996 \times 37 \times 348} = 1{,}45\ \text{cm}^2/\text{ml}$$

$A_{ua} = 1{,}45\ \text{cm}^2/\text{ml}$

Soit : 5 HA 14 /ml $= 7{,}69\ \text{cm}^2/\text{ml}$

Avec : **St =15cm**

- **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{27{,}93 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14.2} = 0.014 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$\mu_u = 0.014 \rightarrow \beta_u = 0.993$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{27,93 \times 10^3}{0.993 \times 37 \times 348} = 2,18 cm^2/ml$$

$$A t = 2,18 cm^2/ml$$

$$Soit : 5HA16/ml = 10,05 cm^2/ml$$

Avec : **St =15cm**

Remarque :
Les armatures en travée constituent le lit supérieur, et les armatures aux appuis le lit inferieur.

Vérification à l'E.L.U :

Vérification de la condition de non fragilité :

9.1.1
Avec : $A_{min} = \delta_o . b . h\left(\frac{3-\rho}{2}\right)$

$\delta_o = 0,8$ ‰ pour les HA

$$A_{min} = \delta_o . b . h\left(\frac{3-\rho}{2}\right) = 0.0008 \times 100 \times 50 \times \left(\frac{3-0,59}{2}\right) = 4,82 cm^2 .$$

		A(cm²)	Amin(cm²)	Observation
x-x	ELU	9,23	4,82	Condition Vérifiée
		12,06		Condition Vérifiée
y-y	ELU	7,69		Condition Vérifiée
		10,05		Condition Vérifiée

Tableau VIII.4 : Vérification de la section minimale

VIII.8) Calcul et vérification à l'E.L.S :

- **Evaluation des moments M_X et M_Y**

$$\rho = 0.59 \Longrightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0825 \\ \mu_y = 0,292 \end{cases}$$

On aura donc $\begin{cases} M_x = 0.0825 \times 157,97 \times 3.05^2 = 121,23 KN.m \\ M_y = 0.292 \times 121,23 = 35,39 KNm \end{cases}$

Sens x-x :

Moments en appuis à **l'ELS** : Ma-x = 121,23 x 0.5 = 60,61KN.m.

Moments en travée à **l'ELS** : Mt-x = 121,23 x 0.75 = 90,92KN.m.

- **Sens y-y :**

Moments en appuis à l'**ELS**: Ma-y = 35,39 x 0.5 = 17,69KN.m.

Moments en travée à l'**ELS**: Mt-y= 35,39 x 0.75 = 26,54KN.m.

- **Vérification des contraintes dans le béton**

On peut se disposer de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \qquad \text{avec} : \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Sens x-x :

- **Aux appuis**

$$\gamma = \frac{63,78}{60,92} = 1,05 \text{ et } \mu = 0.032 \rightarrow \alpha = 0.041$$

$$\alpha = 0.041 < \frac{1,05-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.275$$

- **En travée**

$$\gamma = \frac{95,67}{90,92} = 1,05 \text{ et } \mu = 0,049 \rightarrow \alpha = 0.063$$

$$\alpha = 0,063 < \frac{1,05-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,275$$

Sens y-y :

- **Aux appuis**

$$\gamma = \frac{18,62}{17,68} = 1,05 \text{ et } \mu = 0.009 \rightarrow \alpha = 0.011$$

$$\alpha = 0,011 < \frac{1,05-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,275$$

- **En travée**

$$\gamma = \frac{27,93}{26,54} = 1,05 \text{ et } \mu = 0.014 = \rightarrow \alpha = 0.018$$

$$\alpha = 0,018 < \frac{1,05-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,275$$

VIII.9) Ferraillage du débord :

Le débord est assimilé à une console courte encastrée dans le radier de longueur **L=50cm**, soumise à une charge uniformément repartie.

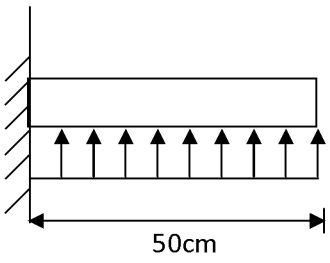


Fig. VIII.3 : Schéma statique du débord

- **Sollicitation de calcul :**

ELU : $\mathbf{q_{um}}$ **= 166,21 KN/ml.**

$$M_u = \frac{-q_{um} \cdot L^2}{2} = \frac{-166,21 \times 0.5^2}{2} = -20,77 KN.m$$

ELS:q_{sm} =157,97 KN/ml

$$M_S = \frac{-q_{sm} \cdot L^2}{2} = \frac{-157,97 \times 0.5^2}{2} = -19,74KN.m$$

- **Calcul des armatures :**

A) Armatures principales :

b = 1 m ; d = 37 cm ; f_{bc}= 14,2 MPa ; σ_S = 348 MPa

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{20,77 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14.2} = 0.011 < \mu_1 = 0.392$$

$\mu_u = 0.011 \rightarrow \beta_u = 0.9945$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{20,77 \times 10^3}{0.9945\ x37 \times 348} = 1,62 cm^2/ml$$

Soit : A_U = 4HA12/ml = 4,52cm^2/ml

B) Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = 1,13 cm^2/ml$$

Soit A_r = 4 HA10 /ml = 3.14cm^2/ml

VIII.9.1) Vérification à l'ELU :

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 37 \times 2.1}{400} = 4.46 cm^2$$

$A_u = 4.52 cm^2 > A_{min} = 4.46 cm^2$ ..... **condition vérifiée.**

Donc on adopte 4HA12/ml = 4.52cm^2/ml

VIII.9.2) Vérification à l'ELS :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{20,77}{19,74} = 1,05$$

$$\mu_s = 0.010 \rightarrow \alpha = 0.0126$$

$$\alpha = 0.0126 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{C28}}{100} = \frac{1,05 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,275$$ .....Condition vérifiée

$\Rightarrow$ Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS.

Remarque :

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord ; afin d'homogénéiser le ferraillage, les armatures de la dalle seront prolonger et constitueront ainsi le ferraillage du débord.

VIII.10) Ferraillage de la nervure :

Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastrées

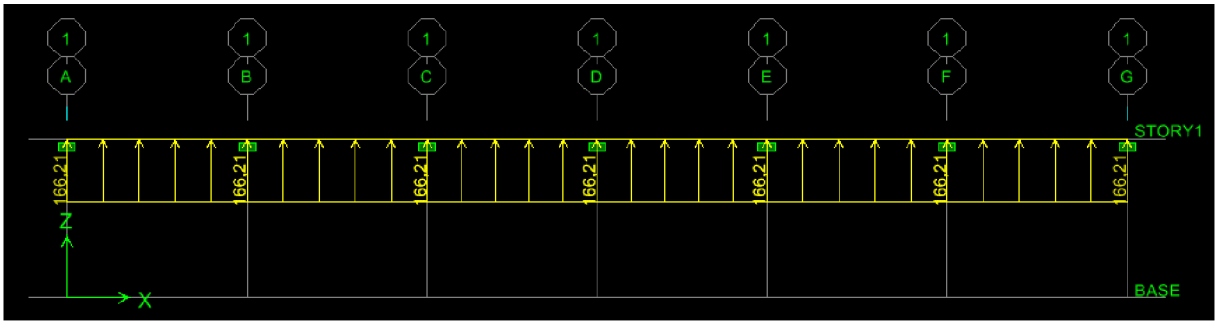
h = 100 cm ; b = 60 cm ; c = 5 cm

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

- **Détermination des efforts :**

Sens longitudinal :

ELU :qu = 166,21 **KN/m**



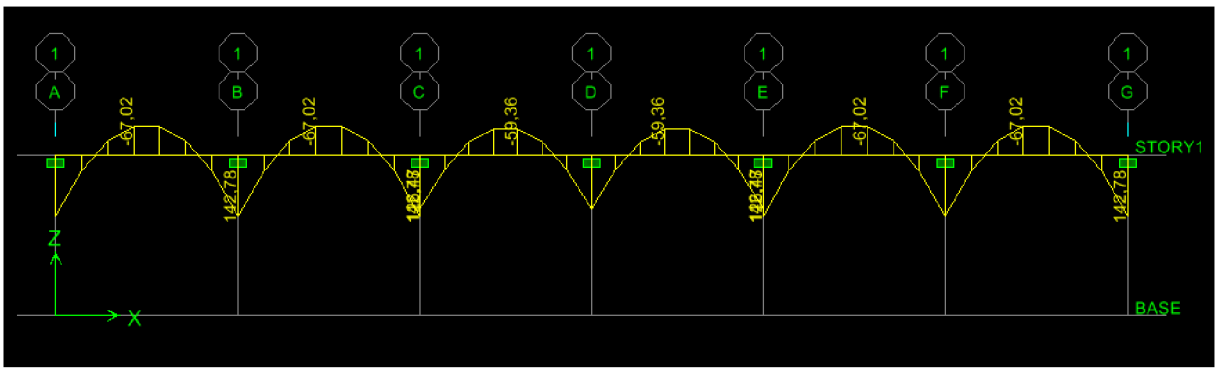


Fig. VIII.4 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU

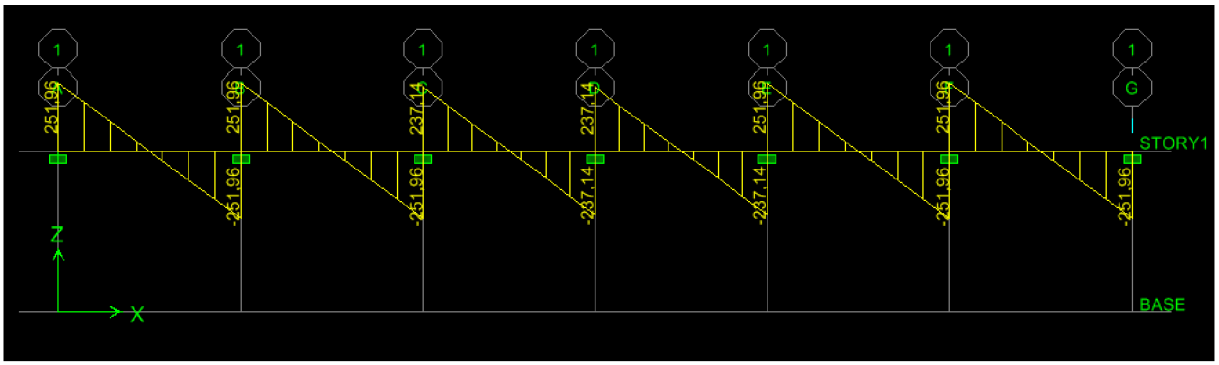
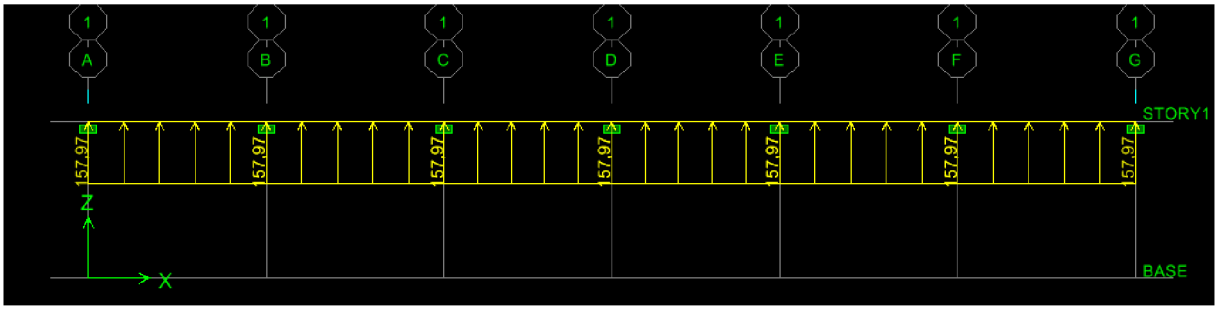


