

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 : Construction Civiles et Industrielles.

Thème

Etude d'une Structure (R+5+comble+s-sol) à usage d'habitation et commercial contreventée par voile et portique, étudié par le logiciel ETABS



**Etudié par : M^{elle} Bouarab Lilia
M^{elle} Boudefoua Rima**

Dirigé par : M^{me} SI AHMED HAYET

Année 2018/2019

Remerciements



Nous tenons à remercier tout d'abord Dieu qui nous a donné la santé, le courage et la patience pour élaborer et finir ce travail à temps.

Nous tenons à remercier particulièrement nos familles pour leurs attentions et encouragements tout au long de ces années, pour leur soutien et leur confiance indéfectible dans nos choix.

Nous tenons à remercier nos ami(e)s de nous avoir soutenus tout au long de cursus

On désire aussi remercier notre promotrice Mme Si Ahmed pour sa patience, sa disponibilité et surtout ses judicieux conseils qui ont contribué à alimenter notre réflexion.

*Nous tenons à remercier également les
Membres du jury d'avoir accepté
d'examiner notre manuscrit et de soulever
les critiques nécessaires afin d'enrichir nos
connaissances et d'apporter un plus à
notre travail*



Dédicaces

Je dédie ce travail à :

*À mes très chers parents qui m'ont toujours soutenu
tout au long de ma vie, qui m'ont orienté dans le bon
chemin et qui ont tout fait pour que je réussisse, que
Dieu vous bénisse et vous garde.*

À mes très chères grand-mères

À ma sœur Mimi et à mon frère Yacine

À toute ma famille.

À tous mes amis(es)

À ma promotrice Mme Si Ahmed

À ma binôme et chère amie Rima

À toute la promotion 2018 /2019.

*À toutes les personnes qui ont contribué de près
ou de loin à la réalisation de ce travail.*

Lilia

Dédicaces

Je dédie ce travail à :

*À mes très chers parents qui m'ont toujours soutenu
tout au long de ma vie, qui m'ont orienté dans le bon
chemin et qui ont tout fait pour que je réussisse, que
Dieu vous bénisse et vous garde.*

À mes très chères grand-parents

À mes frères Mohand, Bissal et Manise

À toute ma famille.

À tous mes amis(es)

À ma promotrice Mme Si Ahmed

À ma binôme et chère amie Louisa

À toute la promotion 2018 /2019.

*À toutes les personnes qui ont contribué de près
ou de loin à la réalisation de ce travail.*

Rima

Liste des tableaux

Fig I-1 : Diagramme parabole-rectangle	3
Fig I-2 : Diagramme contrainte-déformation du béton.....	4
Fig I-3 : Diagramme contrainte-déformation d'acier.....	5
Fig II-1 : Schéma d'un plancher corps creux.....	6
Fig II-2 : Plancher étage courant.....	8
Fig II-3 : Coupe vertical du mur extérieur	9
Fig II-4 : Coupe vertical du mur intérieur	10
Fig II-5 : Localisation du poteau le plus sollicité	13
Fig II-6 : Dimensionnement d'un nœud poutre poteau.....	16
Fig II-7 : Dimension des voiles.....	19
Fig III-1-1 : Schéma de l'escalier.....	21
Fig III-1-2 : Schéma statique de l'escalier	24
Fig III-1-3 : Schéma statique de l'escalier à l'ELU	24
Fig III-1-4 : Schéma statique de l'escalier à l'ELS.....	31
Fig III-1-5 : La section de la paillasse.....	35
Fig III-2-1 : Schéma statique de la panne.....	39
Fig III-2-2 : Schéma statique du chevron	41
Fig III-3-1 : Coupe transversale de la poutrelle.....	46
Fig III-3-2 : Schéma statique de la poutrelle.....	48
Fig III-3-3 : Schéma statique de la poutrelle type 1 (RDC)	51
Fig III-3-4 : Schéma statique de la poutrelle type 1 (terrasse)	54
Fig III-3-5 : Schéma statique de la poutrelle type 2 (étage courant).....	60
Fig III-3-6 : Schéma statique de la poutrelle type 2 (étage courant).....	65
Fig IV-1 : Vue de la structure en 2D).....	85
Fig IV-2 : Vue de la structure en 3D	90
Fig V-1 : Résultats d'analyse dynamique de la structure (ETBAS).....	92
Fig V-2 : Les résultats reprises par les voiles (ETABS)	94
Fig V-3 : Poids du bâtiment (ETABS).....	95
Fig V-4 : L'effort tranchant (ETABS)	98
Fig V-5 : Déplacement de chaque niveau (ETABS).....	99
Fig V-6 : Déplacement maximal dans le sens « xx »	100

Fig V-7 : Déplacement maximal dans le sens « yy »	101
Fig VI-1-1 : Zone nodale.....	106
Fig VII-1 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (sens longitudinal)	155
Fig VII-2 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (sens longitudinal)	156
Fig VII-3 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELU (sens longitudinal)	157
Fig VII-4 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (sens transversal)	158
Fig VII-5 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (sens transversal)	159
Fig VII-6 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELU (sens transversal)	160
Fig VIII-1 : Schéma statique d'un voile périphérique.....	171
Fig VIII-2 : Diagramme des contraintes	176

LISTE DES TABLEAUX

Tableau II-6 : Surcharges d'exploitations.....	10
Tableau II-7 : Vérifications des poutres selon l'RPA	11
Tableau II-8 : Charge permanent de la toiture	14
Tableau II-9 : Charges et surcharge revenant au poteau le plus sollicité	15
Tableau II-10 : Décente de charge	15
Tableau II-11 : Les sections des poteaux adoptées.....	16
Tableau II-12 : Vérifications des sections des poteaux aux recommandations du l'RPA .	17
Tableau II-13: Vérification des poteaux au flambement	18
Tableau II-14 : Caractéristiques géométriques des éléments de l'ouvrage	20
Tableau III-1-1 : Charge permanentes du palier	23
Tableau III-1-2 : Charge permanentes de la volée.....	23
Tableau III-1-3 : Tableau des efforts internes a l'ELU	25
Tableau III-1-4 : les efforts internes a l'ELS	32
Tableau III-3-1 : les conditions de l'application de la méthode forfaitaire	50
Tableau III-3-2 : Moments aux appuis.....	51
Tableau III-3-3 : Moments en travées	52
Tableau III-3-4 : Effort tranchant	52
Tableau III-3-5 : Moments aux appuis.....	54
Tableau III-3-6 : Moments en travées	55
Tableau III-3-7 : Effort tranchant	55
Tableau III-3-8 : Moments aux appuis.....	60
Tableau III-3-9 : Moments en travées	61
Tableau III-3-10 : Effort tranchant	61
Tableau III-3-11 : Moments aux appuis.....	65
Tableau III-3-12 : Moments en travée.....	66

Tableau III-3-13 : Effort tranchant	66
Tableau III-3-14 : Moments aux appuis.....	71
Tableau III-3-15 : Moments en travée.....	72
Tableau III-3-16 : Effort tranchant	72
Tableau V-1 : Tableau des modes et de masse participante.....	93
Tableau V-2 : Les pourcentages des charges reprises par les voiles et les portiques.....	96
Tableau V-3 : Vérification de l'excentricité.....	96
Tableau V-4 : Facture de qualité Q	97
Tableau V-5 : l'effort normal réduit dans les poteaux.....	98
Tableau V-6 : Déplacement relatif suivant les deux sens.....	100
Tableau V-7 : Justification vis-à-vis de l'effort $p - \Delta$	102
Tableau VI-1-1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux	103
Tableau VI-1-2 : Récapitulatif des sections d'acier recommandées par l'RPA	103
Tableau VI-1-3 : Résultats de ferrailage des poteaux à l'ELU	104
Tableau VI-1-4 : vérification de la quantité d'armatures	106
Tableau VI-1-5 : Détermination de la zone nodale	106
Tableau VI-1-6 : Vérification des contraintes tangentielle.....	107
Tableau VI-1-7 : Vérification des contraintes a l'ELS	108
Tableau VI-2-1 : Récapitulatif des sections d'acier recommande par l'RPA.....	109
Tableau VI-2-2 : Résultats de ferrailage des poutres principales.....	113
Tableau VI-2-3 : Résultats de ferrailage des poutres secondaire	113
Tableau VI-2-4: Résultats de ferrailage des poutres palière.....	114
Tableau VI-2-5 : Résultats de ferrailage de la poutre de chainage	114
Tableau VI-2-6 : Résultats de ferrailage de la poutre inclinée	114
Tableau VI-2-7 : Récapitulatif des espacements	116
Tableau VI-2-8 : vérification de la contrainte tangentielle du béton.....	118
Tableau VI-2-9 : Influence de l'effort tranchant sur le béton.....	118

Tableau VI-2-10 : Influence de l'effort tranchant sur les armatures.....	118
Tableau VI-2-11 : Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement.....	119
Tableau VI-2-12 : Vérification des contraintes a l'ELS	120
Tableau VI-3-1 : Tableau des effort normaux.....	122
Tableau VI-2-2 : Caractéristique géométriques	125
Tableau VI-2-3 : Ferrailage adopté	127
Tableau VI-2-4 : Ferrailage des voiles VL1,VL2 ,VL3.....	129
Tableau VI-2-5 : Ferrailage des voiles VT01, VT02, VT03.....	130
Tableau VI-2-6 : Ferrailage des voiles VT1, VT2, VT3.....	131
Tableau VII-1- : surface des semelles filantes sous voiles (sens longitudinal)	134
Tableau VII-1-2 : surface des semelles filantes sous voiles (sens transversal).....	134
Tableau VII-1-3 : surface de semelle filantes sous poteaux.....	135
Tableau VII-1-4 : surface de radier	138
Tableau VII-1-5 :solicitation à la base du radier	139
Tableau VII-1-6 : vérifaction de la contrainte de cisaillement.....	140
Tableau VII-1-7 : vérification de la stabilité du radier (sens longitudinal)	141
Tableau VII-1-8 : vérification de la stabilité du radier (sens transversal).....	142
Tableau VII-1-9 : chargement de la dalle du radier a L'ELU ; L'ELS	144
Tableau VII-1-10 : Moment de la dalle du radier a L'ELU ; L'ELS.....	145
Tableau VII-1-11 : ferrailage de la dalle du radier (X-X)	146
Tableau VII-1-12: ferrailage de la dalle du radier (Y-Y).....	147
Tableau VII-1-13: vérifaction de l'espacement	147
Tableau VII-1-14: vérifaction des contraintes tangentielle	148
Tableau VII-1-15: vérifaction a l'ELS.....	149
Tableau VII-1-16:solicitation de calcul	149
Tableau VII-1-17: ferrailage de débord	150
Tableau VII-1-18: vérification des contraintes dans les aciers	150

Tableau VII-1-19 : vérification des contraintes dans le béton	151
Tableau VII-1-20: répartitions simplifiée des chargements	151
Tableau VII-1-21: charges verticales revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal).....	153
Tableau VII-1-22: charges verticales revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal).....	154
Tableau VII-1-23: moments fléchissant et effort tranchant (X-X)	161
Tableau VII-1-24: moments fléchissant et effort tranchant (Y-Y)	161
Tableau VII-1-25: le ferrailage adopte pour la nervure.....	161
Tableau VII-1-26:armatures transversal	162
Tableau VII-1-27: Vérification de la condition de non fragilité	162
Tableau VII-1-28: Vérification de la contrainte de cisaillement.....	163
Tableau VII-1-29: Vérification a L'ELS	164
Tableau VII-1-30: Vérification de la stabilité au renversement	164
Tableau VIII-1 : ferrailage de voile périphérique (X-X)	170
Tableau VIII-2 : ferrailage de voile périphérique (Y-Y)	171
Tableau VIII-3 :Vérification des contrainte a L'ELS.....	172

Sommaire

Introduction

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I-1) Description de l'ouvrage	1
I-2) Conception structurale.....	1
I-3) Caractéristique mécaniques des matériaux	2

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

II-1) : Planchers	6
II-2) : Les murs	8
II-3) : Poutres	10
II-4) : Poteaux	12
II-5) : Les voiles.....	19

Chapitre III : Calcul des éléments.

III-1) : Calcul des escaliers.....	21
III-2) : calcul de la charpente	38
III-3) : Planchers.....	46

Chapitre IV : Modélisation

IV-1) Introduction	77
IV-2) : Description du logiciel ETABS.....	77
IV-3) : Etapes de modélisation.....	77
IV-4) : La modélisation	78

V-1) : Introduction.....	91
V-2) : La méthode de calcul	91
V-3) : Vérification des conditions du Règlement Parasismique Algérien.....	91

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

VI-1) : Ferrailage des poteaux.....	103
VI-2) : Ferrailage des poutres.....	109
VI-3) : Ferrailage des voiles	121

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

VII-1) : Introduction.....	132
VII-2) : Etude géotechnique du sol.....	132
VII-3) : Choix du type de fondation.....	132
VII-4) : Etude du radier	136
VII-5) : Vérification de la stabilité au renversement.....	164

Chapitre VIII : Voile périphérique

VIII-1) : Pré-dimensionnement du voile périphérique.....	165
VIII-2) : contraintes des sollicitations.....	165
VIII-3) : caractéristique du sol	165
VIII-4) : calcul des sollicitations.....	167
VIII-5) : Recommandation du RPA99	171
VIII-6) : Vérification à l'ELS172	
VIII-7) : Vérification au renversement.....	173

Conclusion

Bibliographie

INTRODUCTION GENERALE

Notre projet de fin d'étude a pour objet de dimensionner et calculer les éléments structuraux d'un bâtiment en béton armé constitué d'un (SS+RDC+5+COMBLE), à usage d'habitation et commercial. Ce projet est en cours de réalisation à Draa Ben Khedda wilaya de Tizi-Ouzou, par une Entreprise de Promotion Immobilière, destiné à une vente promotionnelle.

Pour bien réussir notre mission. Le premier travail qu'on doit effectuer est la collecte des données (plans, documents...). Ainsi on a sollicité l'Entreprise de promotion immobilière « LADJ RABAH » pour nous remettre les premiers plans d'architecture sur lesquels on travaillera pour établir les plans de coffrage des différents niveaux. Le deuxième document important qu'on a pu avoir est le rapport du sol ce dernier nous permettra de bien choisir le type de fondation, il était réalisé par laboratoire (EURL CEGGM) qui nous permettra de classer la catégorie du site d'implantation selon RPA99VS2003, et aussi d'obtenir la capacité portante du sol de fondation.

Après avoir obtenu ces deux documents importants, on passera au pré-dimensionnement des éléments structuraux de notre bâtiment.

Le pré-dimensionnement des éléments résistants s'appuie sur les règles techniques de conception et de calcul de structure en béton armé (CBA 93) ainsi que le Règlement Parasismique Algérien (RPA99 VS2003).

La hauteur totale du bâtiment est de 26.17m, confirmée à l'article (4.b) du RPA99 VS2003, nous permettra de choisir le système de contreventement de notre structure.

L'étude de la structure comporte deux méthodes de calcul (statique et dynamique). Dans notre travail le calcul dynamique se fera avec le logiciel de calcul ETABS qui est basé sur la méthode des éléments finis. Après le calcul des efforts engendrés dans le bâtiment on prendra en considération les efforts maximum qui seront mis en disposition, pour calculer les ferraillements et le dimensionnement des éléments résistants, suivant les combinaisons des charges les plus défavorables. Les vérifications à l'ELU et l'ELS et seront également effectués.

Pour conclure, nous passerons au ferraillement de l'infrastructure, ensuite nous ferons une vérification ultime sur la stabilité de la structure. En effet l'ensemble de l'ouvrage (fondation-sol) doit être en équilibre stable, et il ne doit pas y avoir possibilité de mouvement.

Introduction :

Le projet qui fait objet de notre mémoire, consiste à calculer et dimensionner les éléments résistants d'un bâtiment en béton armé constitué de (R+5+Comble+Sous Sol), à usage multiple. Cette structure est implantée à Draa Ben Khedda Wilaya de Tizi-Ouzou, classée d'après le règlement parasismique algérien (RPA 99 vs 2003) comme une zone de moyenne sismicité (**zone IIa**). Ouvrage d'importance moyenne de **GROUPE 2 (Art 3.2 RPA99 vs 2003)**.

I-1) Description de l'ouvrage :

Cette structure est composée de :

- Un sous sol : à usage parking.
- RDC à usage bureautique et commercial.
- 5 étages+Comble à usage d'habitation.
- Une cage d'escalier.

Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :**Dimension en plan :**

- Longueur totale : 17.95m.
- Largeur totale : 14.95m.

Dimension en élévation :

- Hauteur totale : 26.17m.
- Hauteur du sous sol : 3.06m.
- Hauteur du RDC : 4.08m.
- Hauteur de l'étage courant : 3.06m.

I-2) Conception structurale :**a) Ossature et contreventement :**

La hauteur du bâtiment est 26.17m, qui est supérieure à 17m ; d'après l'article (**4.aRPA99 VS 2003**) ; le contreventement sera assuré par un système en **portiques** (poteaux-poutres) et des **voiles** en béton armé.

b) Les planchers :

Dans ce projet, on a opté pour un plancher en corps creux.

c) Les fondations :

Le choix du type de fondation dépend du :

- ✓ **Type de l'ouvrage** : permettra à déterminer les charges transmises à la fondation.
- ✓ **Etude géotechnique du sol** : est nécessaire pour déterminer la capacité portante et les caractéristiques du sol, cela permettra de choisir le type de fondation.

I-3) Caractéristiques mécaniques des matériaux :

I-3-1) Béton : le béton est un matériau artificiel obtenu en mélangeant à des proportions convenables de manière homogène :

- Du ciment.
- Un granulats composé du sable et un gravier.
- De l'eau.

a) Les différentes caractéristiques du béton :**❖ Résistance caractéristique à la compression :**

La résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jour donné par :

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

(BAEL99 : Art.A.2.1.11)

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

On obtient 25MPa sur les chantiers faisant l'objet d'un contrôle régulier.

(BAEL99 : Art : A.2.1.13)

- $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$

❖ Résistance caractéristique à la traction :

La résistance caractéristique du béton à la traction à « j » jour, est déduite après le calcul de la résistance à la compression.

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPA} \quad \text{(BAEL : Art.A.2.1.12)}$$

- $f_{t28} = 2,1 \text{ MPA}$

❖ Coefficient de Poisson :

ELU : $\nu = 0$ (pour le calcul des sollicitations).

(BAEL : Art.A.2.1.3) ELS : $\nu = 0,2$ (pour le calcul des déformations).

❖ **Module des déformations longitudinales :**a) **Instantanées :**

$$E_{ij}=11000(f_{cj})^{1/3}(\text{BAEL : Art.A.2.1.21})$$

- $E_{ij}=32164.2 \text{ MPA}$

b) **Différées :**

$$E_{vj}=3700(f_{cj})^{1/3}(\text{BAEL : Art.A.2.1.22})$$

- $E_{ij}=10818.9 \text{ MPA}$

❖ **Contrainte limite du béton à la compression :****Etat limite ultime (ELU) :**

C'est la résistance de la structure qui doit être vérifiée vis-à-vis des sollicitations externes. Pour estimer cette résistance ;il faut tenir compte du diagramme (σ ; ϵ)

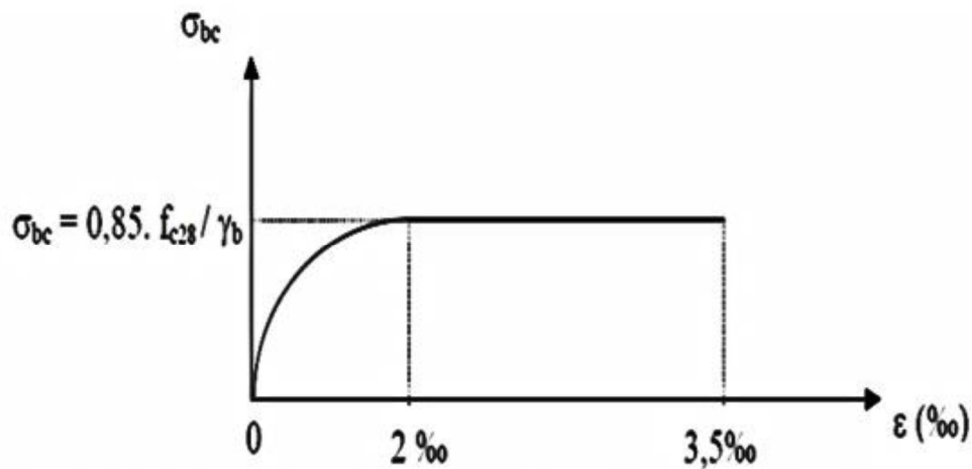


Figure I-1 : Diagramme parabolique-rectangle

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} (2\% < \epsilon_{bc} < 3,5\%) (\text{BAEL99 : Art.A.4.3.4I})$$

Avec : $\theta=1$ si la durée >24h
 $\theta=0,9$ si 1h < la durée <24h
 $\theta=0,85$ si la durée <1h

a) Combinaisons fondamentales :

$$\gamma_b = 1.5 \quad \rightarrow f_{bc} = 14.20 \text{ MPA}$$

b) Combinaisons accidentelles :

$$\gamma_b = 1.15 \quad \rightarrow f_{bc} = 18.48 \text{ MPA}$$

Etat limite de service (ELS) :

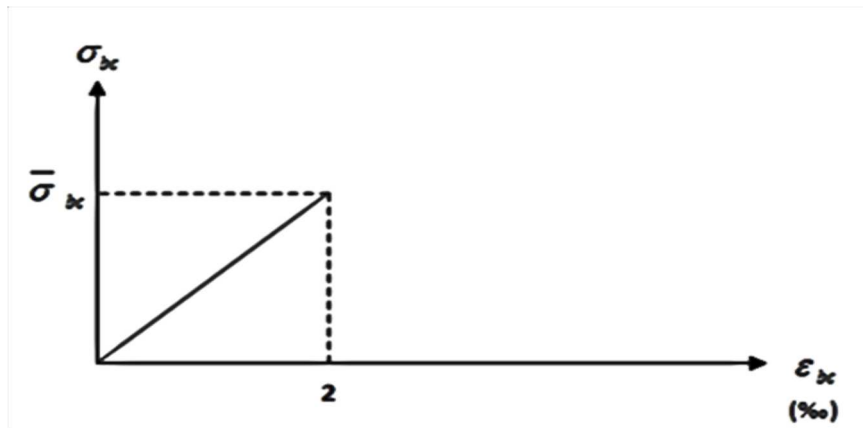


Figure I-2 : Diagramme contrainte-déformation du béton (ELS)

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \quad (\text{BAEL99 : Art.A.4.5.2})$$

❖ Contrainte limite de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{f_e}{b.d} \quad (\text{BAEL99 : Art.A.5.1.1})$$

$\tau_u \leq \min (0,20 f_{c28} / \gamma_b; 5 \text{ Mpa})$ pour fissuration non préjudiciable.

$\tau_u \leq \min (0,15 f_{c28} / \gamma_b; 4 \text{ MPA})$ pour fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

I-3-2 Acier :

a) Caractéristiques de l'acier :

Les caractéristiques des armatures longitudinales et transversales utilisés sont :

- ✓ Barres à haute adhérence (HA) FeE400=400MPA.
- ✓ Treillis soudés (TS) FeE520=520MPA.

❖ Module d'élasticité longitudinale :

$$E_s = 2.10^5 \text{ MPA} \quad (\text{BAEL99 : Art : A.2.2.1})$$

❖ **Contrainte limite :**

Etat limite ultime (ELU) :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{BAEL99/Art.4.3.2}$$

Etat limite de service (ELS) :

Fissuration peu nuisible :

Dans ce cas aucune vérification n'est demandée(en dehors de la vérification à l'ELU)

Fissuration préjudiciable :

$$\sigma_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e ; \text{Max}(0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right]$$

Fissuration très préjudiciable :

$$\sigma_s = 0.8 \min \left[\frac{2}{3} f_e ; \text{Max}(0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right]$$

$\eta = 1.6$ pour les armatures à hautes adhérence dont $D \geq 6\text{mm}$.

$\eta = 1.3$ pour les armatures à haute adhérence dont $D < 6\text{mm}$.

❖ **Coefficient de sécurité de l'acier :**

$\gamma_s = 1.00$ → Cas de situation accidentelle.

$\gamma_s = 1.15$ → Cas de situation durable.

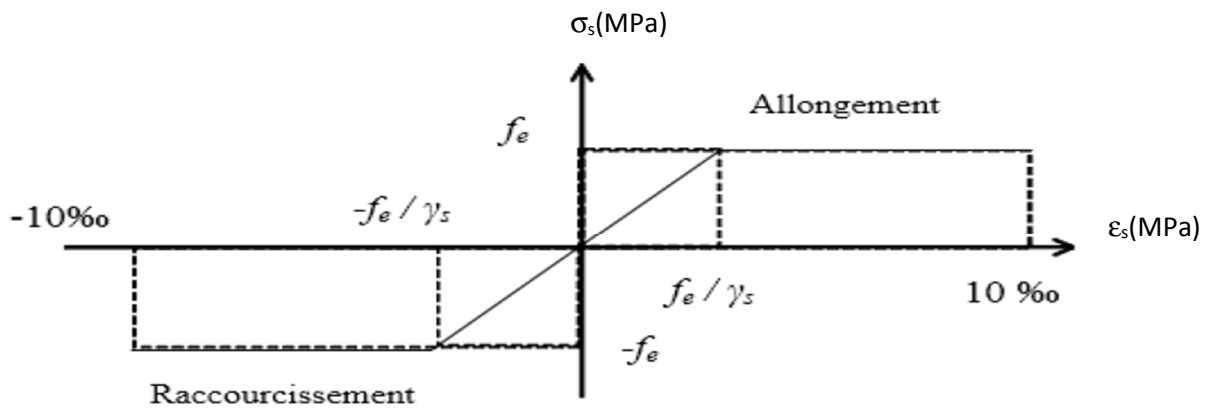


Figure-I-3 : Diagramme contrainte-déformation d'acier

Introduction :

Le pré-dimensionnement des éléments a pour but de déterminer l'ordre de grandeur des sections des différents éléments résistants du bâtiment, conformément aux règlements et normes : *CBA93* et le *RPA99 vs 2003*.

Cette étape permettra de déterminer les sections minimales les plus résistantes des éléments structuraux.

II-1) Planchers :

Les planchers sont des éléments horizontaux qui séparent deux niveaux, et assurant une isolation thermique et acoustique.

Dans notre projet ; on adopte le plancher en :

- Corps creux :

II-1-1) Pré-dimensionnement :

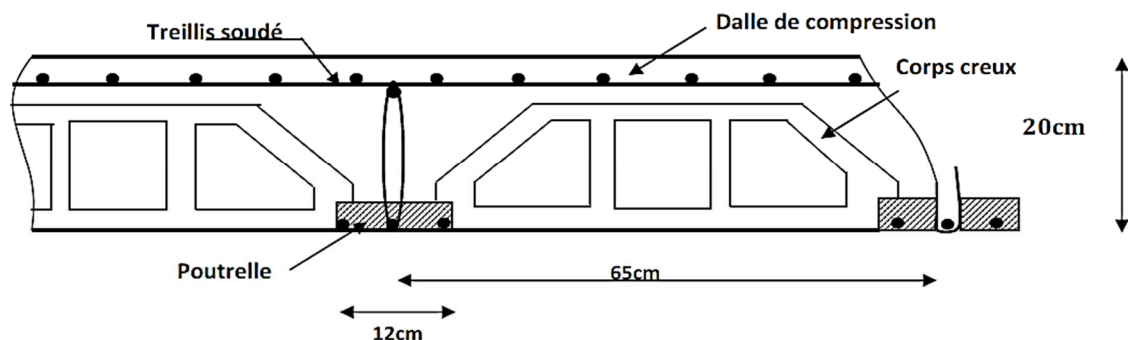


Figure II.1 : Schéma d'un plancher en corps creux.

Est constitués de :

- Corps creux : dont le rôle est le remplissage, il n'a aucune fonction de résistance. Il se repose sur les poutrelles.
- Poutrelles : sont des éléments résistants du plancher, et sont disposées selon les petites portées.
- Dalle de compression : c'est une dalle en béton armé, sa hauteur varie de 4cm à 6cm.

Le dimensionnement d'un plancher c'est le calcul de sa hauteur tel que :

$$h_t \geq \frac{L}{22.5} \quad \text{CBA93(Art B. 6. 8. 4. 2. 4)}$$

Avec : h_t : hauteur totale du plancher.

L : la portée entre nu d'appui maximale de la poutrelle.

Selon **RPA99vs2003** on prend une section minimale de (25×25) cm² pour les poteaux.

$$L_{1max} = 446 - 25 = 421 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{421}{22.5} \geq 18.71 \text{ cm}$$

$$L_{2max} = 520 - 25 = 495 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{495}{22.5} \geq 22 \text{ cm}$$

On prend : $h_t = 20$ cm avec: $\begin{cases} 16 \text{ cm: Corps creux} \\ 4 \text{ cm: Table de compression} \end{cases}$

$h_t = 24$ cm avec: $\begin{cases} 20 \text{ cm: Corps creux} \\ 4 \text{ cm: Table de compression} \end{cases}$

II-1-2) Détermination des charges (DTR B.C.2-2) :

➤ **Plancher terrasse accessible :**

Tableau II-1 : Charge permanente terrasse accessible

Matériaux	Epaisseur (m)	G (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1/ Carrelage	0.02	20	0.40
2/Mortier de pose	0.02	20	0.40
3/Lit de sable	0.02	18	0.36
4/Forme de pente	0.10	22	2.20
5/ Plancher corps creux	0.24	14	3.36
6/ Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
La charge permanente G(KN/m ²)			6.92

➤ **Plancher RDC :**

Tableau II-2 : Charge permanente RDC

Matériaux	Epaisseur(m)	G (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1/Carrelage	0.02	20	0.40
2/Mortier de pose.	0.02	20	0.40
3/Lit de sable.	0.02	18	0.36
4/Plancher en corps creux.	0.24	14	3.36
5/Enduit de plâtre.	0.02	10	0.20
6/Cloisons intérieurs.	0.10	10	1.00
La charge permanente G (kN/m ²)			5.72

➤ Plancher étage courant :

Tableau II-3 : Charge permanente étage courant.

Matériaux	Epaisseur(m)	G (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1/Carrelage	0.02	20	0.40
2/Mortier de pose.	0.02	20	0.40
3/Lit de sable.	0.02	18	0.36
4/Plancher en corps creux.	0.20	14	2.80
5/Enduit de plâtre.	0.02	10	0.20
6/Cloisons intérieures.	0.10	10	1.00
La charge permanente G(kN/m²)			5.16

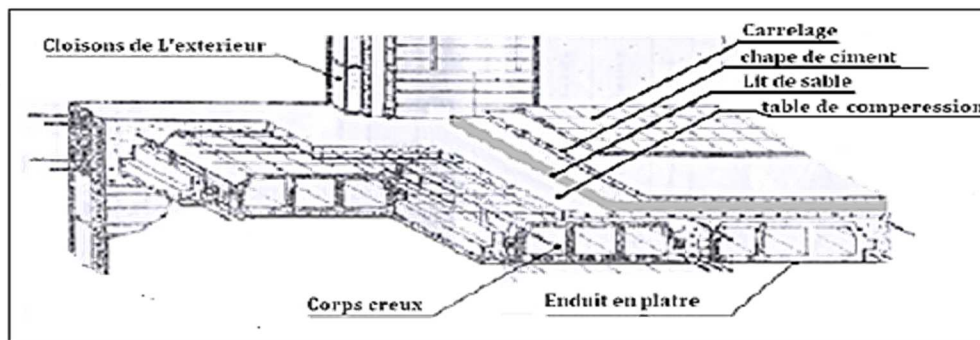


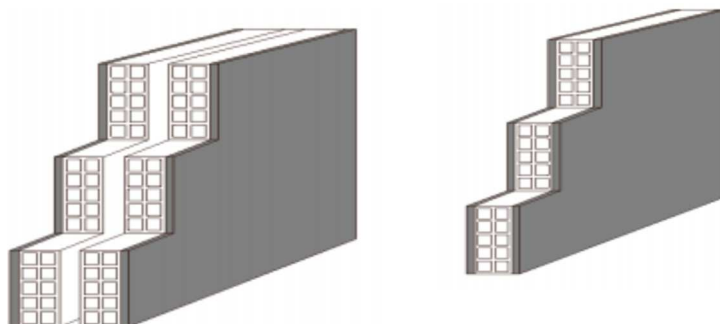
Figure II-2 : Plancher étage courant.