Fig. VIII.5: Diagrammes des efforts tranchant à l'ELU

ELS :q_S = 157,97 KN/ml



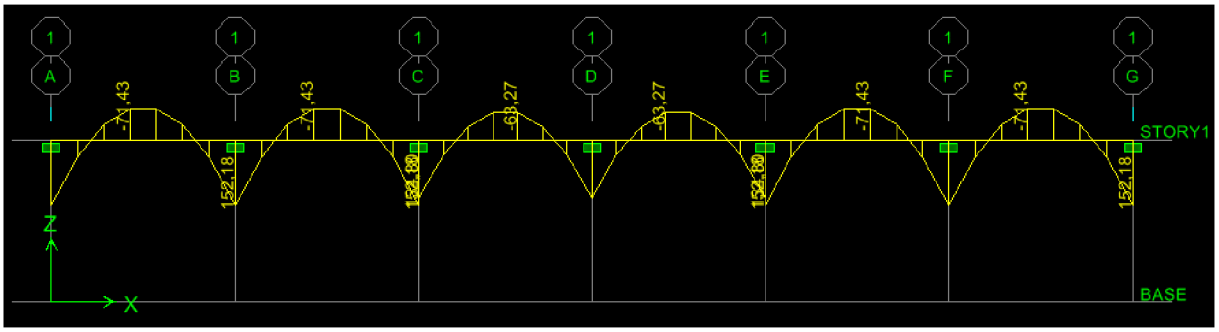


Fig. VIII.6 : Diagrammes des moments fléchissant à

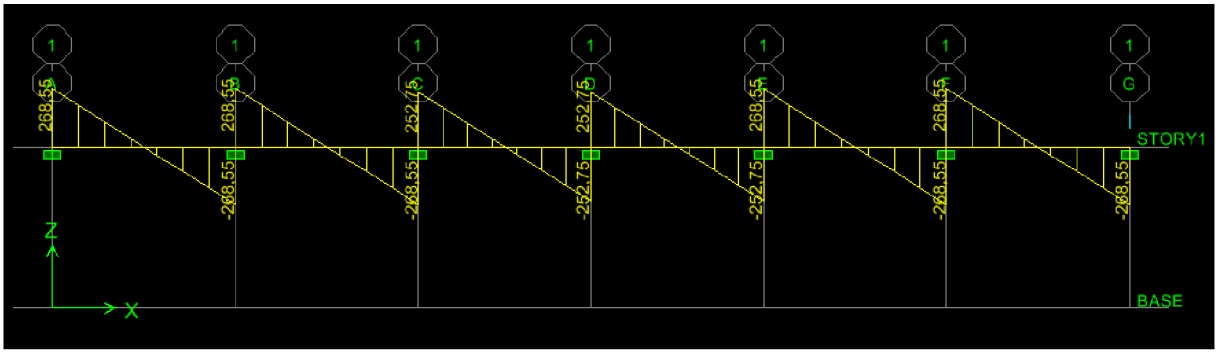
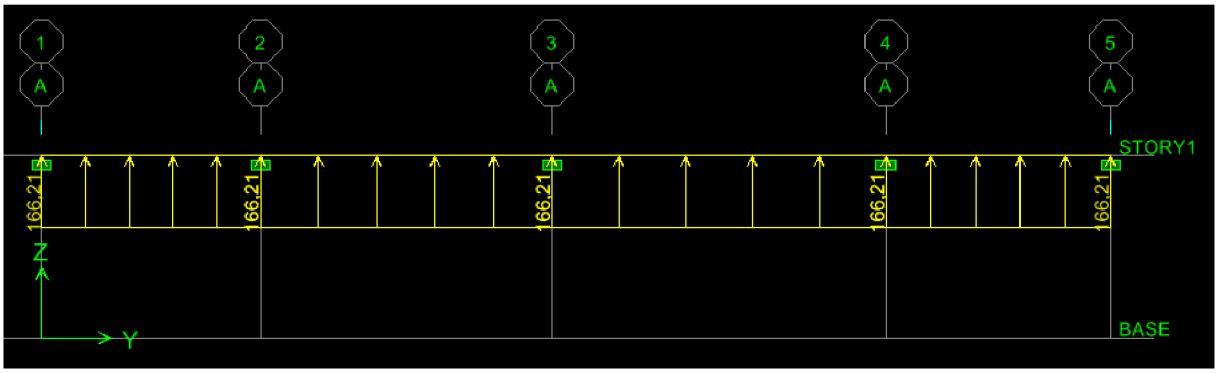


Fig. VIII.7: Diagramme des efforts tranchant à l'ELS

Sens transversale :

ELU :qu = 166,21 **KN/m**



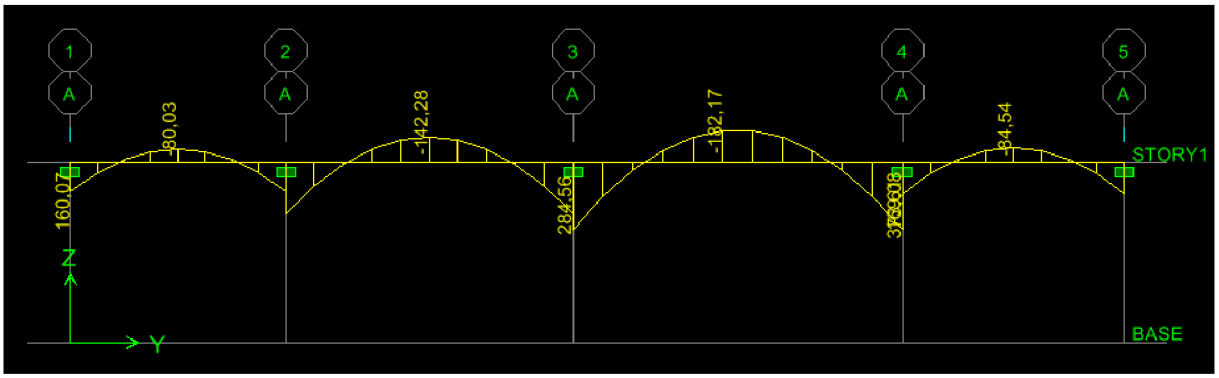


Fig. VIII.8 : Diagrammes des moments fléchissant à

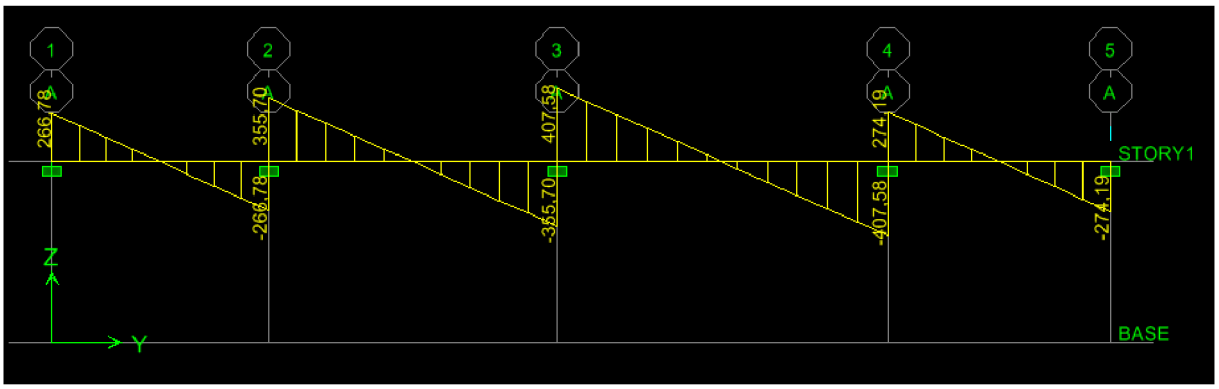
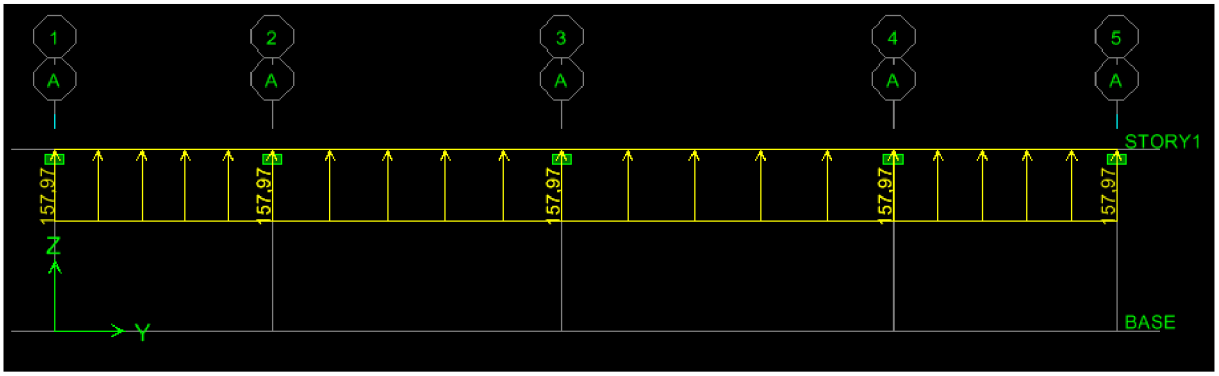


Fig. VIII.9: Diagrammes des efforts tranchant à l'ELU

ELS: q_s=157,97 kN/m



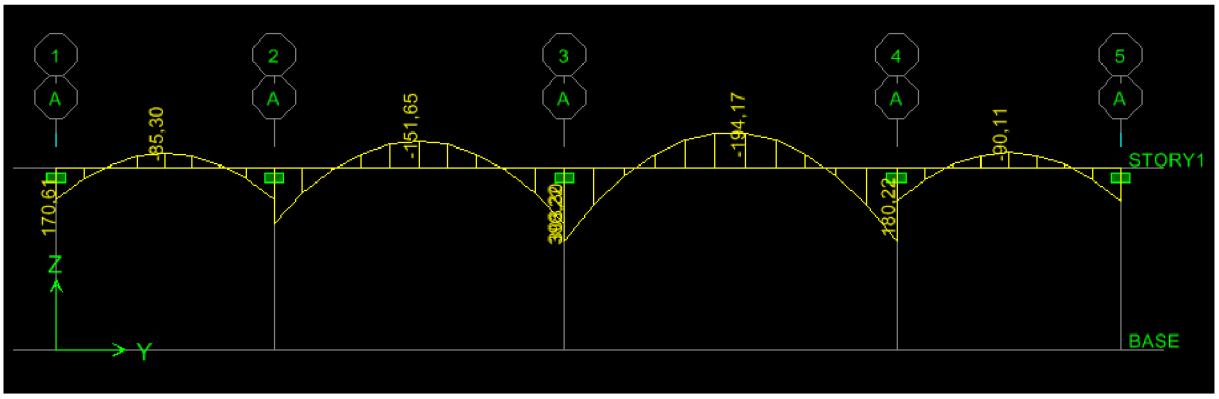


Fig. VIII.10 : Diagrammes des moments fléchissant à

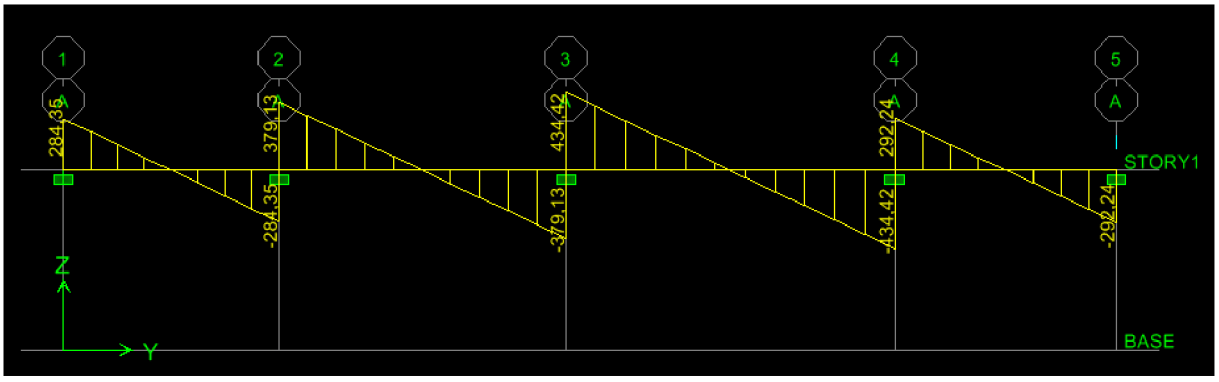


Fig. VIII.11 : Diagrammes des efforts tranchant à

➢ **Calcul des armatures :**

a) Sens transversale y-y :

$M_t^{max} = 226,42 KN.m$

$M_a^{max} = -353,68 KN.m$

b = 60 cm, h = 120 cm, d = 117 cm , fbc = 14, 2 MPa , σ_{st} = 348 MPa

- **Aux appuis :**

$M_{app} = -353,68 KN.m$

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{353,68 \times 10^3}{60 \times 117^2 \times 14,2} = 0,030 \prec 0,392 = U_1$$

La section est simplement armée

$\mu_u = 0,030 \rightarrow \beta = 0,985$

$$A_{sa} = \frac{M_{app}}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{353,68 \times 10^3}{0,985 \times 117 \times 348} = 8,81 cm^2$$

Soit : 6HA14 = 9,23 cm^2/ml.

Avec : S_t = 12 cm

- **En travée :**

Mt = 226,42 KN.m

$$\mu_u = \frac{Mt}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{226,42 \times 10^3}{60 \times 117^2 \times 14,2} = 0,019 \prec U_1 = 0,392$$

La section est simplement armée.

$\mu_u = 0,019 \rightarrow \beta = 0,991$

$$A_{st} = \frac{Mt}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{226,42 \times 10^3}{0,991 \times 117 \times 348} = 5,61 cm^2$$

Soit : 6HA14 = 9,23 cm^2/ml.**Avec : S_t = 12 cm.**

b) Sens longitudinale x-x :

$M_t^{max} = -177,46 KN.$

$M_a^{max} = 83,30\ KN.m$

b = 60 cm, h = 120 cm, d = 117 cm , fbc = 14, 2 MPa , σ_{st} = 348 MPa

- **Aux appuis :**

M_{app} = -177,46KN. m

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{177,46 \times 10^3}{60 \times 117^2 \times 14,2} = 0,015 \prec 0,392 = U_1$$

La section est simplement armée

$\mu_u = 0,015 \rightarrow \beta = 0,993$

$$A_{sa} = \frac{M_{app}}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{177,46 \times 10^3}{0,993 \times 117 \times 348} = 4,38 cm^2$$

Soit : 4HA14 = 6,15 cm^2/ml.

Avec : S_t = 12 cm

- **En travée :**

Mt = 83,30KN.m

$$\mu_u = \frac{Mt}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{83,30 \times 10^3}{60 \times 117^2 \times 14,2} = 0,007 \prec U_1 = 0,392$$

La section est simplement armée.

$\mu_u = 0,007 \rightarrow \beta = 0,997$

$$A_{st} = \frac{Mt}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{83{,}3 \times 10^3}{0{,}997 \times 117 \times 348} = 2{,}05 cm^2$$

Soit : 4HA14 =6,15 cm^2/ml .*Avec* : S_t = 12 cm.

VIII.11) Vérification à l'ELU :

$$A_{min} = \frac{0.23\, b\, d\, f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23x60x117x2.1}{400} = 8{,}47 \ cm^2 \Rightarrow Condition\ vérifiée$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

- **Armatures transversales :**

- **Diamètre minimal :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{14}{3} = 4{,}66 \ mm$$

Soit : ϕ = 8 mm.

- **Espacement des armatures :**

$$S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4} \ ; \ 12\phi_l\right\} = \min\{25 \ ; 19.20\}$$

Soit **: St =15cm.**

Armatures transversales minimales :

$A_{min} = 0.003 S_t b = 2{,}7 cm^2$.

Soit : $\mathbf{A_t}$ = 4HA 10 = 3.14 cm^2

- **Vérification de la contrainte de cisaillement**

$$\tau_u = \frac{T_{u\,max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0.15\, f_{c28}}{\gamma_b} \ ; \ 4 \text{ MPa}\right\} = 2.5 \text{MPa Avec : } T_{u\,max} = 506{,}58 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{506{,}58 \times 10^3}{600 \times 1170} = 0{,}72 \text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VIII.12) Vérification à l'ELS :

➢ **Sens transversale :**

- **Aux appuis :**

M_{Smax}=-308,32KN.m ⟶ μ= 0.026 ⟶ α=0.0330

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{353,68}{308,32} = 1,15$$

$$\alpha = 0.0330 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,325$$ ……..**Condition vérifiée**

- **En travées :**

M_{Smax}=194,17KN.m ⟶ μ=0.016 ⟶ α=0.0201

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{226,42}{194,17} = 1,16$$

$$\alpha = 0.0201 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,33$$ ……..**Condition vérifiée**

➢ **Sens longitudinale :**

- **Aux appuis :**

M_{Smax}=-152 ,88KN.m ⟶ μ=0.013 ⟶ α=0.0151

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{177,46}{152,88} = 1.16$$

$$\alpha = 0.0151 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.33$$ ……..**Condition vérifiée**

- **En travées :**

M_{Smax}=71,43KN.m ⟶ μ=0.006 ⟶ α=0.0075

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{83,30}{71,43} = 1.16$$

$$\alpha = 0.0075 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.33 \ldots\ldots\ldots\ldots \textbf{Condition vérifiée}$$

Remarque :

La condition « $\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > \alpha$ » est vérifiée dans les deux sens alors il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton à l'ELS.

Conclusion Générale

Les difficultés rencontrées au cours de l'étude, nous ont conduit à se documenter et à étudier des méthodes que nous n'avons pas eu la chance d'étudier durant le cursus, cela nous a permis d'approfondir d'avantage nos connaissances en génie civil.

Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil sur tous les niveaux, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciel de calcul), comme exemple, nous citerons l' ETAPS, Auto CAD que nous avons appris à appliquer durant la réalisation de ce projet

Nous espérons que ce travail sera un point de départ pour d'autres projets dans notre vie professionnelle.