II-2) Les murs :

II-2-1) Pré dimensionnement :

Murs extérieurs : (10cm+5+10cm)

Murs intérieurs : (10cm)



II-2-2 : Détermination des charges(DTR

B.C.2-2) :

➤ Mur extérieur :

Tableau II-4 : Charge permanente du mur extérieur

<i>Eléments</i>	<i>Epaisseur(m)</i>	$\gamma(kN/m^3)$	$G(KN/m^3)$
1) <i>Mortier de ciment</i>	0.02	18	0.36
2) <i>Briques creuses</i>	0.10	09	0.9
3) <i>Lame d'air</i>	0.05	00	00
4) <i>Briques creuses</i>	0.10	09	0.9
5) <i>Enduit de plâtre</i>	0.02	10	0.20
Charge permanente $G(kN/m^3)$			2.36

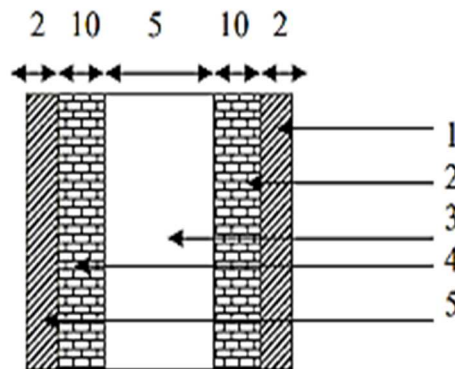


Figure II-3 : Coupe verticale du mur extérieur

➤ Mur intérieur :

Tableau II-5 : Charge permanente du mur intérieur.

<i>Eléments</i>	<i>Epaisseur(m)</i>	$\gamma(kN/m^3)$	$G(KN/m^3)$
1) <i>Enduit de plâtre</i>	0.02	10	0.20
2) <i>Briques creuses</i>	0.10	09	0.9
3) <i>Enduit de plâtre</i>	0.02	10	0.20
Charge permanente $G(kN/m^3)$			1.30

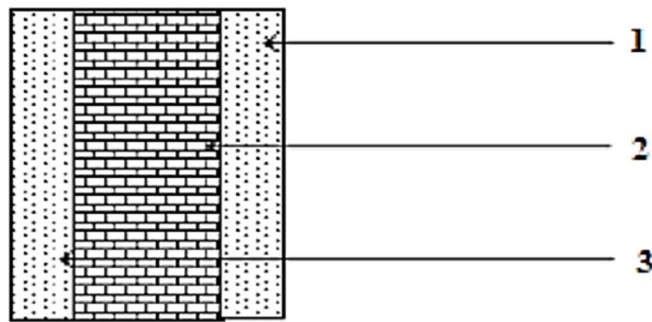


Figure II.4 : Coupe verticale du mur intérieur.

❖ Les surcharges d'exploitations :

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

Tableau II-6 : Surcharges d'exploitations.

Eléments	Surcharges Q (kN/m ²)
Toiture	1.0
Plancher terrasse accessible	1.5
Plancher étage courant (habitation)	1.5
Plancher RDC (service)	5.0
Plancher Sous-sol	3.5
Balcon	3.5
Escaliers	2.5

II-3) Poutres :

Sont en béton armé de section rectangulaire, leurs rôles est de transmettre les charges aux poteaux. On distingue deux types de poutres :

- Poutres principales(PP) : sont perpendiculaires aux poutrelles.
- Poutres secondaires(PS) : sont parallèles aux poutrelles.

II-3-1) Pré-dimensionnement :

Les dimensions des poutres doivent satisfaire les deux conditions suivantes :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$$

$$0.4 \times h \leq b \leq 0.7 \times h$$

Ainsi que les trois conditions de **RPA99 vs 2003**

$$\left. \begin{array}{l} h \geq 30\text{cm} \\ b \geq 20\text{cm} \\ h/b \leq 4.0\text{cm} \end{array} \right\} \text{ Art (7.5.1)}$$

Tableau II-7 : Vérifications des poutres selon RPA99vs2003.

	$L_{max}(cm)$	Dimensions	Condition BAEL99	Résultats
P. Principale	500	Hauteur : h	$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$	$33 \leq h_{pp} \leq 50$ $h_{pp} = 40\text{cm}$
		Largeur : b	$0.4 \times h \leq b \leq 0.7 \times h$	$16 \leq b_{pp} \leq 28$ $b_{pp} = 25\text{cm}$
P. Secondaire	420	Hauteur : h	$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$	$28 \leq h_{ps} \leq 42$ $h_{ps} = 35\text{cm}$
		Largeur : b	$0.4h_{ps} \leq b_{ps} \leq 0.7h_{ps}$	$14 \leq b_{ps} \leq 24.5$ $b_{ps} = 25\text{cm}$
P. de chaînage	340	Hauteur : h	$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$	$22.66 \leq h \leq 34$ $h = 30\text{cm}$
		Largeur : b	$0.4 \times h \leq b \leq 0.7 \times h$	$12 \leq b \leq 21$ $b = 25\text{cm}$
P. Palière	270	Hauteur : h	$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$	$18 \leq h \leq 27$ $h = 30\text{cm}$
		Largeur : b	$0.4 \times h \leq b \leq 0.7 \times h$	$12 \leq b \leq 21$ $b = 25\text{cm}$

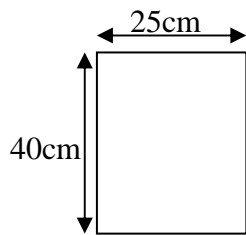
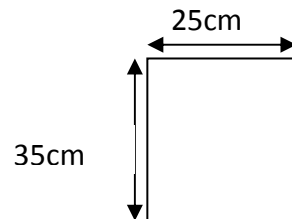
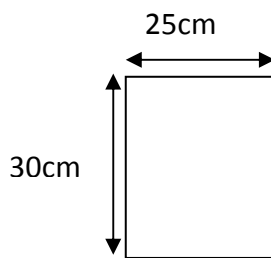
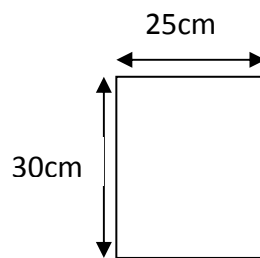
- *Vérifications des conditions exigées par RPA :*

Conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	Poutre de chaînage	Poutre palière	Vérifications
$h \geq 30\text{cm}$	40cm	35cm	30cm	30cm	OK
$b \geq 20\text{cm}$	25cm	25cm	25cm	25cm	OK
$h/b \leq 4$	1.60	1.40	1.20	1.20	OK

Conclusion :

Après vérification des conditions du **RPA**, les sections des poutres adoptées sont :

- ✓ Poutres principales : (40X25) cm²
- ✓ Poutres secondaires : (35X25) cm²
- ✓ Poutre de chaînage : (30x25) cm²
- ✓ Poutre palière : (30x25) cm²

**Poutre principale****Poutre secondaire****Poutre palier****Poutre de chaînage**

II-4) Poteaux :

II-4-1) Pré-dimensionnement :

Les poteaux seront pré-dimensionnés à l'état limite de service en compression simple, tout en supposant que c'est le béton seul qui reprend l'effort normal N_s .

L'effort normal N_s sera déterminé une fois que le poteau le plus sollicité soit repéré avec la descente de charges, en tenant compte de la proposition des plans d'architecture et des limites imposées par le **RPA 99 vs 2003**.

Cette section transversale est donnée par la relation suivante :

$$S \geq \frac{N}{\sigma_{bc}}$$

a) Surface d'influence :

➤ Surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité

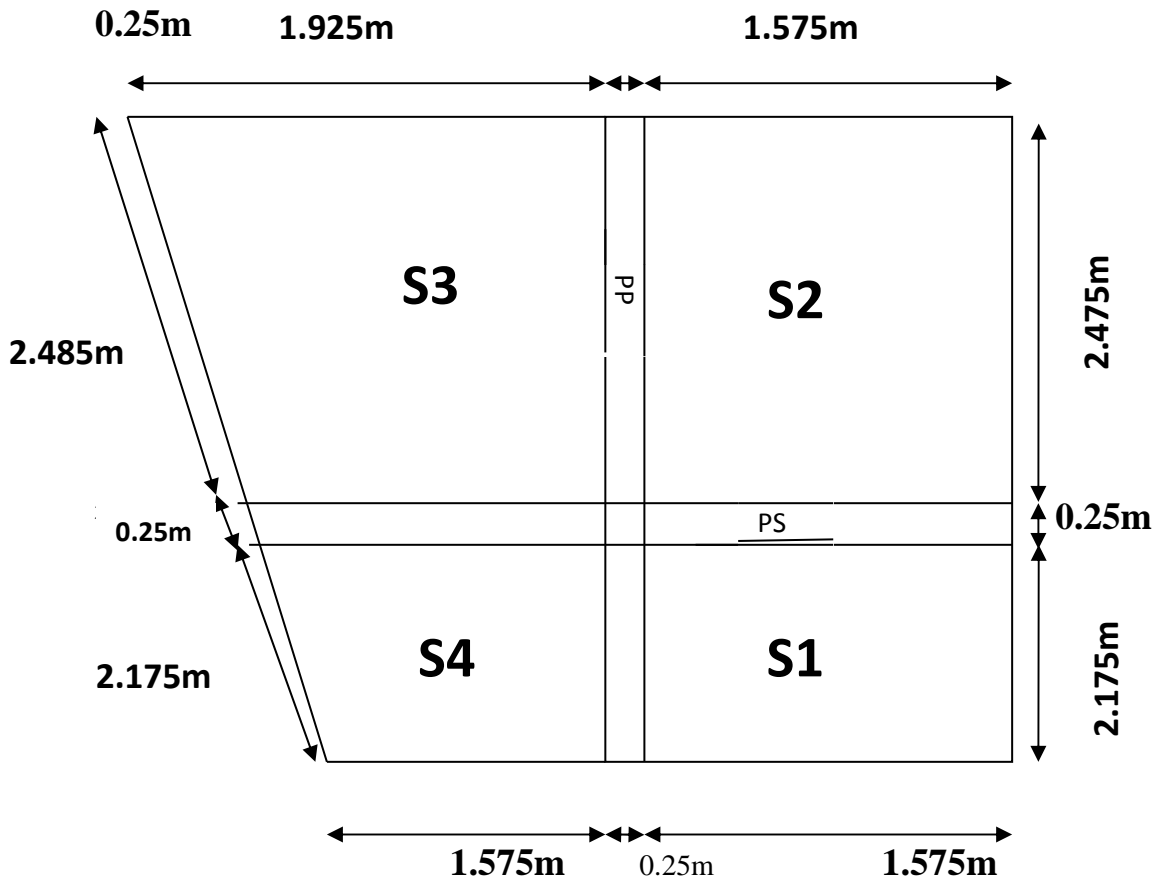
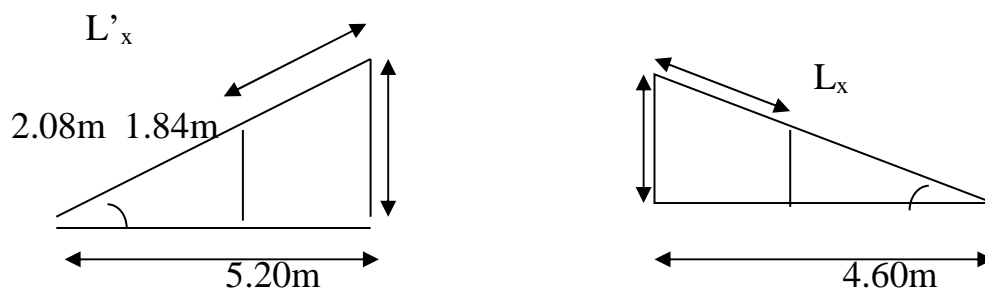


Figure II.5 : Localisation du poteau le plus sollicité.

$$St = (2.475 \times 1.575) + (2.175 \times 1.575) + [(1.925 + 1.745) \times 2.475/2] + [(1.575 + 1.745) \times 2.175/2]$$

$$St = 15.485m^2$$

➤ Surface de la toiture revenant au poteau le plus sollicité



➤ 1^{er} cas :

$$\tan \alpha = \frac{1.84}{4.60} = 0.4$$

$$\alpha = 21.80^\circ$$

$$L_{x1} = \frac{4.60/2}{\cos \alpha} = 2.47m$$

➤ 2^{eme} cas :

$$\tan \alpha' = \frac{2.08}{5.20} = 0.4$$

$$\alpha' = 21.80^\circ$$

$$L'_{max} = \frac{5.20/2}{\cos 21.80^\circ} = 2.80m$$

$$S_t = (2.675 \times 1.575) + (2.345 \times 1.575) + (1.925 \times 2.675) + (1.925 \times 2.345)$$

$$S_t = 17.569m^2$$

➤ **Les poutres inclinées :**

$$L'_{max} = \frac{L_{max}}{\cos \alpha}$$

$$L'_{max} = \frac{500}{\cos 21.80^\circ} = 538cm$$

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$$

$$\frac{538}{15} \leq h \leq \frac{538}{10}$$

Soit $h = 40cm$

$$0.4 \times h \leq b \leq 0.7 \times h$$

Soit $b = 25cm$

On adopte pour les poutres inclinées une section de (40x25) cm²(même section que les poutres principales).

❖ Charge permanente de la toiture :

Tableau II-8 : Charge permanente de la toiture.

Eléments constituant la toiture	Poids surfacique
Tuiles mécaniques à emboîtement	0.4
Chevrons et pannes	0.1
Murs pignons (cloisons)	0.9
G_i=1.4kN/m²	

b) Calcul des charges et surcharges :

Tableau II-9 : Charges et surcharges revenant au poteau le plus sollicité.

<i>Élément</i>	<i>Dimensions M</i>	<i>Poids propre G(kN/m³)</i>	<i>Résultats kN</i>	<i>Charge D'exploitation(kN)</i>
Poutre principale	(0.40x0.25)	0.40x0.25x25x(2.475+2.175+0.25)	12.250	
Poutre secondaire	(0.35X0.25)	0.35x0.25x25x(1.575+1.745+0.25)	7.809	
Poutre inclinée	(0.40x0.25)	0.40x0.25x25x(2.675+2.345+0.25)	13.175	
Poteau RDC	H=4.08	0.25x0.25x4.08x25	6.375	
Poteau E-courant	H=3.06	0.25x0.25x3.06x25	4.781	
Poteau toiture	H=4m	0.25x0.25x4x25	6.250	
Plancher RDC	S _t =15.485	15.485x5.72	88.574	15.485x2.5=38.712
Plancher habitation	S _t =15.485	15.485x5.66	87.645	15.485x1.5=23.227
Toiture	S _t =17.569	17.569x1.4	24.596	17.569x1=17.569

Tableau II-10 : Descente de charge.

Niveau	Charges permanentes (kN)					Charges d'exploitations Q(kN)		Effort normal N _s = G _e +Q _e (kN)	Section des poteaux N/0.6f _{c28} (cm ²)
	planchers	Poutres	poteaux	G _{totale}	G _{cumulée}	Q	Q _{cum}		
Toiture	24.596	20.984	00	45.504	45.504	17.569	17.569	63.073	42.048
5	87.645	20.059	6.250	107.704	153.208	23.227	40.796	194.004	129.336
4	87.645	20.059	4.781	106.235	259.443	23.227	64.023	323.466	215.644
3	87.645	20.059	4.781	106.235	365.678	23.227	87.250	452.928	301.952
2	87.645	20.059	4.781	106.235	471.913	23.227	110.477	582.390	388.253
1	87.645	20.059	4.781	106.235	578.148	23.227	133.704	711.852	474.568
RDC	88.574	20.059	6.375	115.008	693.156	38.712	172.416	865.572	577.04
SS	87.645	20.059	4.781	106.235	799.391	23.227	195.643	995.034	663.35

II-4-2) Dimensionnement du nœud vis-à-vis des moments fléchissant :

Il convient de vérifier pour les portiques participant au système de contreventement et pour chacune des orientations possible de l'action sismique que la somme des moments résistants ultime des extrémités de poteaux ou montants aboutissants au nœud est au moins égale en valeur absolue à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres ou traverses affectées d'un coefficient majoration de **1.25** .