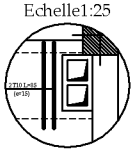
BIBLIOGRAPHIE

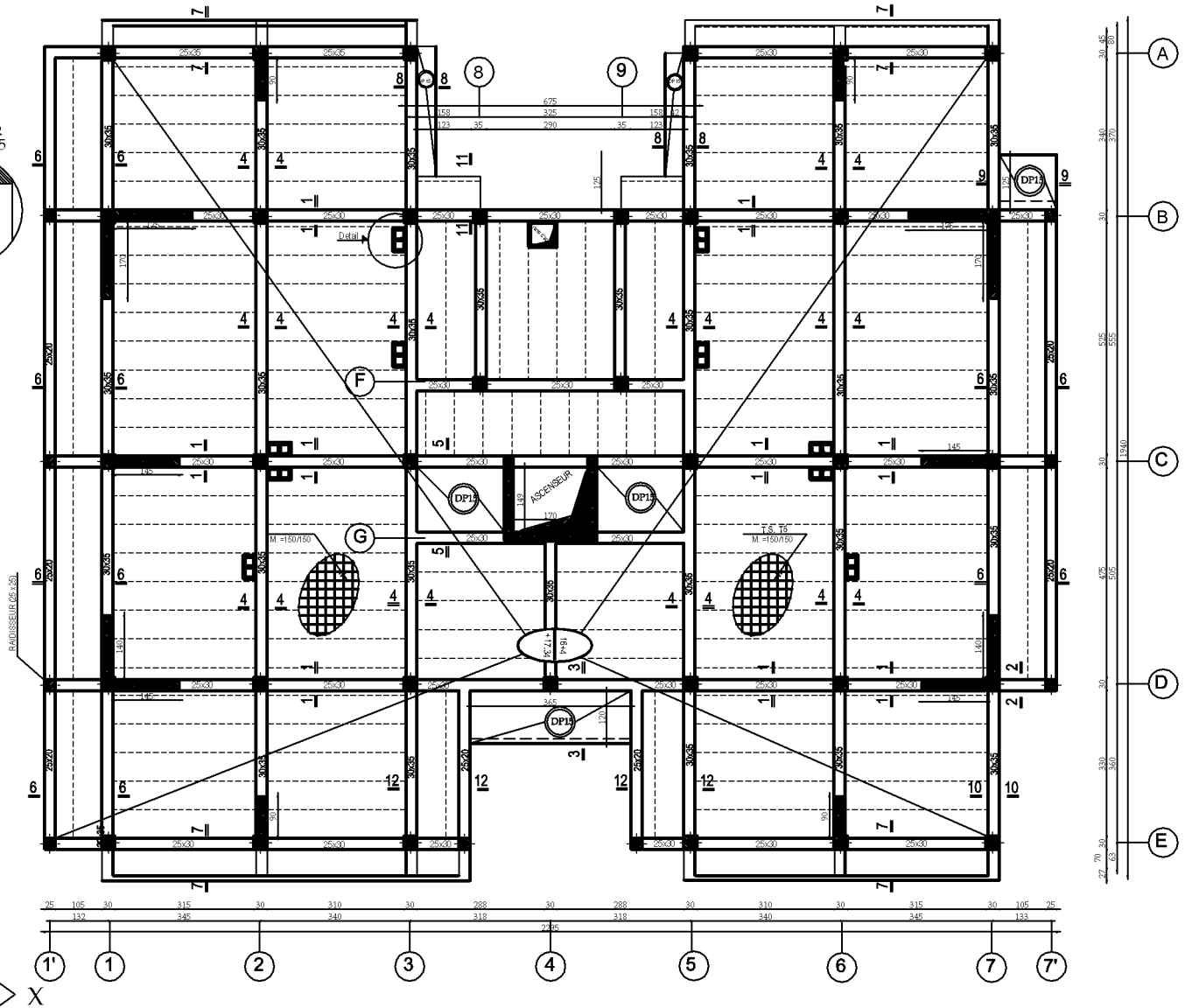
Règlements:

- Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version2003.
- BAEL 91 règles techniques de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé suivant la méthode des états limites (Edition EYROLLES 1996)
- BAEL 91 calcul des éléments et des structures des bâtiments. Jean-Pierre MOUGIN (Edition BERTI 1994)
- BAEL 83 calcul des ouvrages en béton armé. Théorie et applications Edition EYROLLES (Pierre CHARON)
- Règles parasismiques algériennes (RPA 99 avec Addenda).
- Règles de Conception et de Calcul des Structures-BétonArméCBA93.
- Tables de Pigeau de table de calcule a l'ELU et l'ELS.
- Cours et TD (Béton, MDS et RDM).

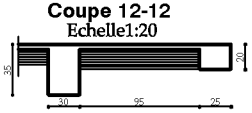
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

Coffrage Niv: +14,5,+17.14

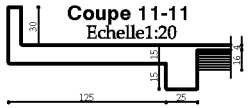




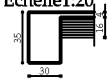
Coupe 12-12
Echelle1:20



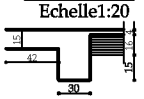
Coupe 11-11
Echelle1:20



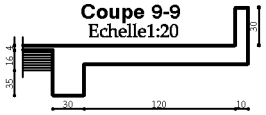
Coupe 10-10
Echelle1:20



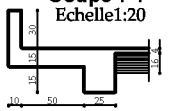
Coupe 8--8
Echelle1:20



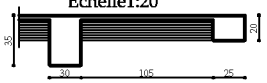
Coupe 9-9
Echelle1:20



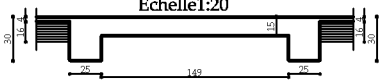
Coupe 7-7
Echelle1:20



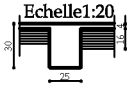
Coupe 6-6
Echelle1:20



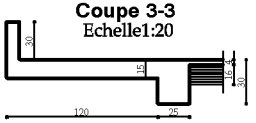
Coupe 5-5
Echelle1:20



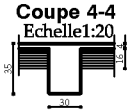
Coupe 1-1
Echelle1:20



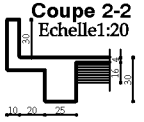
Coupe 3-3
Echelle1:20



Coupe 4-4
Echelle1:20



Coupe 2-2
Echelle1:20



RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

MAITRE DE L'OUVRAGE	MAITRE DE L'OEUVRE
" E.CART "	KADEM MOHAMED OUAHMED

PROJET:

594 LOGEMENTS + COMMERCES A SALHI

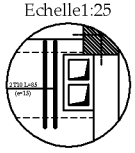
PLAN COFFRAGE NIVEAU 14.5,+17.14

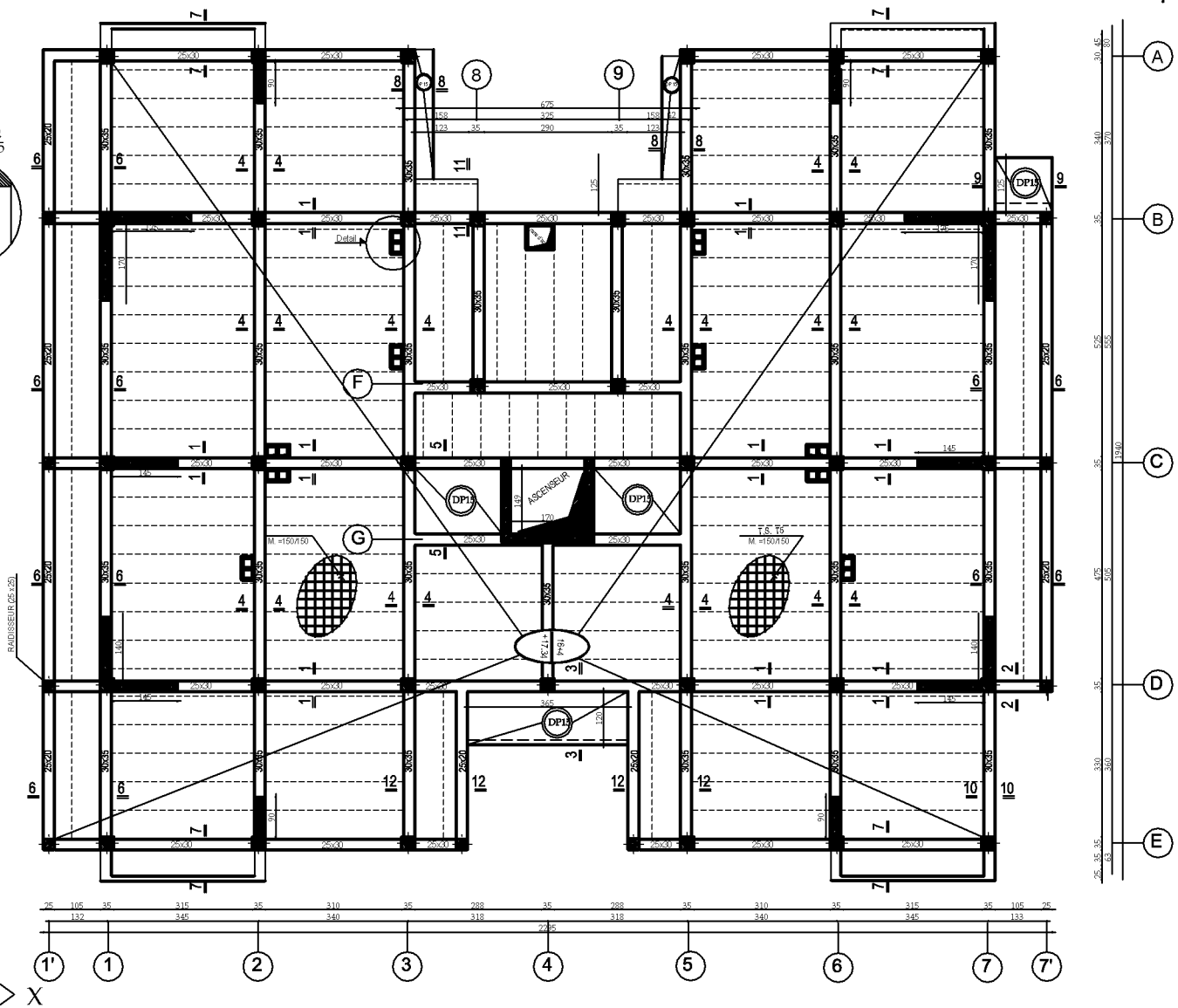
ETUDIE PAR :	
BELKADA MOHAMED CHOUKRI NACIMA	echelle:1/50 + 1/20
DIRIGE PAR : MR MESSIED	2016

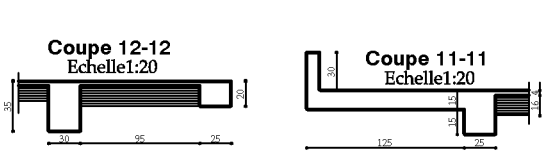
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

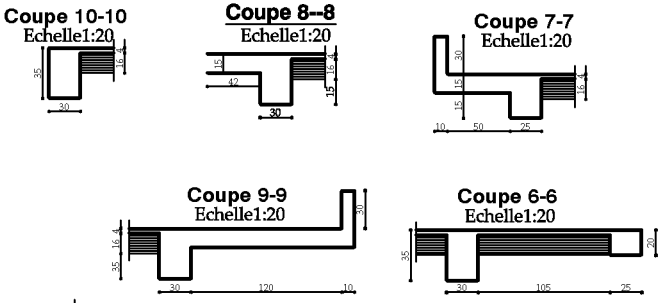
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

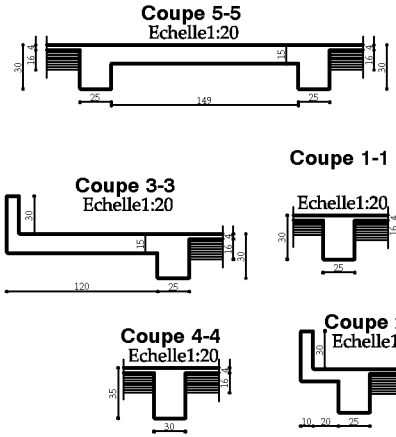
Coffrage Niv: +5.78,+8,67,+11,56











RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

MAITRE DE L'OUVRAGE	MAITRE DE L'OEUVRE
" ECART "	KADEM MOHAMED OUAHMED

PROJET:

594 LOGEMENTS + COMMERCES A SALHI

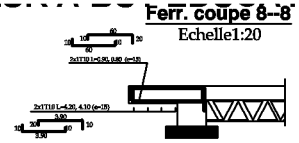
PLAN COUFRAGE NIVEAU +5.76 ,8.67 , 11.56

ETUDIE PAR :	
BELKADA MOHAMED CHOUKRI NACIMA	echelle:1/50 + 1/20
DIRIGE PAR : MR MESSIED	2016

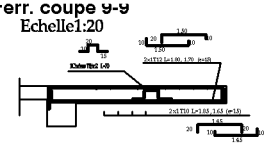
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

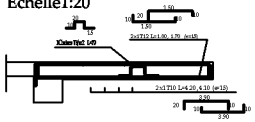
Ferr. coupe 8--8
Echelle1:20



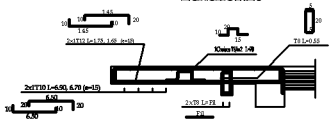
Ferr. coupe 9-9
Echelle1:20



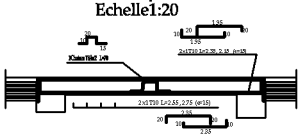
Ferr. coupe 7-7
Echelle1:20



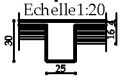
Ferr. coupe 11-11
Echelle1:20



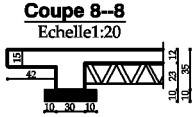
Ferr. coupe 5-5
Echelle1:20



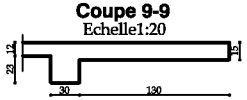
Coupe 1-1
Echelle1:20



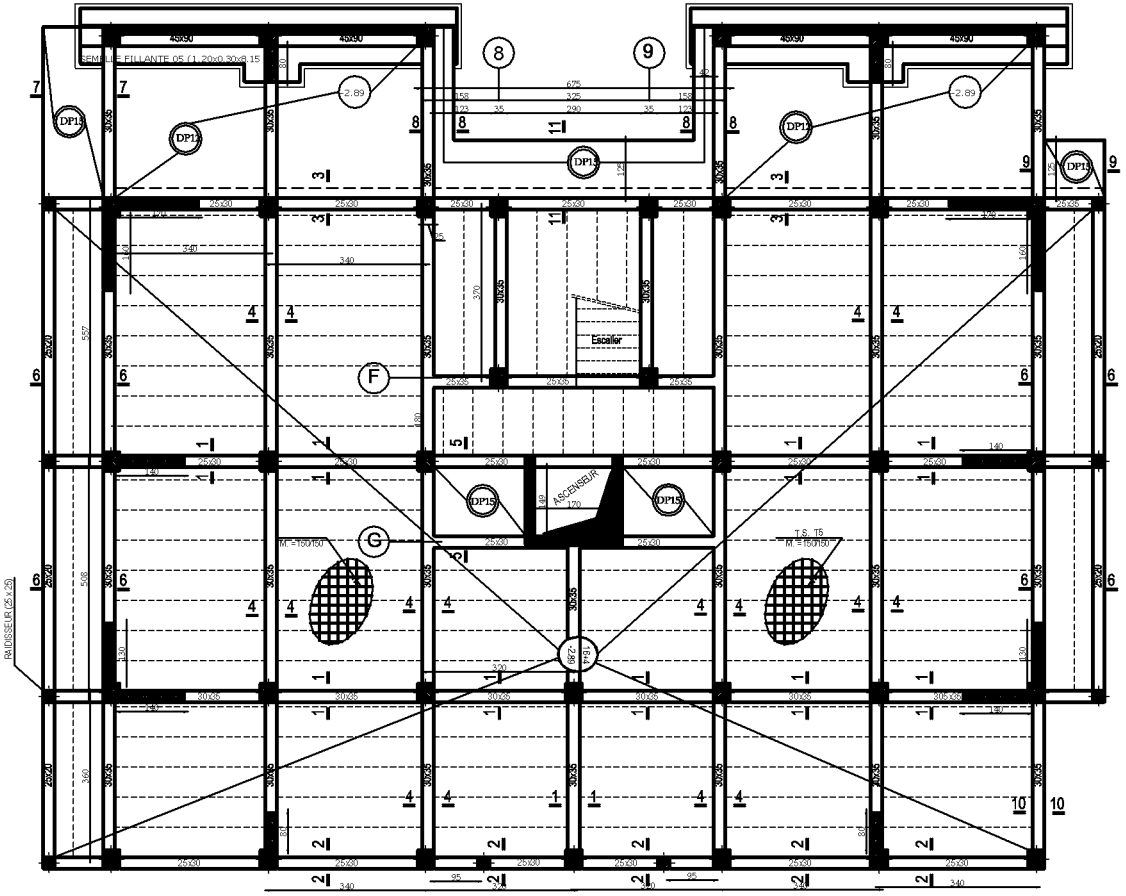
Coupe 8--8
Echelle1:20



Coupe 9-9
Echelle1:20



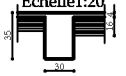
Coffrage Niv: -2.89



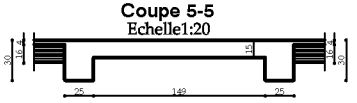
Coupe 2-2
Echelle1:20

Coupe 3-3
Echelle1:20

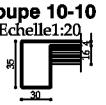
Coupe 4-4
Echelle1:20



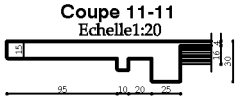
Coupe 5-5
Echelle1:20



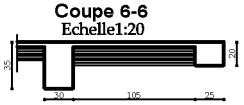
Coupe 10-10
Echelle1:20



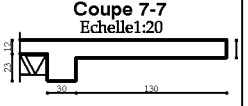
Coupe 11-11
Echelle1:20



Coupe 6-6
Echelle1:20



Coupe 7-7
Echelle1:20



RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

MAITRE DE L'OUVRAGE	MAITRE DE L'OEUVRE
" K.CART "	KADEM MOHAMED OUAHMED

PROJET:

594 LOGEMENTS + COMMERCES A SALIHI

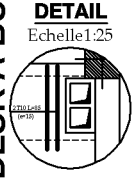
PLAN COFFRAGE NIVEAUX +2.89

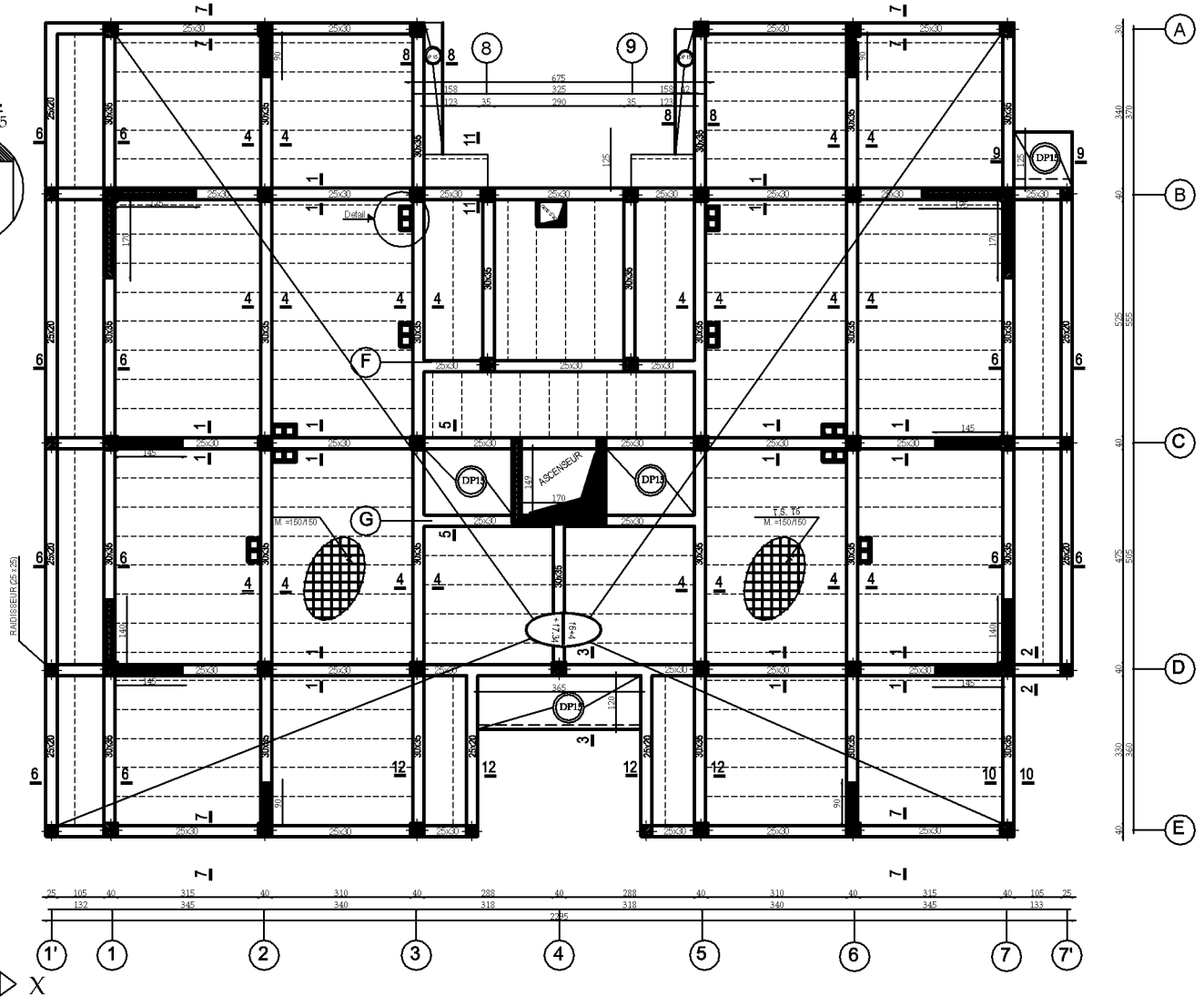
ETUDIE PAR :	
BELKADA MOHAMED CHOUKRI NACIMA	echelle:1/50 + 1/20
DIRIGE PAR : MR MESSIED	2016