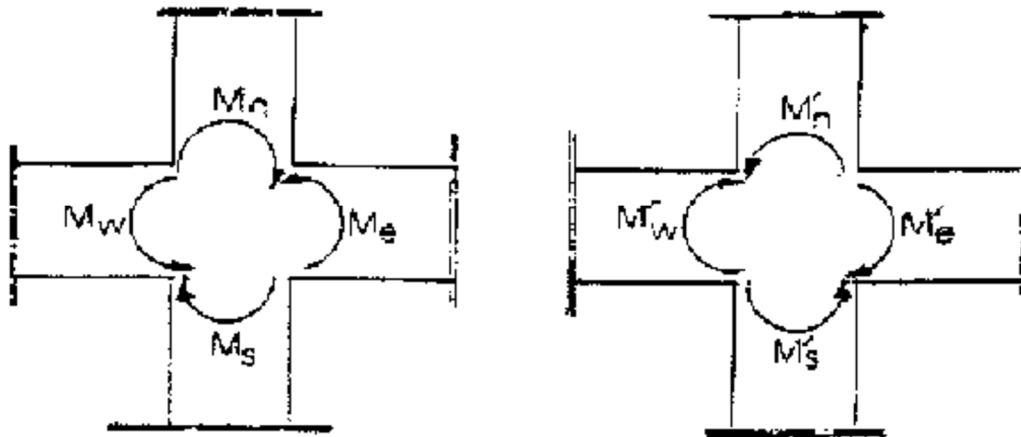


Figure II-6 : Dimensionnement d'un nœud poutre-poteau

On a :

$$\left. \begin{aligned} |M_n| + |M_s| &\geq 1.25 (|M_w| + |M_e|) \\ |M'_n| + |M'_s| &\geq 1.25 (|M'_w| + |M'_e|) \end{aligned} \right\} \text{RPA99 vs 2003 Art(7.6.2)}$$

Avec :

M_n et **M_s** : moments fléchissant résistants dans les poteaux.

M_w et **M_e** : moments fléchissant dans les poutres.

Comme on ne connaît pas les moments (M_n, M_s, M_w, M_e) on peut l'approcher par :

$$\sigma = \frac{M \cdot v}{I}$$

Alors : $M = \frac{\sigma \cdot I}{v}$

$$\frac{\sigma \cdot I_{pot}}{v} = \frac{\sigma \cdot I_{pot}}{v} \geq 1,25 \left(\frac{\sigma \cdot I_{poutre}}{v} + \frac{\sigma \cdot I_{poutre}}{v} \right)$$

$$I_{pot} \geq 1,25 \cdot I_{poutre}$$

- Pour les poutres principales (25X40)cm² :

$$I_{poutre} = (0.25 \times 0.40^3) / 12 = 1.33 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$I_{pot} = \frac{a^4}{12} \geq 1.25 I_{poutre} = 1.25 \times (1.33 \times 10^{-3}) = 1.66 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$a \geq \sqrt[4]{12 \times 1.66 \times 10^{-3}} = 0.375 \text{ m} ; \text{ On prend } a=38 \text{ cm}$$

On adopte pour les poteaux les sections suivantes :

Tableau II-11 : Les sections des poteaux adoptées

Niveau	Section cm ²	Vérification RPA vs 2003 $\frac{N_s}{A \cdot f_{c28}} \leq 0.30$	Observation
SS, RDC	45x45	$0.17 \leq 0.30$	OK
1 ^{er} , 2 ^{ème} , 3 ^{ème} 4 ^{ème}	40x40	$0.08 \leq 0.30$	OK
5 ^{ème} , Comble	35x35	$0.02 \leq 0.30$	OK

II-4) Vérification des poteaux selon RPA99 vs 2003 (Art 7.4.1) :

Selon Art 7.4.1 du R.P.A /Version 2003 : Les dimensions de la section transversale des poteaux en zone II_a doivent satisfaire les conditions suivantes :

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

➤ $\text{Min} (b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$

➤ $\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4$

Tableau II-12: Vérification des sections des poteaux aux recommandations du RPA99.

Poteaux(cm ²)	Conditions du RPA	Valeurs calculées	Observation
35x35	Min (b ₁ , h ₁) ≥ 25cm	Min (b ₁ , h ₁)=35	Condition vérifiée
	Min (b ₁ , h ₁) ≥ $\frac{he}{20}$	h _e /20=18.65	Condition vérifiée
	$\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4$	b ₁ /h ₁ =1	Condition vérifiée
40x40	Min (b ₁ , h ₁) ≥ 25cm	Min (b ₁ , h ₁)=40	Condition vérifiée
	Min (b ₁ , h ₁) ≥ $\frac{he}{20}$	h _e /20=15.3	Condition vérifiée
	$\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4$	b ₁ /h ₁ =1	Condition vérifiée
45x45	Min (b ₁ , h ₁) ≥ 25cm	Min (b ₁ , h ₁)=45	Condition vérifiée
	Min (b ₁ , h ₁) ≥ $\frac{he}{20}$	h _e /20=20.4	Condition vérifiée
	$\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4$	b ₁ /h ₁ =1	Condition vérifiée

II-4-3) Vérification des poteaux au flambement :

Les éléments structuraux, tels que les poteaux sont soumis en permanence à des efforts très importants de compression, alors ils risquent de subir d'importantes déformations dues au flambement.

A fin d'éviter ce flambement, on doit limiter l'élanement λ des poteaux selon la formule suivante :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50 \quad (\text{BAEL91 modifier 99 B8. 4. 1})$$

Tableau II-13 : Vérifications des poteaux au flambement

	Caractéristique Géométrique		Longueur de flambement	Moment d'inertie (cm ⁴)	Rayon de giration (cm)	L'élanement de poteau
Poteaux	L ₀ (cm)	S (cm ²)	L _f = 0.7 L ₀	I _{min} = h.b ³ /12	i = $\sqrt{I/S}$	$\lambda = \frac{L_f}{i}$
45x45	408	2025	285.6	341718.75	12.99	21.98
40x40	306	1600	214.2	213333.33	11.54	18.56
35x35	373	1225	261.1	125052.08	10.10	25.85

Conclusion : la condition de non flambement est *vérifiée* pour tous les poteaux

II-5) Voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulé sur place qui ont pour fonction principale est d'assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des efforts horizontales.

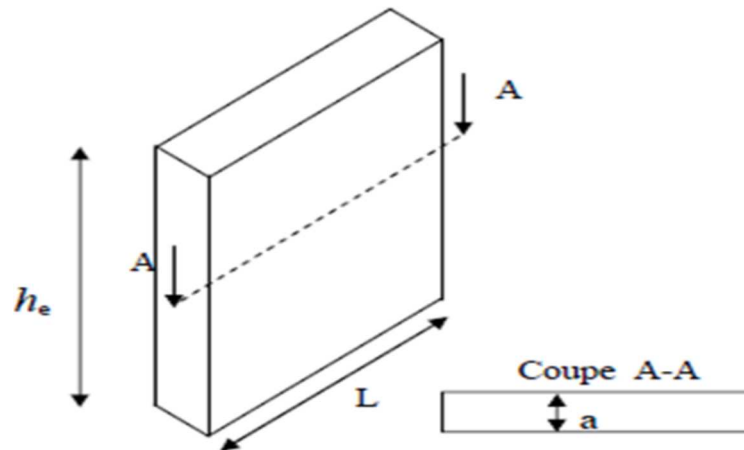


Figure II.7 : Dimension de voile.

II-5-1) Pré-dimensionnement :

Le pré-dimensionnement des voiles se fera conformément à l'article 7.7.1 du RPA99version 2003 qui doivent satisfaire la condition $L \geq 4a$

Dans notre cas

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

Pour étage courant :

$$h_e = 306 - 20 = 286 \text{ cm} \rightarrow a \geq \frac{286}{20} = 14.3 \text{ cm}$$

Pour RDC :

$$h_e = 408 - 20 = 388 \text{ cm} \rightarrow a \geq \frac{388}{20} = 19.4 \text{ cm}$$

Alors on adopte : **a=20 cm**

$L \geq 4a$ condition vérifiée.

Conclusion :

Après avoir fait les calculs et les vérifications nécessaires, on a opté pour le pré-dimensionnement des éléments de la structure comme suite :

Tableau II-14: Caractéristiques géométriques des éléments de l'ouvrage

Eléments	Pré-dimensionnement
Planchers	Corps creux (16+4)
	Corps creux (20+4)
Poutres	PP : (25x40) cm ²
	PS : (25x35) cm ²
Voile	a=20
Poteaux	SS, RDC : (45x45) cm ²
	1 ^{er} , 2 ^{eme} , 3 ^{eme} étage : (40x40) cm ²
	4 ^{eme} , 5 ^{eme} étage, comble : (35x35) cm ²

III-1) Calcul des escaliers :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) permettant de passer à pied d'un niveau à l'autre d'une construction.

Ces caractéristiques dimensionnelles sont fixées par des normes, DTU, des décrets en fonction du nombre d'utilisateurs et du type du bâtiment.

III-1-1) Pré dimensionnement :

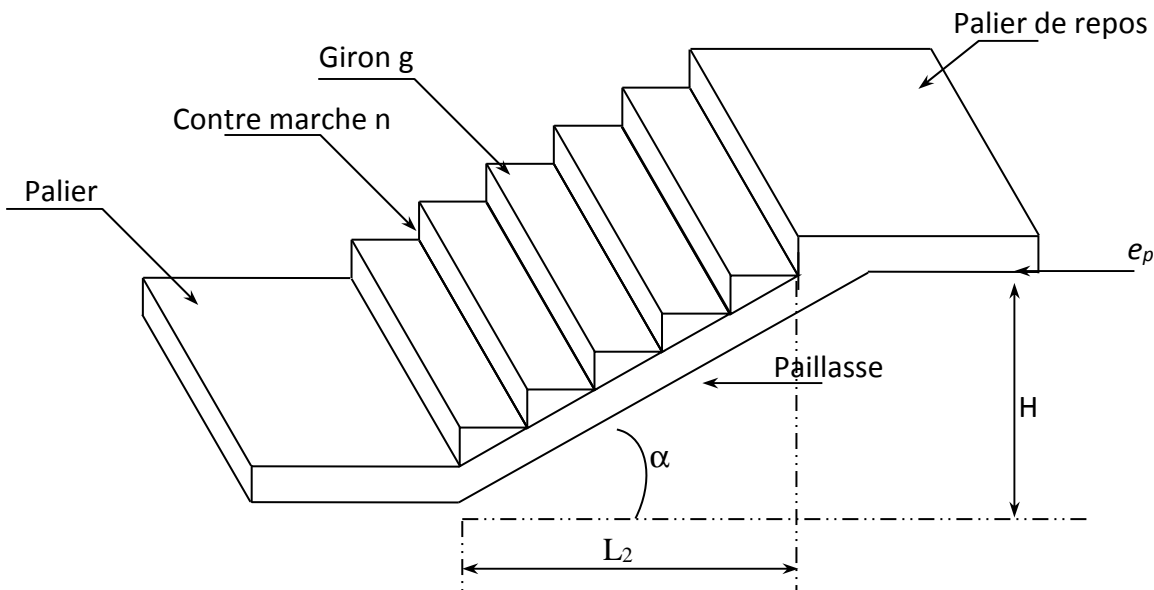


Fig III-1-1 : Schéma de l'escalier

Le pré dimensionnement d'escalier consiste à déterminer :

- Le nombre des contres marches (n).
- La hauteur de la marche (h), giron (g).
- L'épaisseur de la paillasse (e).

a) Calcul de n, h et g :

En tenant compte de dimensions données sur le plan. Les escaliers sont pré-dimensionnés à l'aide de la formule de **BLONDEL** :

- **La hauteur de la marche h :**

On a : $14\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$; on prend $h=17\text{cm}$.

- **Nombre de marches n :**

$$n = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18 \text{ marches}$$

Don on a 18 marches qui se divisent en deux volés identiques telles que chacune comporte 9 marches.

- **Le giron g :**

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

b) Vérification de la relation BLONDEL :

$$59\text{cm} \leq 2h+g \leq 65\text{cm}$$

$$2h + g = (2 \times 17) + 30 = 64\text{cm}$$

La relation est vérifiée donc l'escalier est confort.

c) Epaisseur de la paillasse et du palier :

L'épaisseur de la paillasse et du palier (e_p) est donnée par la relation

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

Avec :

L : Longuer réelle de la paillasse et de palier (entre appuis) : $L=L_1 + L_2$

L_1 : la longueur de la paillasse projetée.

L_2 : la longueur du palier.

$$\text{tg}\alpha = \frac{17}{30} = 0.566 \quad \alpha = 29.54^\circ$$

$$L_1 = \frac{240}{\cos 29.54^\circ} = 276\text{cm}$$

$$L_2 = 240\text{cm}$$

$$L = 276 + 240 = 521\text{cm}$$

$$\frac{516}{30} \leq e_p \leq \frac{516}{20}$$

$$17.20\text{cm} \leq e_p \leq 25.80\text{cm}$$

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

On prend la même épaisseur la volée et le palier.

III-1-2 : Détermination des charges et surcharges :

- Charges permanentes :
- Palier

Eléments	Poids (kN/m ²)
-Poids propre de la dalle pleine en BA	$25 \times 0.2 = 5$
-Poids de revêtement (sable, mortier, carrelage, enduit)	$(0.36 + 0.4 + 0.4 + 0.2) = 1.36$
Charge permanente totale	$G_t = 6.36$

Tableau III-1-1 : Charge permanentes du palier

- Volée :

Eléments	Poids (kN/m ²)
-Poids propre de la paillasse	$\frac{25 \times 0.2}{\cos 29.54^\circ} = 5.75$
-Poids des marches	$\frac{25 \times 0.17}{2} = 2.12$
--Poids de revêtement (sable, mortier, carrelage, enduit)	$(0.36 + 0.4 + 0.4 + 0.2) = 1.36$
Charge permanente totale	$G_t = 9.23$

Tableau III-1-2 : Charge permanentes de la volée.

- Charge concentrée :

Une charge concentrée sur l'extrémité du palier dû à la charge du mur extérieur (F)

$$F = (3.06 - 0.2) \times 2.36 \times 1 \text{ m} = 6.75 \text{ kN}$$

- Les surcharges d'exploitation :

Selon le DTR (C2-2) pour une construction à usage d'habitation $Q = 2.5 \text{ kN/m}^2$

III-1-3 : Combinaisons des charges :

- ELU : $q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 1 \text{ m}$

$$\text{Palier : } q_{up} = (1.35 \times 6.36 + 1.5 \times 2.5) \times 1 \text{ m} = 12.34 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Volée : } q_{uv} = (1.35 \times 9.23 + 1.5 \times 2.5) \times 1 \text{ m} = 16.21 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Mur extérieur : } F = 9.11 \text{ kN}$$

- ELS : $q_s = (G + Q) \times 1 \text{ m}$

$$\text{Palier : } q_{sp} = (6.36 + 2.5) \times 1 \text{ m} = 8.86 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Volée : } q_{sv} = (9.23 + 2.5) \times 1 \text{ m} = 11.73 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Mur extérieur : } F = 6.75 \text{ kN}$$

III-1-3) Calcul des moments et des efforts tranchant à l'ELU :

Pour déterminer les efforts dans la paillasse et les paliers, on fera référence aux lois de la RDM en prenant l'ensemble (paillasse + paliers) comme une poutre reposante sur deux appuis simples et en considérant la projection horizontale de la charge q sur la paillasse d'une portée projetée $L_p=2.40m$

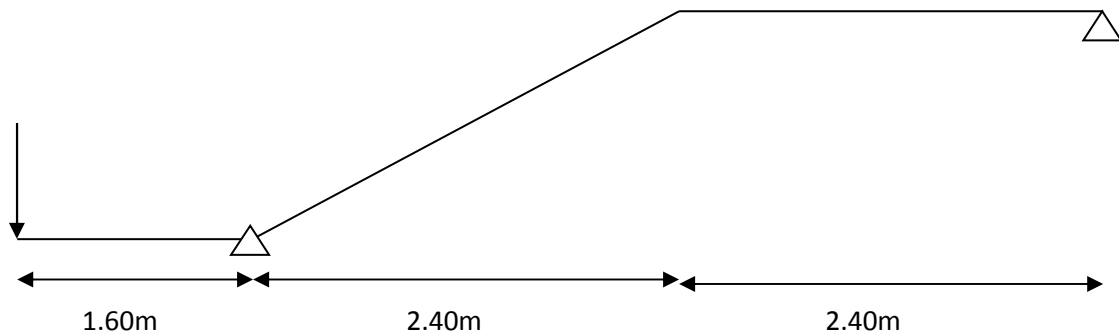


Fig III-1-2 : Schéma statique de l'escalier

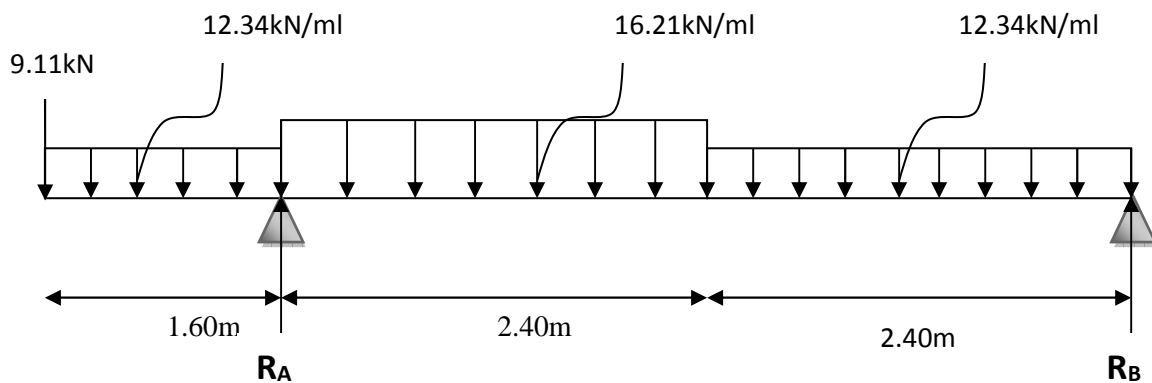


Fig III-1-3: Schéma statique de l'escalier à l'ELU

- Les réactions d'appuis :

D'après les formules de la RDM :

$$\sum F = 0 \rightarrow R_A + R_B - F - (q_{up} \times 1.60) - (q_{uv} \times 2.40) - (q_{up} \times 2.40) = 0$$

$$R_A + R_B = 97.374kN$$

$$\sum M/A = 0$$

$$\rightarrow -F \times 1.60 - (q_{up} \times 1.60 \times 1.60/2) + (q_{uv} \times 2.40 \times 2.40/2) + q_{up} \times 2.40 \times (2.40/2 + 2.40) - R_B \times (2.40 + 2.40) = 0$$

$$R_B = 25.610kN$$

$$R_A = 71.764kN$$

Tableau III-1-3 : Tableau des efforts internes à l'ELU.

Tronçons (m)	Efforts tranchant (Ty)	Moment fléchissant (Mz)	X(m)	Ty(kN)	Mz (kN.m)
0 ≤ x ≤ 1.60	-12.34×X-9.11	$-12.34 \times \frac{X^2}{2} - 9.11 \times X$	0	-9.11	0
			1.60	-28.854	-30.371
1.60 ≤ x ≤ 4.00	-16.21×X+68.846	$-16.21 \times \frac{X^2}{2} + 68.846 \times X - 119.776$	1.60	42.91	-30.371
			4.00	4.006	25.924
0 ≤ x ≤ 2.40	12.34×X-25.610	$-12.34 \times \frac{X^2}{2} + 25.610 \times X$	0	-25.610	0
			2.40	4.006	25.924

Remarque :

Afin de tenir compte de semi encastrement à l'extrémité de l'appuis B, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour les moments au niveau de l'appuis B et en travée .

$$12.34 \times x - 25.610 = 0 \rightarrow X = 2.07 \text{ m (de la droite)}$$

Le moment $M_z(x)$ est maximum pour le valeur **X=2.07m**. Donc $M_{zmax} = 26.574 \text{ kN.m}$

- Aux appuis : $-0.3M_{zmax}$
- En travée : $0.85M_{zmax}$

Alors :

$$M_{B \text{ appui}} = -0.3 \times 26.574 = -7.972 \text{ kN.m}$$

$$M_{T \text{ travée}} = 0.85 \times 30.349 = 22.587 \text{ kN.m}$$

$$M_{A \text{ appui}} = -30.371 \text{ kN.m}$$

$$M_{console} = -30.371 \text{ kN.m}$$

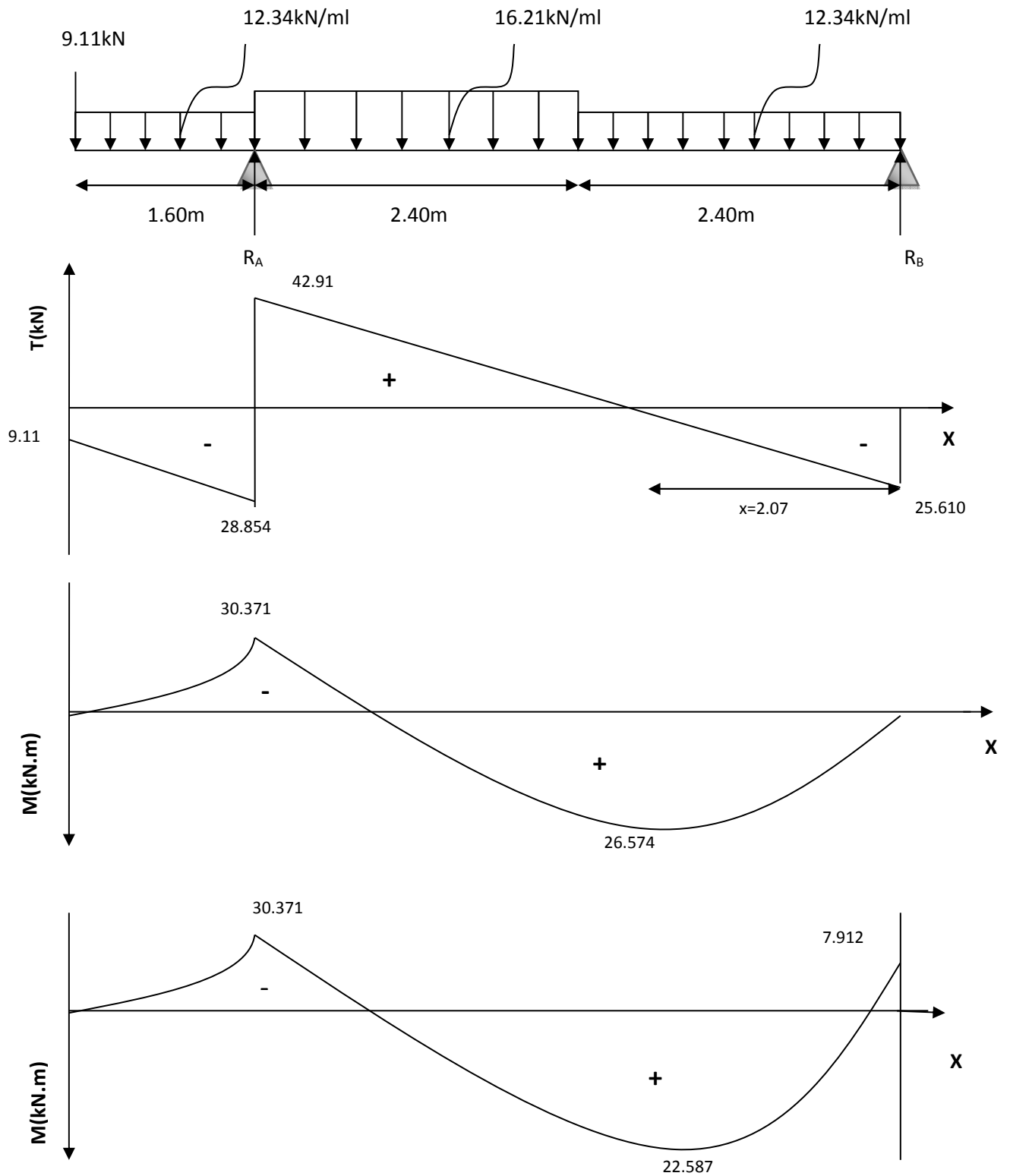
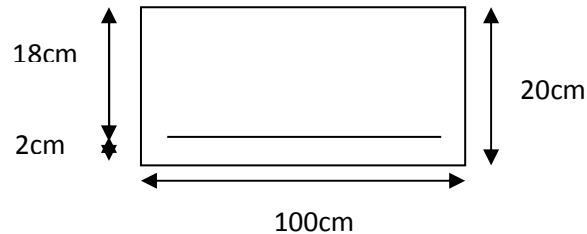


Diagramme des efforts tranchant et des moments fléchissant a l'ELU

Ferrailage :

Etude d'une section rectangulaire, soumis à la flexion simple.

b=100cm , h=20cm , c=2cm , d=18cm



➤ **Aux appuis :**

❖ **Appuis A : $M_A = -30.371 \text{ kN.m}$.**

• **Armatures principales :**

$$\mu_a = \frac{M_A}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{30.371 \times 10^5}{100 \times 18^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.066$$

$\mu_a = 0.066 \rightarrow \mu_a \leq 0.392 \rightarrow$ donc la section est **simplement armée (SSA)**

$$\beta = 0.966$$

$$A_a = \frac{M_A}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{30.371 \times 10^5}{0.966 \times 18 \times 348 \times 10^2} = 5.019 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 5.02 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA14** = 7.69 cm^2 avec un espacement de **$S_t = 20 \text{ cm}$**

Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{7.69}{4} = 1.922 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10** = 3.14 cm^2 avec un espacement **$S_t = 25 \text{ cm}$**

❖ **Appuis B : $M_B = -7.972 \text{ kN.m}$.**

• **Armatures principales :**

$$\mu_b = \frac{M_B}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{7.972 \times 10^5}{100 \times 18^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.017$$

$\mu_b = 0.017 \rightarrow \mu_b \leq 0.392 \rightarrow$ donc la section est **simplement armée (SSA)**

$$\beta = 0.9915$$

$$A_b = \frac{M_B}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{7.972 \times 10^5}{0.9915 \times 18 \times 348 \times 10^2} = 1.283 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA10** = 3.92 cm² avec un espacement **S_t = 20cm**

• **Armatures de répartitions :**

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

Soit : **4HA10** = 3.14 cm² avec un espacement **S_t = 25cm**

➤ **En travée : M_T = 25.797 kN.m**

• **Armatures principales :**

$$\mu_t = \frac{M_T}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{22.587 \times 10^5}{100 \times 18^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.048$$

$\mu_t = 0.048 \rightarrow \mu_t \leq 0.392 \rightarrow$ donc la section est **simplement armée (SSA)**

$\beta = 0.975$

$$A_t = \frac{M_T}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{22.587 \times 10^5}{0.975 \times 18 \times 348 \times 10^2} = 3.698 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA14** = 7.69 cm² avec un espacement **S_t = 20 cm**

• **Armatures de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{7.69}{4} = 1.922 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10** = 3.14 cm² avec un espacement **S_t = 25cm**

III-1-4 : Vérification a l'ELU :

a) **Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91) :**

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

A_{adopté} > A_{min}

$$A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 18 \frac{2.1}{400}$$

A_{min} = 2.173 cm²

➤ **Aux appuis :**

A_A = 7.69 cm² > A_{min} = 2.173 cm² condition vérifiée

A_B = 3.92 cm² > A_{min} = 2.173 cm² condition vérifiée

➤ **En travée :**

$$A_t = 7.69 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.173 \text{ cm}^2 \text{ condition vérifiée}$$

b) Espacement des barres :

L'espacement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

➤ **Armatures principales :** $S_t < \min \{3h ; 33\text{cm}\}$.

$$S_{t \max} = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

➤ **Armatures de répartition :** $S_t < \min \{4h ; 45\text{cm}\}$

$$S_{t \max} = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

c) Contraintes tangentielles :

On doit vérifier que $\tau < \bar{\tau}_u$

$$\tau = \frac{T_{\max}}{bd} = \frac{42.909 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.238 \text{ MPa}$$

Avec T_{\max} : Effort tranchant maximal.

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 \times 25}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}\}$$

$$\bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau = 0.238 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

$\tau < \bar{\tau}_u$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

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

• Influence sur le béton :

$$\frac{2v_u}{b \times 0.9d} \leq \frac{0.8 f_{c28}}{\gamma_b} \text{ (Art A.5.1.3.1.3/BAEL99)}$$

$$v_u = \frac{0.4 \times 25 \times 10^{-3} \times 1000 \times 0.9 \times 180}{1.5} = 1080 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} = 42.909 \text{ KN} < 1080 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- Influence sur les armatures :

$$\frac{1.15}{f_e} \times \left(v_u^{\max} + \frac{M_a}{0.9d} \right) = \frac{1.15}{f_e} \times \left(42.909 + \frac{-30.371 \times 10^{-2}}{0.9 \times 18} \right) = 0.123 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 7.69 \text{ cm}^2 > 0.123 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

e) **Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :**

Pour qu'il n'y est pas entrainement de barres il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} < \bar{\tau}_{se} \quad (\text{Art A.6.1.3/BAEL99})$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} \quad \text{avec } \Psi_s = 1.5 \text{ (pour les aciers HA)}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

❖ **Appui A :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varphi = 5 \times 3.14 \times 1.4 = 21.98$$

$$\tau_{se} = \frac{42.909 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 21.98} = 1.20 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.20 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Appui B :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varphi = 5 \times 3.15 \times 1 = 15.7$$

$$\tau_{se} = \frac{25.610 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 15.7} = 1.01 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.01 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

f) **Ancrage des barres aux appuis :**

$$L_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{se}} \quad (\text{Art A.6.1.2.1/BAEL99})$$

$$\tau_{se} = 0.6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\varphi \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27\varphi \text{ cm}$$

III-1-4 : Calcul des moments et efforts tranchants à l'ELS :

- Réactions d'appuis :

D'après les formules de la RDM :

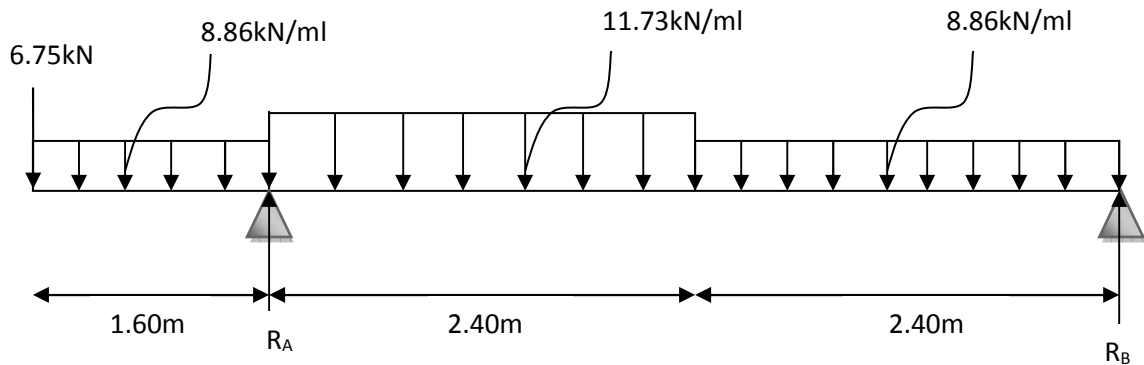


Fig III-1-4 : Schéma statique de l'escalier à l'ELS

$$\sum F = 0 \rightarrow R_A + R_B - F - (q_{sp} \times 1.60) - (q_{sv} \times 2.40) - (q_{sp} \times 2.40) = 0$$

$$R_A + R_B = 70.342 \text{ kN}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$\rightarrow -F \times 1.60 - (q_{sp} \times 1.60 \times 1.60 / 2) + (q_{sv} \times 2.40 \times 2.40 / 2) + q_{sp} \times 2.40 \times (2.40 / 2 + 2.40) - R_B \times (2.40 + 2.40) = 0$$

$$R_B = 18.373 \text{ kN}$$

$$R_A = 51.969 \text{ kN}$$

Tronçons (m)	Efforts tranchant (Ty)	Moment fléchissant (Mz)	X(m)	Ty(kN)	Mz (kN.m)
$0 \leq x \leq 1.60$	$-8.86 \times x - 6.75$	$-8.86 \times \frac{x^2}{2} - 6.75 \times x$	0	-6.75	0
			1.60	-20.926	-22.140
$1.60 \leq x \leq 4.00$	$-11.73 \times x + 49.811$	$-11.73 \times \frac{x^2}{2} + 49.811x - 86.824$	1.60	31.043	-22.140
			4.00	02.891	18.580
$0 \leq X \leq 2.40$	$8.86 \times x - 18.373$	$-8.86 \times \frac{x^2}{2} + 18.373 \times x$	0	-18.373	0
			2.40	2.891	18.580

Tableau III-1-4 : Les efforts internes à l'ELS

Remarque :

Afin de tenir compte de semi encastrement à l'extrémité de l'appui B, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour les moments au niveau de l'appuis B et en travée.

$$8.86 \times x - 18.373 = 0 \rightarrow X = 2.07 \text{m (de la droite)}$$

Le moment $M_z(x)$ est maximum pour la valeur $X = 2.07 \text{m}$. Donc $M_{z\max} = 19.05 \text{kN.m}$

- Aux appuis : $-0.3M_{z\max}$
- En travée : $0.85M_{z\max}$

Alors :

$$M_{B \text{ appui}} = -0.3 \times 19.05 = 5.715 \text{kN.m}$$

$$M_{T \text{ travée}} = 0.85 \times 19.05 = 16.192 \text{kN.m}$$

$$M_{A \text{ appui}} = -22.140 \text{m}$$

$$M_{\text{console}} = -22.140 \text{kN.m}$$

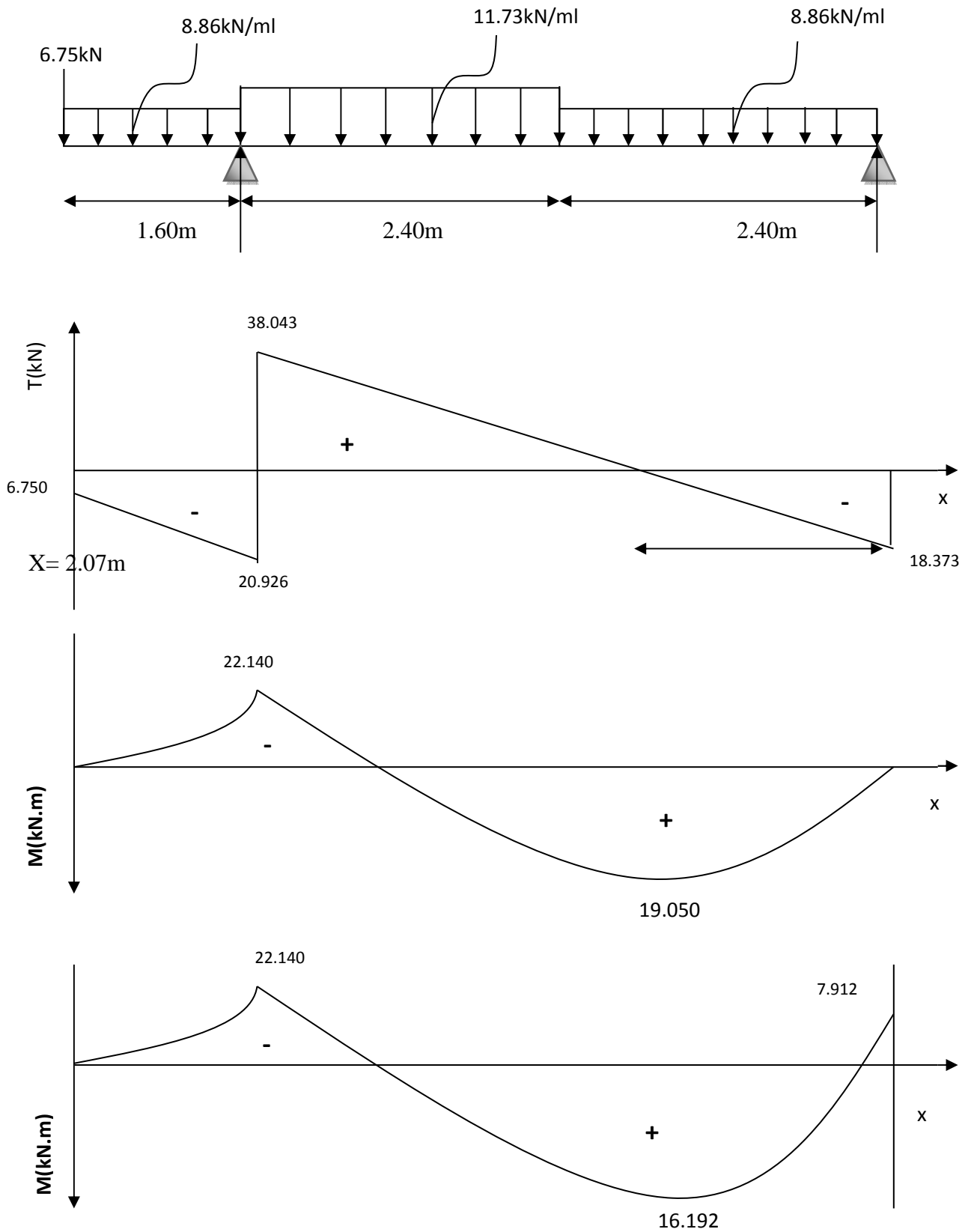


Diagramme des efforts tranchant et des moments fléchissant a l'ELS

III-1-5 : Vérification à l'ELS :

❖ Les contraintes dans le béton et l'acier :

$$\sigma_{bc} \leq 0.6 \times f_{c28} = 15MPa \quad ; \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

La fissuration est peu nuisible car la cage d'escalier est à l'intérieur du bâtiment (milieu fermé), donc aucune vérification à effectuer

➤ Appui A :

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 7.69}{100 \times 18} = 0.427$$

$$\rho = 0.427 \begin{cases} \beta_1 = 0.900 \\ K_1 = 35.25 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{22.141 \times 10^6}{0.900 \times 180 \times 769} = 177.73MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{177.73}{35.25} = 5.04MPa < 15MPa \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ Appui B :

$$\rho = \frac{100 \times A_b}{b \times d} = \frac{100 \times 3.92}{100 \times 18} = 0.218$$

$$\rho = 0.218 \begin{cases} \beta_1 = 0.925 \\ K_1 = 51.67 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times d \times A_b} = \frac{5.715 \times 10^6}{0.925 \times 180 \times 392} = 87.562MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{87.562}{51.67} = 1.70MPa < 15MPa \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ En travée :

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 7.69}{100 \times 18} = 0.427$$

$$\rho = 0.427 \begin{cases} \beta_1 = 0.900 \\ K_1 = 35.25 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{16.192 \times 10^6}{0.900 \times 180 \times 769} = 129.97MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{129.97}{35.25} = 3.69MPa < 15MPa \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ Etat limite de déformation : (Art B.6.8, 424 /BAEL 91) :

On peut se dispenser du calcul de la flèche sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{A_s}{b_0.d} < \frac{4.2}{f_e} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{480} = 0.04 < \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{Condition non vérifiée}$$

Vu que la condition n'est pas vérifiée, il est nécessaire de vérifier la flèche.

❖ Calcul de la flèche :

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

$$\begin{cases} E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 10818.85 MPa \\ I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \mu} \\ I_0 = \frac{b}{3} (v_1^3 + v_2^3) + 15A_{st} \times (v_2 - c)^2 \end{cases}$$

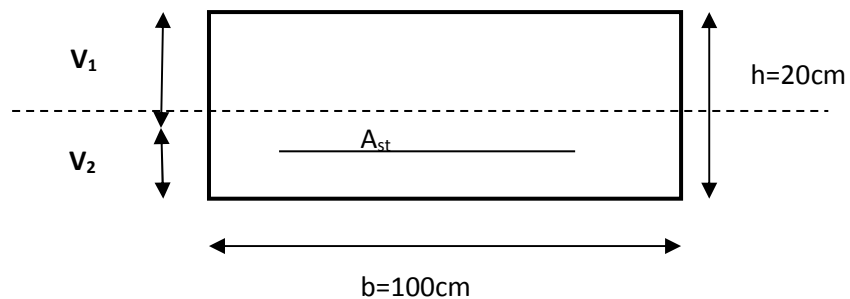


Fig III-1-5 : Lasection de la paillasse

➤ Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + n \times A = b \times h + 15A$$

$$B_0 = 100 \times 20 + 15 \times 7.69 = 2115.35 \text{cm}^2$$

$$B_0 = 2115.35 \text{cm}^2$$

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

$$S_{xx} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d$$

$$S_{xx} = \frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 7.69 \times 18$$

$$S_{xx} = 22076.3 \text{ cm}^3$$

➤ **Position du centre de gravité :**

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{22076.3}{2115.35}$$

$$V_1 = 10.44 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10.44$$

$$V_2 = 9.56 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport au CDG :**

$$I_0 = \frac{b}{3} (v_1^3 + v_2^3) + 15 A_{st} \times (v_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{100}{3} (10.44^3 + 9.56^3) + 15 \times 7.69 \times (9.56 - 2)^2$$

$$I_0 = 73646.53 \text{ cm}^4$$

➤ **Calcul des coefficients :**

$$\rho = \frac{A_{st}}{b \times d} = \frac{7.69}{100 \times 18}$$

$$\rho = 0.0043$$

$$\lambda_u = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\rho(2 + \frac{3 \times b_0}{b})} = \frac{0.02 \times 2.1}{0.0043 \times (2 + \frac{3 \times 100}{100})} = 1.953$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0043 \times 129.97 + 2.1}$$

$$\mu = 0.152$$

➤ **Calcul de l'inertie fictive :**

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + (\mu^2 \times \lambda_u^2)} = \frac{1.1 \times 73646.53}{1 + (0.152 \times 1.953)^2}$$

$$I_{fv} = 62467.37 \text{ cm}^4$$

➤ **Calcul de la flèche :**

$$f = \frac{M_t \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{16.192 \times 4.8^2}{10 \times 10818.86 \times 10^3 \times 62647.37 \times 10^{-8}}$$

$$f = 5.5 \times 10^{-3} m = 0.55 mm$$

$$f = 0.55 mm < \bar{f} = \frac{480}{500} = 0.96 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

Après toutes vérifications, l'escalier Etage courant sera ferrillé comme suit :

➤ **Aux Appuis:**▪ **Appui A:**

Armatures principales: 5HA14/ml avec un espacement st= 20 cm.

Armatures de répartitions : 4HA10/ml avec un espacement st= 25 cm.

▪ **Appui B:**

Armatures principales: 5HA14/ml avec un espacement st= 20 cm.

Armatures de répartitions : 4 HA10/ml avec un espacement st= 25 cm.

➤ **En travée :**

Armatures principales: 5HA14/ml avec un espacement st= 20 cm.

Armatures de répartitions : 4 HA10/ml avec un espacement st= 25 cm.

III-2 : Calcul de la charpente :

Notre bâtiment comporte deux charpentes en bois, composée de deux versants inclinés d'un angle de 21.80° pour chacune .L'étude de la charpente revient à déterminer les efforts pour chaque éléments (pannes, chevrons, liteaux) et la vérification de leur résistance aux différentes sollicitations.

III-2-1 : Détermination des charges et surcharges :➤ **Charges permanentes :**

$$G_p = G_c = \frac{0.10}{\cos 21.80^\circ} = 0.11 \text{kN/m}^2$$

$$G_t = \frac{0.40}{\cos 21.80^\circ} = 0.43 \text{kN/m}^2$$

$$G_T = 0.11 + 0.43 = 0.54 \text{kN/m}^2$$

➤ **Charge d'exploitation :**

$$Q = \frac{1}{\cos 21.40^\circ} = 1.08 \text{kN/m}^2$$

➤ **Combinaisons de charge :**

ELU :

$$q_u = 1.35 \times G + 1.50 \times Q = 1.35 \times 0.54 + 1.50 \times 1.08 = 2.35 \text{kN/m}^2$$

ELS :

$$q_s = G + Q = 0.54 + 1.08 = 1.62 \text{kN/m}^2$$

III-2-2 : Dimensionnement des différents éléments :

Nous utilisons le bois de sapin de catégorie **I** et d' après les règles **CB71**, la contrainte admissible forfaitaire dans ce bois travail en flexion déviées est **$\sigma_f = 142 \text{da/cm}^2$** .

a) Les pannes :

La panne est considérée comme une poutre simplement appuyée sur ses deux extrémités ; elle travaille en flexion déviée sous la charge q_p .

La portée des pannes est $L_p = 4.46 \text{m}$

Espacement des pannes est $e_p = 1.20 \text{m}$

$$q_{up} = P_u \times e_p = 2.35 \times 1.20 = 2.82 \text{ kN/ml}$$

$$q_{sp} = P_s \times e_p = 1.62 \times 1.20 = 1.94 \text{ kN/ml}$$

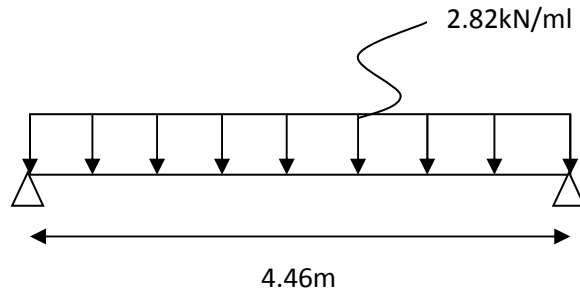


Fig III.2.1 : Schéma statique de la panne

- La projection :

$$\text{ELU} : q_{upx} = q_{up} \times \sin \alpha = 2.82 \times \sin 21.80^\circ = 1.05 \text{ kN/ml}$$

$$q_{upy} = q_{up} \times \cos \alpha = 2.82 \times \cos 21.80^\circ = 2.62 \text{ kN/ml}$$

$$\text{ELS} : q_{spx} = q_{sp} \times \sin \alpha = 1.94 \times \sin 21.80^\circ = 0.72 \text{ kN/ml}$$

$$q_{spx} = q_{sp} \times \cos \alpha = 1.94 \times \cos 21.80^\circ = 1.80 \text{ kN/ml}$$

Les pannes sont d'une section de $(15 \times 25) \text{ cm}^2$

- **Vérification de contrainte admissible de bois :**

Nous utilisons le bois du sapin de catégorie I, et d'après les règles CB71.[5] la contrainte admissible forfaitaire σ_f dans ce bois travaillant en flexion simple est **$\sigma_f = 142 \text{ daN/cm}^2$** .

On doit vérifier que : $\sigma_f = \frac{M_{fx}}{W_x} + \frac{M_{fy}}{W_y} \leq \bar{\sigma}_f$

σ_f : Contrainte dans le bois.

M_{fx} : Moment fléchissant dans le sens (x-x).

M_{fy} : Moment fléchissant dans le sens (y-y).

W_x : Module de résistance.

W_y : Module de résistance.

$\bar{\sigma}_f$: Contrainte limites admissible dans le bois.

a) Moments fléchissant :

$$M_{fx} = q_{upy} \times \frac{L_p^2}{8} = 2.62 \times \frac{4.46^2}{8} = 6.51 \text{ kN.m}$$

$$M_{fy} = q_{upx} \times \frac{L_p^2}{8} = 1.05 \times \frac{4.46^2}{8} = 2.61 \text{ kN.m}$$

b) Modules de résistance :

$$W_x = \frac{I_{xx}}{\vartheta} = \frac{\frac{b \times h^3}{12}}{\frac{h}{2}} = \frac{b \times h^2}{6} = \frac{15 \times 25^2}{6} = 1562.5 \text{ cm}^3$$

$$W_y = \frac{I_{yy}}{\vartheta} = \frac{\frac{b \times h^3}{12}}{\frac{h}{2}} = \frac{b \times h^2}{6} = \frac{25 \times 15^2}{6} = 937.5 \text{ cm}^3$$

Donc on aura :

$$\sigma_f = \frac{6.51 \times 10^4}{1562.5} + \frac{2.61 \times 10^4}{937.5} = 69.50 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_f = 69.50 < \overline{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ Vérification de la flèche :

La valeur de la flèche admissible est donnée par la formule suivante :

$$\bar{f} = \frac{L_p}{300} [\text{Art: 4.962/CB71}]$$

$$\bar{f} = \frac{446}{300} = 1.49 \text{ cm.}$$

La valeur de la flèche réelle est donnée par :

$$f = \frac{5 \times \sigma_s \times L_p^2}{48 \times E_f \times \frac{h}{2}}$$

Avec :

E_f : Module de déformation du béton.

$$E_f = 11000\sqrt{142} = 131080.13 \text{ daN/cm}^2$$

– Moment fléchissant :

$$M_{sx} = q_{spx} \times \frac{L_p^2}{8} = 1.80 \times \frac{4.46^2}{8} = 4.47kN.m$$

$$M_{sy} = q_{spx} \times \frac{L_p^2}{8} = 0.72 \times \frac{4.46^2}{8} = 1.79kN.m$$

$$\sigma_s = \frac{M_{sx}}{W_x} + \frac{M_{sy}}{W_y}$$

$$\sigma_s = \frac{4.47 \times 10^4}{1562.5} + \frac{1.79 \times 10^4}{937.5} = 47.70daN/cm^2$$

Alors :

$$f = \frac{5 \times 47.70 \times 446^2}{48 \times 131080.13 \times \frac{25}{2}} = 0.60cm$$

$f = 0.60cm < \bar{f} = 1.49$ Condition vérifiée.

La section des pannes admise est (15x25) cm².

b) Chevrons :

Le calcul se fera en flexion simple sous la charge q_c , le chevron étant considéré comme une poutre continue sur plusieurs appuis.La section des chevrons est (5.5x7.5) cm².

La portée des chevrons est $L_c=1.20m$

L'espace des chevrons est $e_c=0.50m$.

$$q_{cu} = 2.35 \times 0.5 = 1.17kN/ml$$

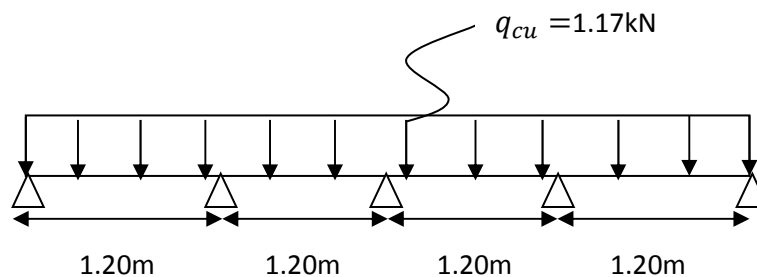


Fig III.2.2 : Schéma statique du chevron

➤ **Vérification des contraintes :**

On doit vérifier :

$$\sigma_f = \frac{M_f \times \vartheta}{W_c}$$

a) Moment de flexion :

$$M_0 = \frac{q_{uc} \times L_c^2}{8} = \frac{1.17 \times 1.20^2}{8} = 0.21 \text{ kN.m}$$

En tenant compte de la continuité des appuis :

$$\text{Moment aux appuis : } M_a = 0.8 \times M_0$$

$$\text{Moment en travée : } M_t = 0.66 \times M_0$$

$$M_a = 0.8 \times 0.21 = 0.17 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0.66 \times 0.21 = 0.14 \text{ kN.m}$$

b) Module de résistance :

$$W_c = \frac{I_c}{\vartheta} = \frac{\frac{b \times h^3}{12}}{\frac{h}{2}} = \frac{b \times h^2}{6} = \frac{5.5 \times 7.5^2}{6} = 51.56 \text{ cm}^3$$

Don on aura :

– En travée :

$$\sigma_{ft} = \frac{0.14 \times 10^4}{51.56} = 27.15 \text{ daN/cm}^2 < \overline{\sigma_f} \text{ Condition vérifiée}$$

– Aux appuis :

$$\sigma_{fa} = \frac{0.17 \times 10^4}{51.56} = 32.97 \text{ daN/cm}^2 < \overline{\sigma_f} \text{ Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification de la flèche :**

La vérification de la flèche se fait à l'ELS

$$q_{sc} = P_s \times e_c = 1.62 \times 0.5 = 0.81 \text{ kN/ml}$$

a) Moment fléchissant :

$$M_0 = \frac{q_{sc} \times L_c^2}{8} = \frac{0.81 \times 1.20^2}{8} = 0.14 \text{ kN.m}$$

$$M_a = 0.8 \times 0.14 = 0.11 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0.66 \times 0.14 = 0.09 \text{ kN.m}$$

On aura donc :

– En travée :

$$\sigma_{st} = \frac{0.09 \times 10^4}{51.56} = 17.45 \text{ daN/cm}^2$$

– Aux appuis :

$$\sigma_{sa} = \frac{0.11 \times 10^4}{51.56} = 21.33 \text{ daN/cm}^2$$

La valeur de la flèche admissible pour les pièces supportant directement les éléments de couvertures (chevrons, linteaux) est :

$$\bar{f} = \frac{L_c}{200} = \frac{120}{200} = 0.6 \text{ cm}$$

$$f = \frac{5 \times \sigma_s \times L^2}{48 \times E_f \times \frac{h}{2}}$$

Avec : $E_f = 11000 \times \sqrt{142} = 131080.13 \text{ daN/cm}^2$

En travée : $f = \frac{5 \times 17.45 \times 120^2}{48 \times 131080.13 \times \frac{7.5}{2}} = 0.05 \text{ cm} < \bar{f} = 0.6 \text{ cm}$ **Condition vérifiée.**

Aux appuis : $f = \frac{5 \times 21.33 \times 120^2}{48 \times 131080.13 \times \frac{7.5}{2}} = 0.06 \text{ cm} < \bar{f} = 0.6 \text{ cm}$ **Condition vérifiée.**

La section des chevrons (5.5x7.5)cm² est admise

c) Les linteaux :

Le calcul des linteaux se fait comme celui des pannes.

On prend une section de (3x4) cm².

La portée des chevrons : $L_l = 0.50 \text{ m}$

L'espacement des linteaux : $e_l = 0.30 \text{ m}$

ELU : $q_{ul} = p_u \times e_l = 2.35 \times 0.30 = 0.70 \text{ kN/ml}$

ELS : $q_{sl} = P_s \times e_l = 1.62 \times 0.30 = 0.49 \text{ kN/ml}$

▪ Projection :

ELU :

$$q_{ulx} = q_{ul} \times \sin 21.80^\circ = 0.26 \text{ kN/ml}$$

$$q_{uly} = q_{ul} \times \cos 21.80^\circ = \frac{0.65kN}{ml}$$

ELS :

$$q_{slx} = q_{sl} \times \sin 21.80^\circ = 0.18kN/ml$$

$$q_{sly} = q_{sl} \times \cos 21.80^\circ = 0.45kN/ml$$

➤ **Vérification de la contrainte admissible :**

On doit vérifier :

$$\sigma_f = \frac{M_{fx}}{W_x} + \frac{M_{fy}}{W_y} \leq \bar{\sigma}_f$$

a) Moments fléchissant :

$$M_{fx} = q_{uly} \times \frac{L_l^2}{8} = 0.65 \times \frac{0.5^2}{8} = 0.020kN.m$$

$$M_{fy} = q_{ulx} \times \frac{L_l^2}{8} = 0.26 \times \frac{0.5^2}{8} = 0.008kN.m$$

b) Modules de résistance :

$$W_x = \frac{I_{xx}}{\vartheta} = \frac{\frac{b \times h^3}{12}}{\frac{h}{2}} = \frac{b \times h^2}{6} = \frac{3 \times 4^2}{6} = 8cm^3$$

$$W_y = \frac{I_{yy}}{\vartheta} = \frac{\frac{b \times h^3}{12}}{\frac{h}{2}} = \frac{b \times h^2}{6} = \frac{4 \times 3^2}{6} = 6cm^3$$

Donc on aura :

$$\sigma_f = \frac{0.020 \times 10^4}{8} + \frac{0.008 \times 10^4}{6} = 38.33daN/cm^2$$

$$\sigma_f = 38.33daN/cm^2 < \bar{\sigma}_f = 142daN/cm^2 \text{ Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification de la flèche :**

La vérification de la flèche se fait à l'ELS.

La valeur de la flèche est fixée par les règles C13. 71 pour les pannes est donnée par :

$$\bar{f} = \frac{L}{200} = \frac{50}{200} = 0.25cm$$

$$f = \frac{5 \times \sigma_s \times L^2}{48 \times E_f \times \frac{h}{2}}$$

$$\text{Avec : } E_f = 11000 \times \sqrt{142} = 131080.13daN/cm^2$$

- Moments fléchissant :

$$M_{sx} = q_{slx} \times \frac{L_l^2}{8} = 0.18 \times \frac{0.5^2}{8} = 0.005kN.m$$

$$M_{sy} = q_{sly} \times \frac{L_l^2}{8} = 0.45 \times \frac{0.5^2}{8} = 0.014kN.m$$

$$\sigma_s = \frac{M_{sx}}{W_x} + \frac{M_{sy}}{W_y} = \frac{0.005 \times 10^4}{8} + \frac{0.014 \times 10^4}{6} = 29.58daN/cm^2$$

Alors :

$$f = \frac{5 \times \sigma_s \times L^2}{48 \times E_f \times \frac{h}{2}} = \frac{5 \times 29.58 \times 50^2}{48 \times 131080.13 \times 2} = 0.029cm < \bar{f} = 0.25cm \text{ Condition vérifiée}$$

La section (3x4) cm² est admise.

III-2-3 : Assemblage de la charpente :

Pour l'assemblage de notre charpente on a opté pour un assemblage avec cloue , qui est un assemblage pratique et facile à réaliser, ce type d'assemblage garantie une très bonne transmission des efforts.

Le choix du diamètre des clous est conditionne par : (Art 4,62-12 C.B/71/Juin 84)

- Epaisseur de la pièce la plus mince.
- Humidité du bois au moment de la fabrication.
- Dureté du bois en œuvre.

Le diamètre « d » des pointes doit être faible que possible et ne pas dépasser les valeurs suivantes :

	Epaisseur	Diamètre
Bois frais et tendu Pendant la mise en œuvre	$e \leq 30 \text{ mm}$	$d \leq \frac{e}{7}$
	$e > 30 \text{ mm}$	$d \leq \frac{e}{9}$
Bois sec et dur Pendant la mise en œuvre	$e \leq 30 \text{ mm}$	$d \leq \frac{e}{9}$
	$e > 30 \text{ mm}$	$d \leq \frac{e}{11}$

Sachant que la pièce la plus mince (litesaux) a une épaisseur de 4 cm est le bois mise en œuvre est un bois sec et durs alors :

$$d \leq \frac{e}{11} = \frac{40}{11} = 3.63mm$$

$$d \leq 3.36mm$$

Remarque : L'évacuation des eaux pluviales sera assurée par gouttières qui seront prévues sur les rives de bâtiment.

III-3) Planchers :

La structure comporte deux types de planchers en corps creux :

- ✓ Plancher : (16+4) cm.
- ✓ Plancher : (20+4) cm.

III-3-1) Détermination des dimensions de la section en T :

Les poutrelles travaillent comme une section en « Té », elles sont disposées suivant le sens, perpendiculaire aux poutres principales, Le plancher en corps creux est considéré comme un élément qui travaille dans une seule direction.

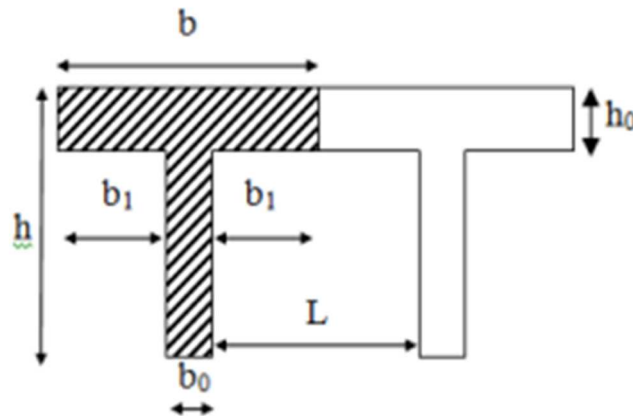


Figure III.3.1 : Coupe transversale de la poutrelle

$$b_1 \leq \frac{l - b_0}{2}$$

$$b_1 \leq \frac{l_1}{10}$$

$$b_1 \leq \frac{2}{3} \times \frac{l_1}{2}$$

Sachant que:

l: distance entre axe des poutrelles.

l₁ : portée de la plus grande travée telle que **l₁ = 5.20 m** (la travée la plus sollicitée).

b: largeur de la dalle de compression à prendre en considération dans les calculs.

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

h₀ : épaisseur de la dalle de compression (**h₀ = 4 cm**).

h: hauteur totale du plancher.

$$b_1 \leq \frac{65 - 12}{2} = 26.50cm$$

$$b_1 \leq \frac{520}{10} = 52cm$$

$$b_1 \leq \frac{2}{3} \times \frac{520}{2} = 173.33 \text{ cm}$$

$$D' \text{ où : } b = 2 \times b_1 + b_0 = 2 \times 26.50 + 12 = 65 \text{ cm}$$

III-3-2) Calcul de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 4 cm d'épaisseur armée d'un quadrillage de nuance (TS 520) dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser aux valeurs indiquées par **BAEL (Art B.6.8.423)** :

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

Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times l}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2$$

l : distance entre axe des poutrelles.

$$\text{Soit : } A_{\perp} = 5\emptyset 5 = 0.98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Avec un espacement $e_s = 20 \text{ cm}$

Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.98}{2} = 0.49 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{//} = 5\emptyset 5 = 0.98 \text{ cm}^2$$

Conclusion :

Pour le ferrailage de la dalle de compression on adaptera un treille soudé de maille (5x5x200x200) mm²

III-3-3) Calcul des poutrelles :

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément réparties, et le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

a) Avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle est considérée comme étant simplement appuyée à ces deux extrémités. Elle doit supporter son poids propre, le poids du corps et celui de l'ouvrier :

- Poids propre de la poutrelle : $G_1 = (0.04 \times 0.12) \times 25 = 0.12 \text{ KN/ml}$
- Poids du corps creux : $G_2 = 0.95 \times 0.65 = 0.62 \text{ KN/ml}$
- Surcharge de l'ouvrier : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

Charge permanente : $G = 0.74 \text{ kN/ml}$

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

1) Ferrailage à l'ELU :

Nous ferons le calcul pour la travée la plus défavorable, en considérant la fissuration non préjudiciable ($L=5.20\text{ m}$).

➤ Combinaisons de charge :

$$q_u = 1.35 \times G + 1.50 \times Q = 1.35 \times 0.74 + 1.50 \times 1 = 2.50\text{kN/ml}$$

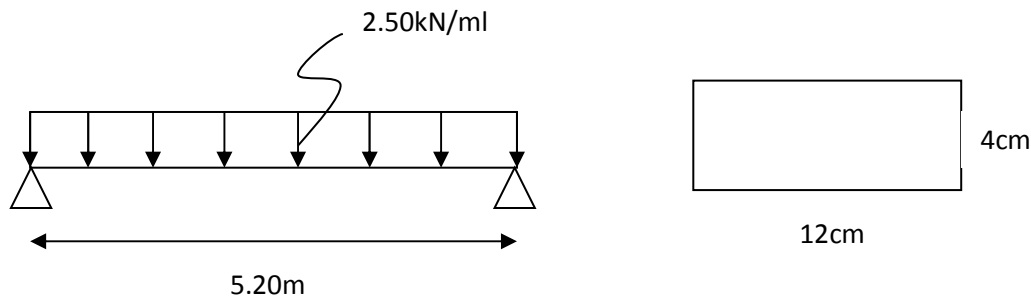


Figure III-3-2 : Schéma statique de la poutrelle.

➤ Calcul des moments en travée :

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{2.50 \times 5.20^2}{8} = 8.45\text{kN.m}$$

➤ Calcul de l'effort tranchant :

$$V_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2.50 \times 5.20}{2} = 6.50\text{kN}$$

➤ Calcul des armatures :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{8.45 \times 10^2}{12 \times 2^2 \times 1.42} = 12.40$$

$$\mu = 12.40 > \mu_l = 0.392$$

Section doublement armée (SDA)

Conclusion

Vu les faibles dimensions de la poutrelle ($12 \times 4\text{ cm}^2$); il est impossible de réaliser deux nappes d'armatures, donc il faut prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges qui lui sont appliquées et de manière à ce que les armatures comprimées ($A_{sc} = 0$) ne soient pas nécessaires.

➤ **Calcul de la distance entre étais :**

Calcul du moment limite qui correspond à une SSA :

$$\mu \leq \mu_l = 0.392$$

$$M_l = \mu_l \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

$$M_l = 0.392 \times 0.12 \times 0.02^2 \times 14.20 \times 10^3 = 0.27 \text{ kN.m}$$

$$M_l = \frac{q_u \times l_{\max}^2}{8}$$

$$l_{\max} = \sqrt{\frac{8 \times 0.27}{2.50}} = 0.93$$

On prend : $l = 0.90 \text{ m}$ **b) Après coulage de la dalle de compression :**

Après le coulage de la dalle de compression, la poutrelle étant solidaire de cette dernière, elle sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis et supportant son poids propre, le poids du corps creux et de la dalle en plus des surcharges éventuellement revenant au plancher.

1) Chargement :**Etage courant :**

$$G = G_p \times b = 5.16 \times 0.65 = 3.354 \text{ kN/ml}$$

$$Q = Q_p \times b = 1.50 \times 0.65 = 0.975 \text{ kN/ml}$$

$$q_u = 1.35 \times G + 1.50 \times Q = 1.35 \times 3.354 + 1.50 \times 0.975 = 5.990 \text{ kN/ml}$$

$$q_s = 3.354 + 0.975 = 4.329 \text{ kN/ml}$$

Terrasse accessible :

$$G = G_p \times b = 6.92 \times 0.65 = 4.498 \text{ kN/ml}$$

$$Q = Q_p \times b = 1.50 \times 0.65 = 0.975 \text{ kN/ml}$$

$$q_u = 1.35 \times G + 1.50 \times Q = 1.35 \times 4.498 + 1.50 \times 0.975 = 7.534 \text{ kN/ml}$$

$$q_s = G + Q = 4.498 + 0.975 = 5.473 \text{ kN/ml}$$

RDC :

$$G = G_p \times b = 5.72 \times 0.65 = 3.718 \text{ kN/ml}$$

$$Q = Q_p \times b = 2.5 \times 0.65 = 1.625 \text{ kN/ml}$$

$$q_u = 1.35 \times G + 1.50 \times Q = 1.35 \times 3.718 + 1.50 \times 1.625 = 7.456 \text{ kN/ml}$$

$$q_s = G + Q = 3.718 + 1.625 = 5.343 \text{ kN/ml}$$

2) Choix de la méthode de calcul :

Le calcul des efforts internes se fera à l'aide de l'une de ces trois méthodes :

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

(Article B.6.2, 210 / BAEL 91 modifié 99)

a) Méthode forfaitaire :

- **Vérification des conditions de l'application de la méthode forfaitaire :**

Tableau III-3-1 : les conditions de l'application de la méthode forfaitaire

$Q \leq \min(2G ; 5\text{kN/m}^2)$ On a $Q_{\max} = 3.25\text{kN/m}^2 \leq \min(2 \times 4.26 ; 5\text{kN}) = 5\text{kN/m}^2$	Condition vérifiée
Fissuration non préjudiciable	Condition vérifiée
Les moments d'inertie constants	Condition vérifiée
Le rapport successif des travées : $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$	Condition non vérifiée

On ne peut pas appliquer la méthode forfaitaire, donc on applique la méthode des trois moments.

Principe de la méthode des trois moments :

- ✓ **Aux appuis :**

$$M_{i-1}l_i + 2M_i(l_i + l_{i+1}) + M_{i+1}l_{i+1} = -6EI(W_i^d + W_i^g)$$

$$M_{i-1}l_i + 2M_i(l_i + l_{i+1}) + M_{i+1}l_{i+1} = -q\left(\frac{l_i^3}{4} + \frac{l_{i+1}^3}{4}\right)$$

- ✓ **En travée :**

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

$$\mu(x) = q_i \frac{l_i}{2} x - \frac{x^2}{2}$$

M(x) on prend la valeur maximale quand T(x) = 0 c'est-à-dire :

$$x = \frac{l_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q_i l_{i+1}}$$

3) Différents types des poutrelles :

Type 1 :(Plancher corps creux (20+4) cm)

Niveau (RDC) :

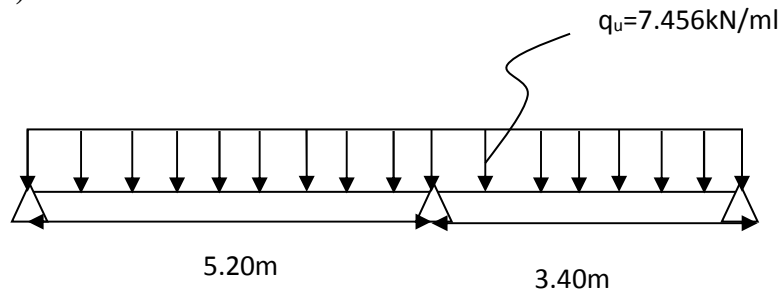


Figure III-3-3 : Schéma statique du type 1(RDC)

a) Calcul des moments fléchissant :

➤ Moments aux appuis :

Tableau III-3-2 : Moments aux appuis

Appuis	L_i (m)	L_{i+1} (m)	q_i (kN)	$M_{i-1}l_i + 2M_i(l_i + l_{i+1}) + M_{i+1}l_{i+1}$ $= -q(\frac{l_i^3}{4} + \frac{l_{i+1}^3}{4})$	M_i (kN.m)
1	0	5.20	7.456	$10.40M_1 + 5.20M_2 = -262.093$	-18.7021
2	5.20	3.40	7.456	$5.20M_1 + 17.20M_2 + 3.40M_3 = -335.355$	-12.9953
3	3.40	0	7.456	$3.40M_2 + 6.80M_3 = -73.262$	-4.2747

NB : La résolution de système d'équations s'est fait avec le logiciel **MATLAB**

Remarque :

Vu que la méthode des trois moments surestime les moments aux appuis, on diminue ces derniers de 1/3 et on utilisera les moments corrigés pour le calcul des moments en travées.

• Calcul des moments corrigés aux appuis

$$M_1 = M_1 - \frac{1}{3}M_1 = -18.7021 - \frac{1}{3}(-18.7021) = -12.468 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = M_2 - \frac{1}{3}M_2 = -12.9953 - \frac{1}{3}(-12.9953) = -8.663 \text{ kN.m}$$

$$M_3 = M_3 - \frac{1}{3}M_3 = -4.2747 - \frac{1}{3}(-4.2747) = -2.849 \text{ kN.m}$$

➤ **Moments en travées :**

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

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

M(x) on prend la valeur maximale quand T(x) = 0 c'est-à-dire :

$$x = \frac{l_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q_i l_{i+1}}$$

Tableau III-3-3 : Moments en travées

Travée	L (m)	q _u (kN/m)	M _i (kN.m)	M _{i+1} (kN.m)	X (m)	M(x)	M _t (x) (kN.m)
1-2	5.20	7.456	-12.468	-8.663	2.69	-4.947x ² +26.694x-16.545	14.670
2-3	3.40	7.456	-8.663	-2.849	1.92	-4.7x ² +19.01x-12.905	5.213

b) Calcul des efforts tranchant :

$$V(x) = -qx + q \frac{l_i}{2} + \left(\frac{M_{i+1} - M_i}{l_i}\right)$$

Tableau III-3-4 : Efforts tranchant

Travées	L(m)	q _u (kN/m)	M _i (kN.m)	M _{i+1} (kN.m)	V(x) (kN)	
					X=0	X=l
1-2	5.20	7.456	-12.468	-8.663	20.117	-18.653
2-3	3.40	7.456	-8.663	-2.849	14.385	-10.965

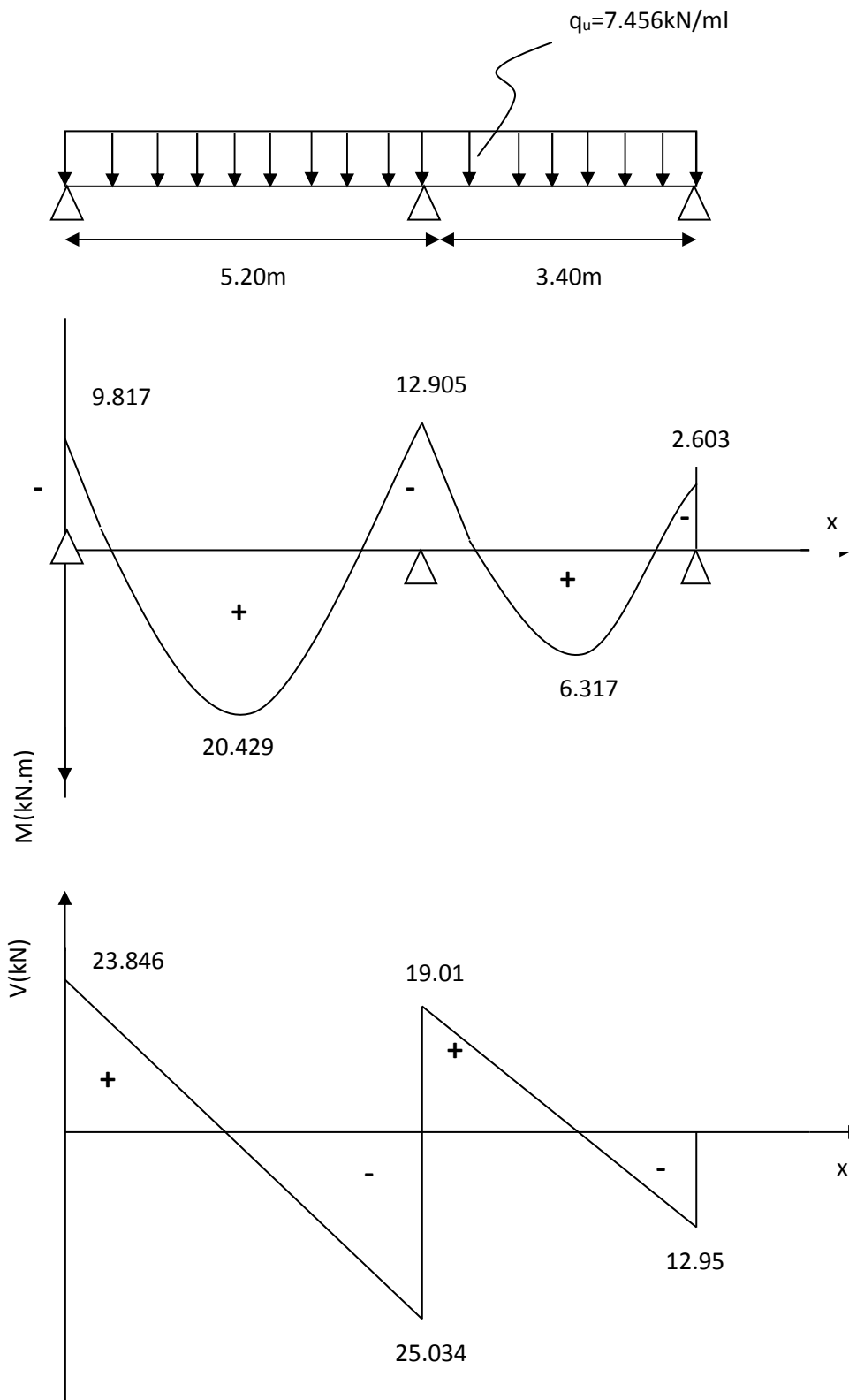


Diagramme des efforts tranchant et des moments fléchissant à l'ELU

Niveau 4.08 (terrasse accessible) :

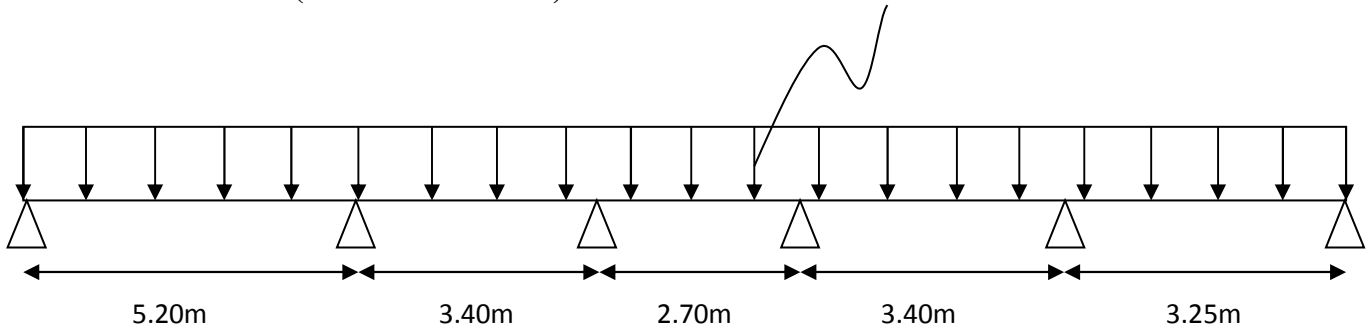


Figure III-3-4 : Schéma statique type 1 (terrasse)

a) Calcul des moments fléchissant :

➤ Moments aux appuis :

Tableau III.3.8 : Moments aux appuis

Appuis	L_i (m)	L_{i+1} (m)	q_u (kN/ml)	$M_{i-1}l_i + 2M_i(l_i + l_{i+1}) + M_{i+1}l_{i+1} = -q(\frac{l_i^3}{4} + \frac{l_{i+1}^3}{4})$	M_i (kN.m)
1	0	5.20	7.534	$10.40M_1 + 5.20M_2 = -264.837$	-18.8683
2	5.20	3.40	7.534	$5.20M_1 + 17.20M_2 + 3.40M_3 = -338.863$	-13.1935
3	3.40	2.70	7.534	$3.40M_2 + 12.20M_3 + 2.70M_4 = -111.100$	-4.0644
4	2.70	3.40	7.534	$2.70M_3 + 12.20M_4 + 3.40M_5 = -111.100$	-6.1691
5	3.40	3.25	7.534	$3.40M_4 + 13.30M_5 + 3.25M_6 = -138.679$	-7.3128
6	3.25	0	7.534	$3.25M_5 + 6.50M_6 = -64.654$	-6.2904

NB : La résolution de système d'équations s'est fait avec le logiciel MATLAB.

Remarque :

Vu que la méthode des trois moments surestime les moments aux appuis, on diminue ces derniers de 1/3 et on utilisera les moments corrigés pour le calcul des moments en travées.

• Calcul des moments corrigés aux appuis :

$$M_1 = M_1 - \frac{1}{3}M_1 = -18.8683 - \frac{1}{3}(-18.8683) = -12.578 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = M_2 - \frac{1}{3}M_2 = -13.1935 - \frac{1}{3}(-13.1935) = -8.795 \text{ kN.m}$$

$$M_3 = M_3 - \frac{1}{3}M_3 = -4.0644 - \frac{1}{3}(-4.0644) = -2.709 \text{ kN.m}$$

$$M_4 = M_4 - \frac{1}{3}M_4 = -6.1691 - \frac{1}{3}(-6.1691) = -4.112 \text{ kN.m}$$

$$M_5 = M_5 - \frac{1}{3}M_5 = -7.3128 - \frac{1}{3}(-7.3128) = -4.875 \text{ kN.m}$$

$$M_6 = M_6 - \frac{1}{3}M_6 = -6.2904 - \frac{1}{3}(-6.2904) = -4.193 \text{ kN.m}$$

➤ **Moments en travées :**

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

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

M(x) on prend la valeur maximale quand T(x) = 0 c'est-à-dire :

$$x = \frac{l_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q_i l_{i+1}}$$

Tableau III.3.6 : Moments en travées

Travée	L (m)	q _u (kN/m)	M _i (kN.m)	M _{i+1} (kN.m)	X (m)	M(x)	M _t (x) (kN.m)
1-2	5.20	7.534	-12.578	-8.795	2.69	-3.767x ² +20.315x-12.578	14.810
2-3	3.40	7.534	-8.795	-2.709	1.93	-3.767x ² +14.597x-8.795	5.345
3-4	2.70	7.534	-2.709	-4.112	1.28	-3.767x ² +9.651x-2.109	3.472
4-5	3.40	7.534	-4.112	-4.875	1.67	-3.767x ² +12.583x-4.112	6.395
5-6	3.25	7.534	-4.875	-4.193	1.65	-3.767x ² +12.452x-4.672	5.415

a) **Calcul des efforts tranchant :**

$$V(x) = -qx + q \frac{l_{i+1}}{2} + \left(\frac{M_{i+1} - M_i}{l_{i+1}}\right)$$

Tableau III.3.7: Efforts tranchant

Travées	L(m)	q _u (kN/m)	M _i (kN.m)	M _{i+1} (kN.m)	V(x) (kN)	
					X=0	X=l
1-2	5.20	7.534	-12.578	-8.795	20.315	-18.860
2-3	3.40	7.534	-8.795	-2.709	14.597	-11.017
3-4	2.70	7.534	-2.709	-4.112	9.651	-10.690
4-5	3.40	7.534	-4.112	-4.875	12.583	-13.032
5-6	3.25	7.534	-4.875	-4.193	12.452	-12.032

$q_u = 7.534 \text{ kN/ml}$