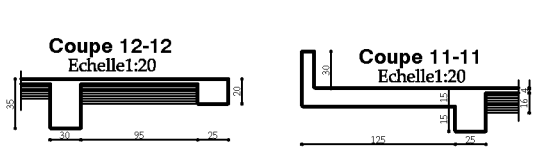
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

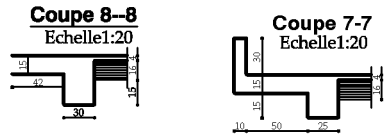
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

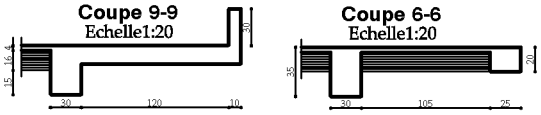
Coffrage Niv: +2.89

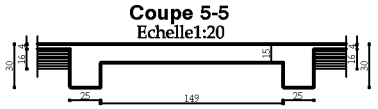


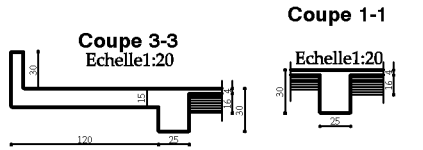


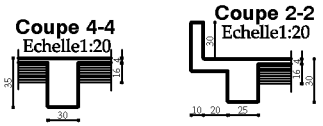












RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

MAITRE DE L'OUVRAGE	MAITRE DE L'OEUVRE
" ECART "	KADEM MOHAMED OUAHMED

PROJET:

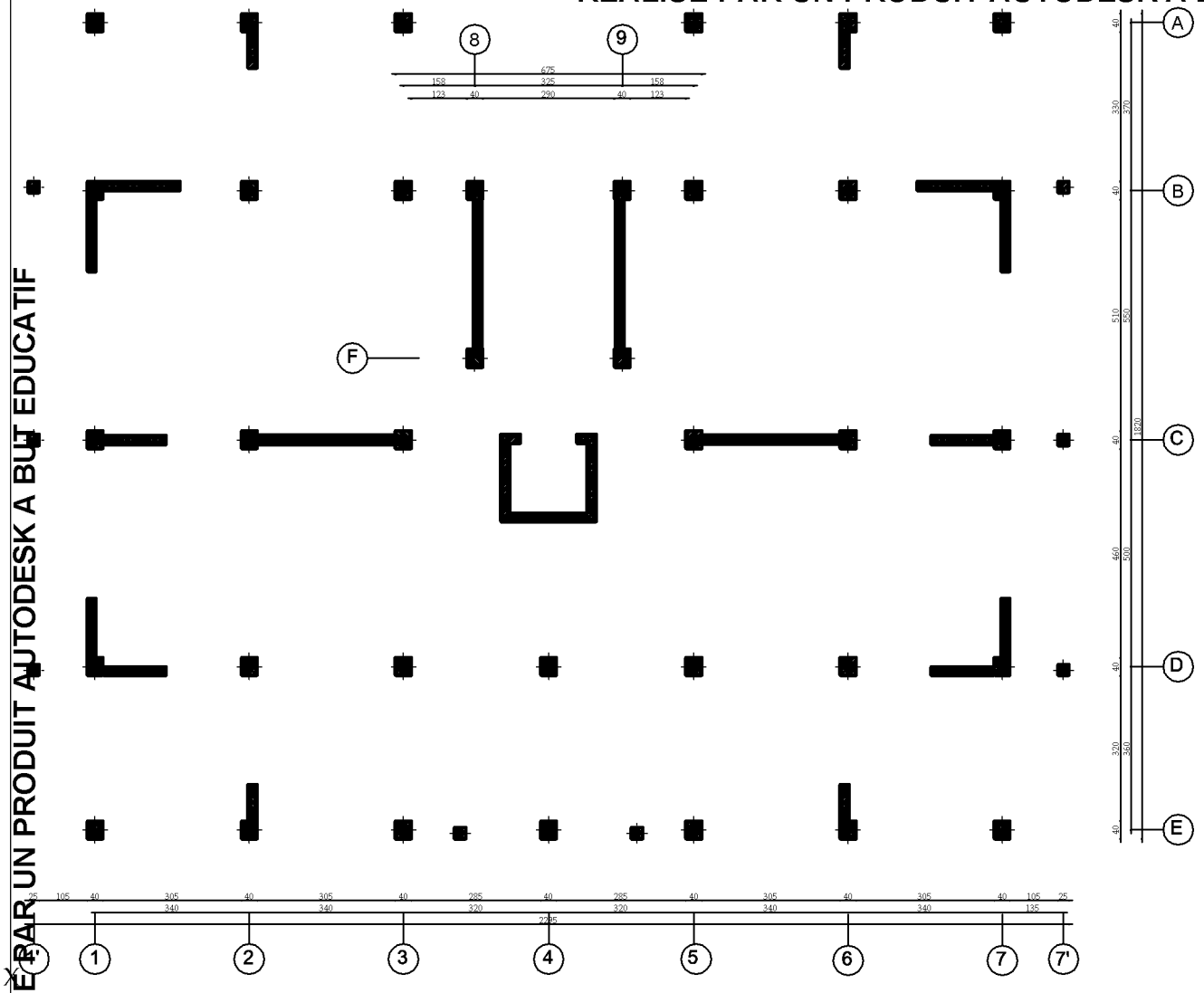
594 LOGEMENTS + COMMERCES A SALHI

PLAN COFFRAGE NIVEAUX +0.00,+2.89

ETUDIE PAR :	
BELKADA MOHAMED CHOUKRI NACIMA	echelle: 1/50 + 1/20
DIRIGE PAR : MR MESSIED	2016

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISÉ PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

MAITRE DE L'OUVRAGE	MAITRE DE L'OEUVRE
" ECART "	KADEM MOHAMED OUAHMED

PROJET:

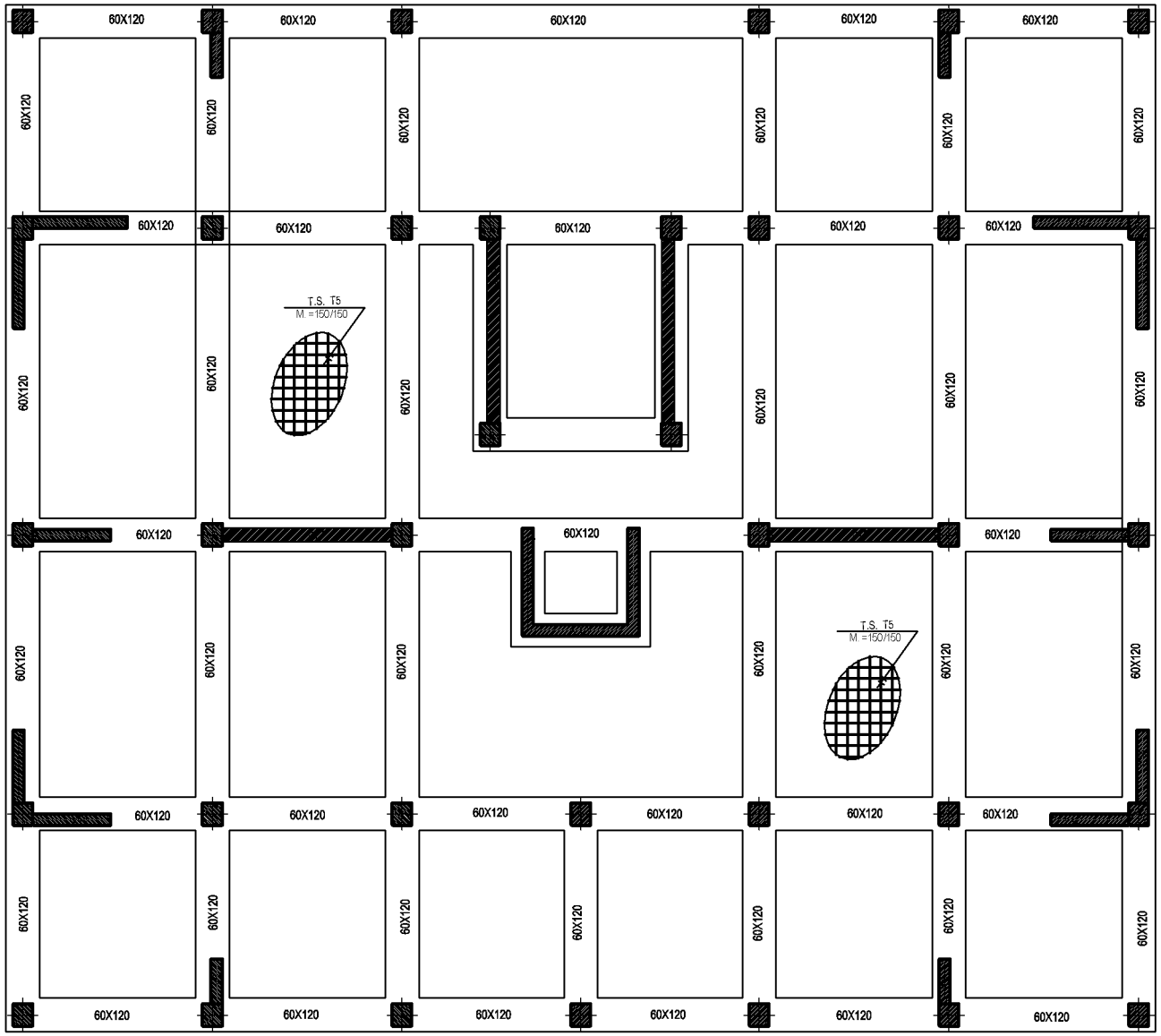
594 LOGEMENTS + COMMERCES A SALHI

dispositions des voiles

ETUDIE PAR :	
BELKADA MOHAMED CHOUKRI NACIMA	echelle:1/50 + 1/20
DIRIGE PAR : MR MESSIED	2016

REALISÉ PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

MAITRE DE L'OUVRAGE	MAITRE DE L'OEUVRE
" ECART "	KADEM MOHAMED OUAHMED

PROJET:

594 LOGEMENTS + COMMERCES A SALHI

Ferraillage des poteaux

ETUDIE PAR :	
BELKADA MOHAMED CHOUKRI NACIMA	echelle:1/50 + 1/20
DIRIGE PAR : MR MESSIED	2016

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

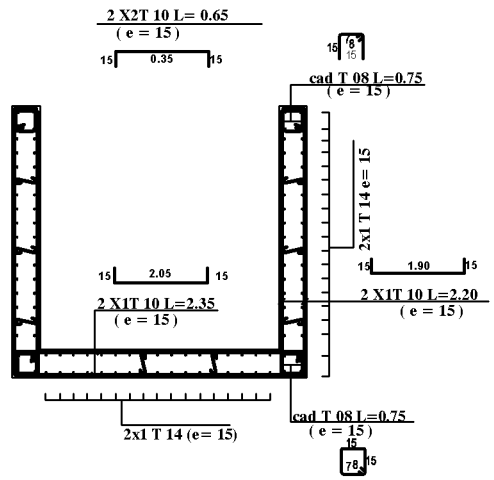
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

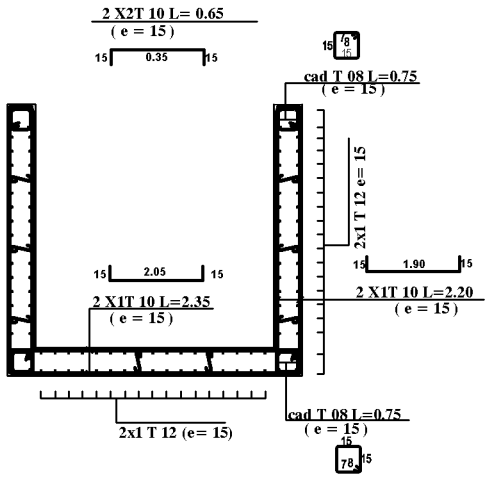
2019	ECHELLE : 1/50 + 1/20
DESSINE PAR : MR MOHSEN	Printed by :
	ETUDIANT : BELKHAOUA MOHAMED CHOUAIB NOUH
	PROJET : 594 LOGEMENTS + COMMERCES A SALEH
	ENCADREUR : KADEM MOHAMED CHAHED
	REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE MINISTERE DE L'HABITAT, DE L'URBANISME ET DE LA VILLE FACULTE DE L'ARCHITECTURE ET DU GENIE CIVIL DEPARTEMENT D'ARCHITECTURE

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

VOILE ASCENSSEUR
Niv -7.39 au +2.89



VOILE ASCENSSEUR
Niv +2.89 au +17.14



RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

MAITRE DE L'OUVRAGE	MAITRE DE L'OBRAVRE
	KADEM MOHAMED OUAHMED

PROJET:

594 LOGEMENTS + COMMERCES A SALHI

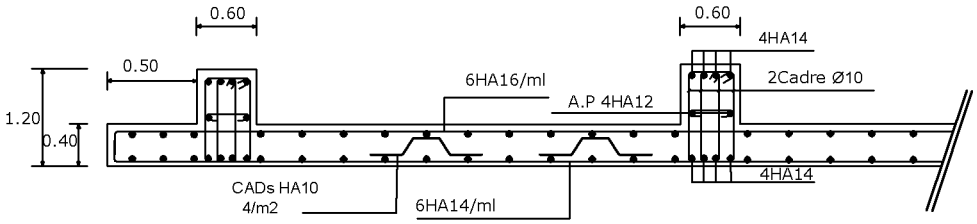
VOILE ASCENSSEUR

ETUDIE PAR :	echelle:1/50 + 1/20
BELKADA MOHAMED CHOUKRI NACIMA	
DIRIGE PAR : MR MESSIED	2016

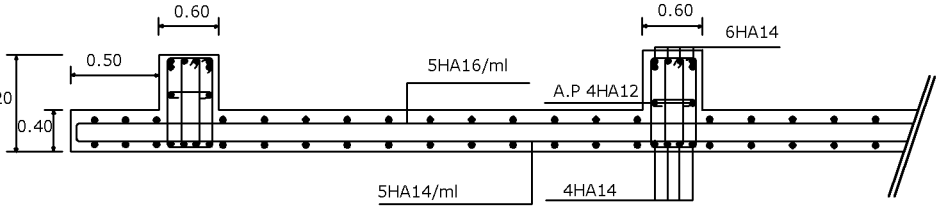
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

Ferraillage au appuis

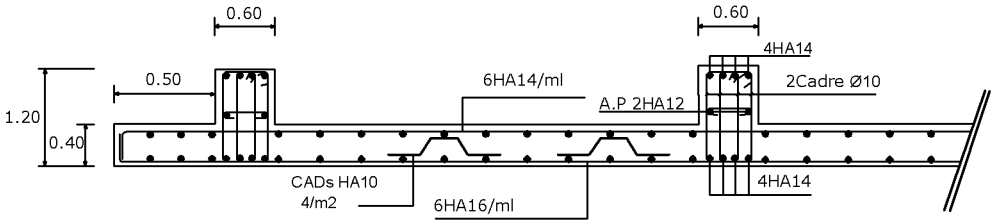


Ferraillage du radier général Sens x-x

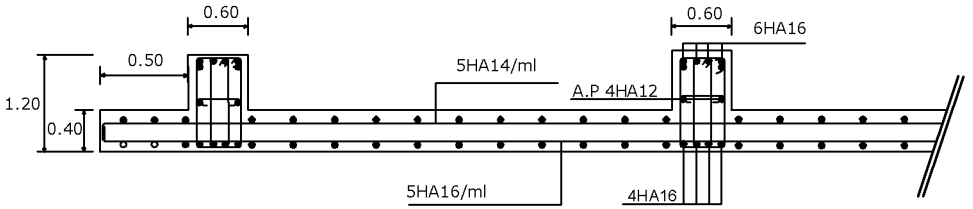


Ferraillage du radier général Sens y-y

Ferraillage en travée



Ferraillage du radier général Sens x-x



Ferraillage du radier général Sens y-y

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

MAITRE DE L'OUVRAGE	MAITRE DE L'OEUVRE
" ECART "	KADEM MOHAMED OUAHMED

PROJET:

594 LOGEMENTS + COMMERCES A SALHI

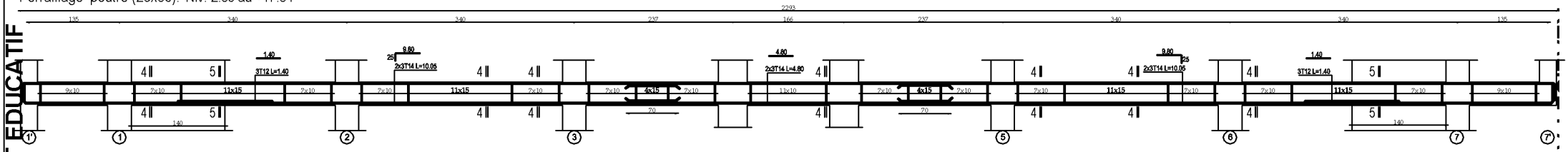
Ferraillage du radier général

ETUDIE PAR : *BELKADA MOHAMED* *CHOUKRI NACIMA*	*echelle:1/50 + 1/20* *poteaux differents niveaux*
DIRIGE PAR : MR MESSIED	*vrifié par:*

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

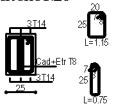
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

Ferraillage poutre (25x30): Niv:-2.89 au +17.34



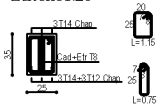
Coupe 4--4

Echelle1:20



Coupe 5--5

Echelle1:20



RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

MAITRE DE L'OUVRAGE	MAITRE DE L'OEUVRE
" ECART "	KADEM MOHAMED OUAHMED

PROJET:

594 LOGEMENTS + COMMERCES A SALHI

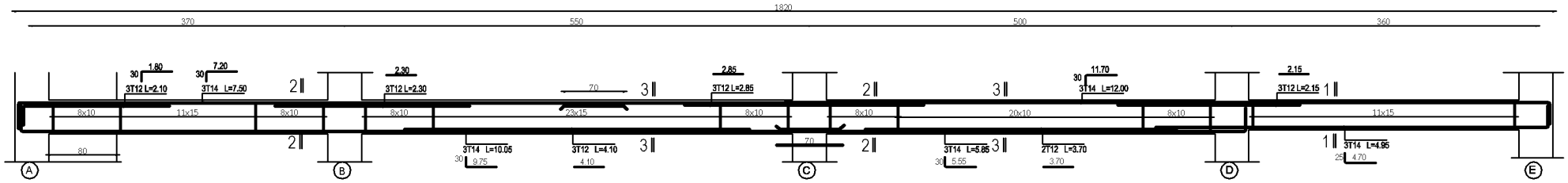
Ferraillage des poteaux

ETUDIE PAR :	
BELKADA MOHAMED CHOUKRI NACIMA	echelle:1/50 + 1/20 poteaux differents niveaux

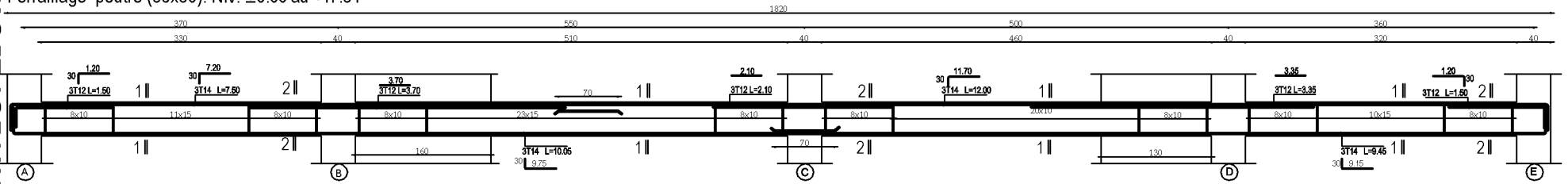
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

Ferraillage poutre (30x35): Niv: -2.89

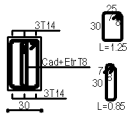


Ferraillage poutre (35x30): Niv: ±0.00 au +17.34



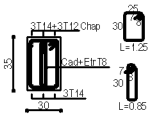
Coupe 1--1

Echelle1:20



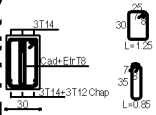
Coupe 2--2

Echelle1:20



Coupe 3--3

Echelle1:20



RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

MAITRE DE L'OUVRAGE

" ECART "

MAITRE DE L'OEUVRE

KADEM MOHAMED

OUAHMED

PROJET:

594 LOGEMENTS + COMMERCES A SALHI

Ferraillage des poteaux

ETUDIE PAR :

BELKADA MOHAMED

CHOUKRI NACIMA

echelle:1/50 + 1/20

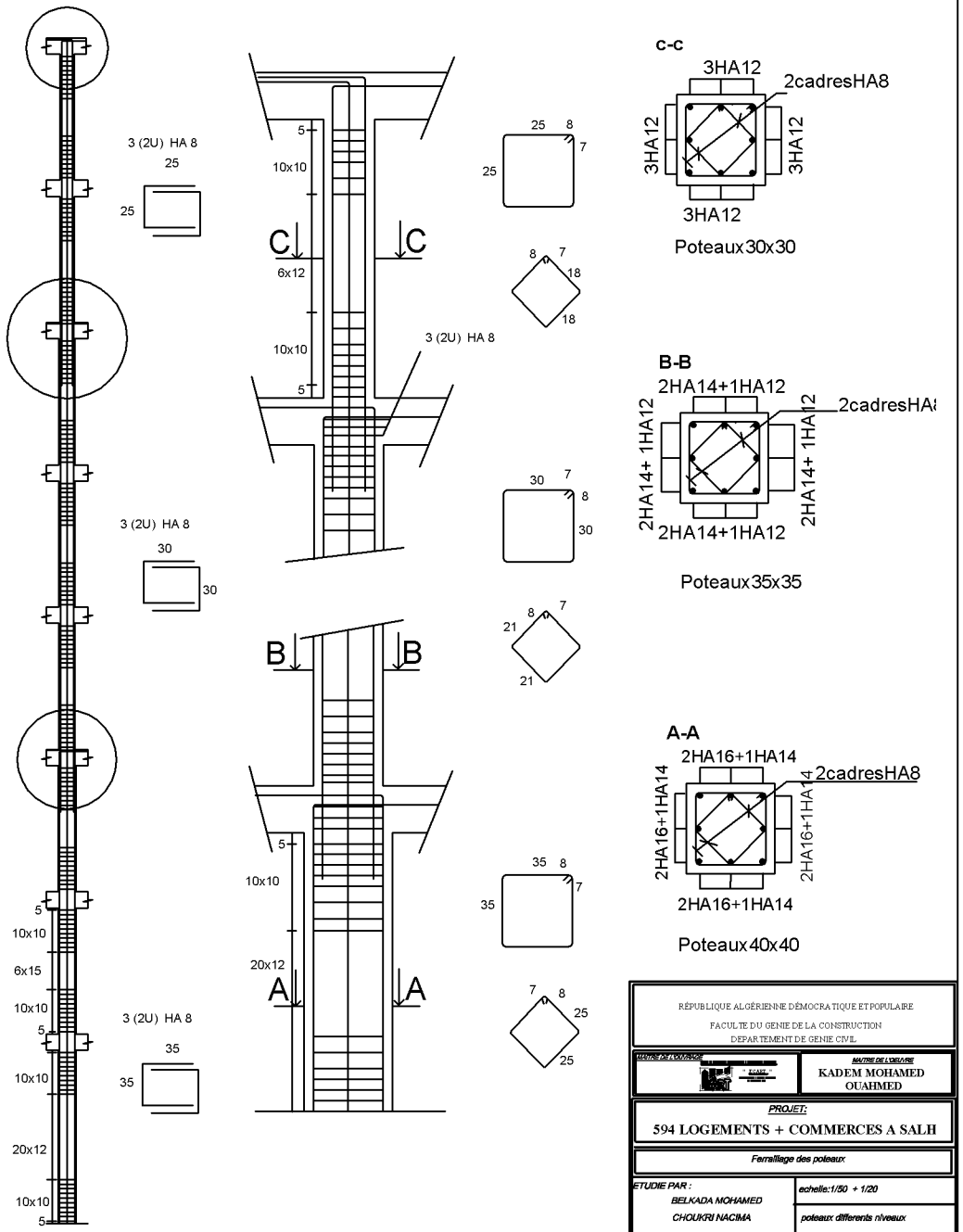
poteaux differents niveaux

DIRIGE PAR : MR MESSIED

vrifié par:

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



c-c

Poteaux30x30

B-B

Poteaux35x35

A-A

Poteaux40x40

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

MAITRE DE L'OUVRAGE

MAITRE DE L'OEUVRE

KADEM MOHAMED

OUAHMED

PROJET:

594 LOGEMENTS + COMMERCES A SALH

Ferraillage des poteaux

ETUDIE PAR :

BELKADA MOHAMED

CHOUKRI NACIMA

echelle:1/50 + 1/20

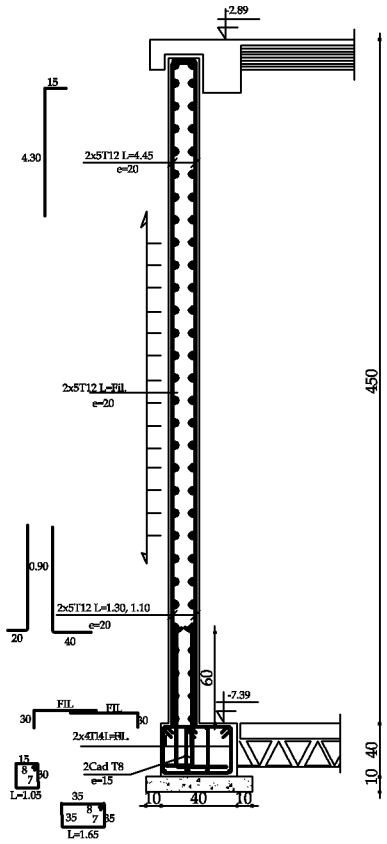
poteaux differents niveaux

DIRIGE PAR: MR IMESSAD

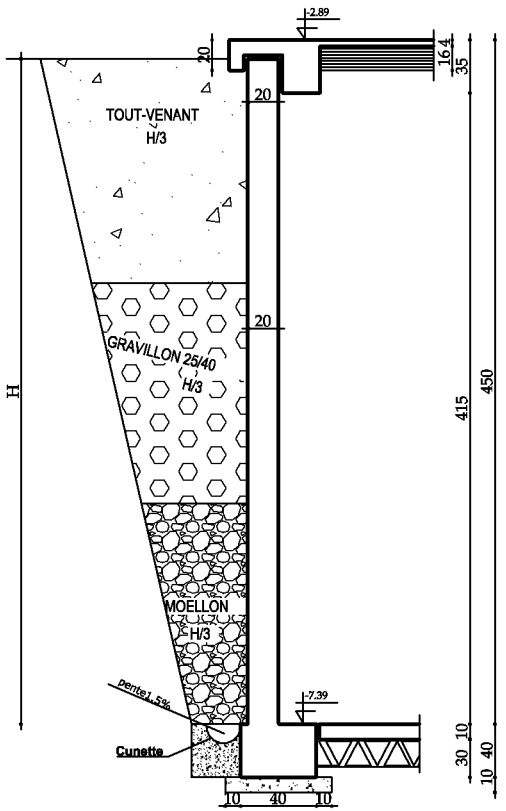
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

Ferr.Voile plaque



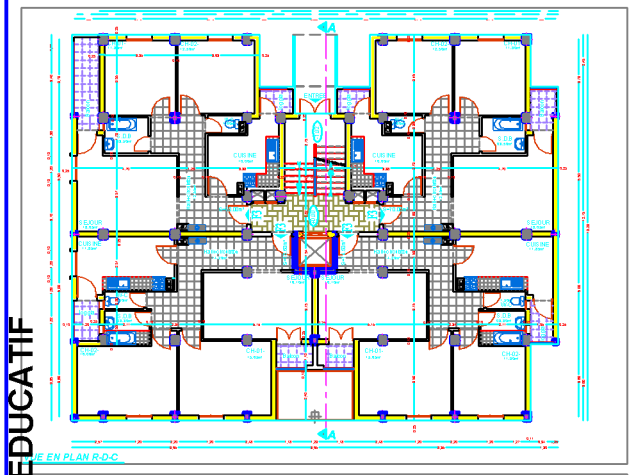
Coff. Drainage .Voile plaque



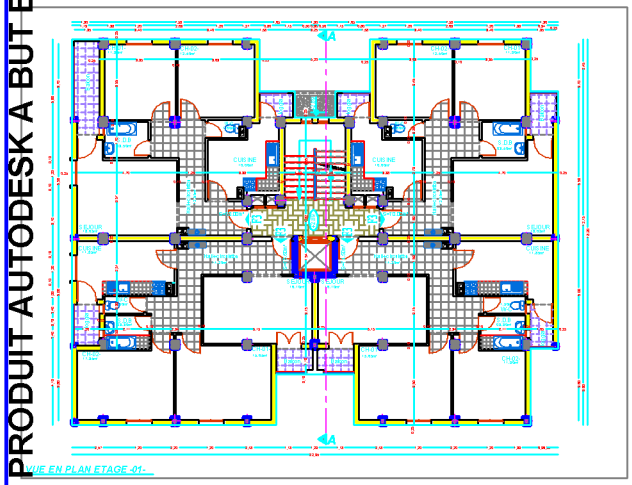
RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
MAITRE DE L'OUVRAGE " ECART "	**KADEM MOHAMED** **OUAHMED**
PROJET: **594 LOGEMENTS + COMMERCES A SALHI**	
mur de soutènement	
ETUDIE PAR : *BELKADA MOHAMED* *CHOUKRI NACIMA*	*echelle:1/50 + 1/20*
DIRIGE PAR : MR MESSIED	*2016*

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



VUE EN PLAN R-D-C



VUE EN PLAN ETAGE -01-

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

MAITRE DE L'OUVRAGE	MAITRE DE L'OEUVRE
" ECART "	KADEM MOHAMED OUAHMED

PROJET:

594 LOGEMENTS + COMMERCES A SALHI

plans du RDC et etage 01

ETUDIE PAR :	
BELKADA MOHAMED CHOUKRI NACIMA	echelle:1/50 + 1/20
DIRIGE PAR : MR MESSIED	2016

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF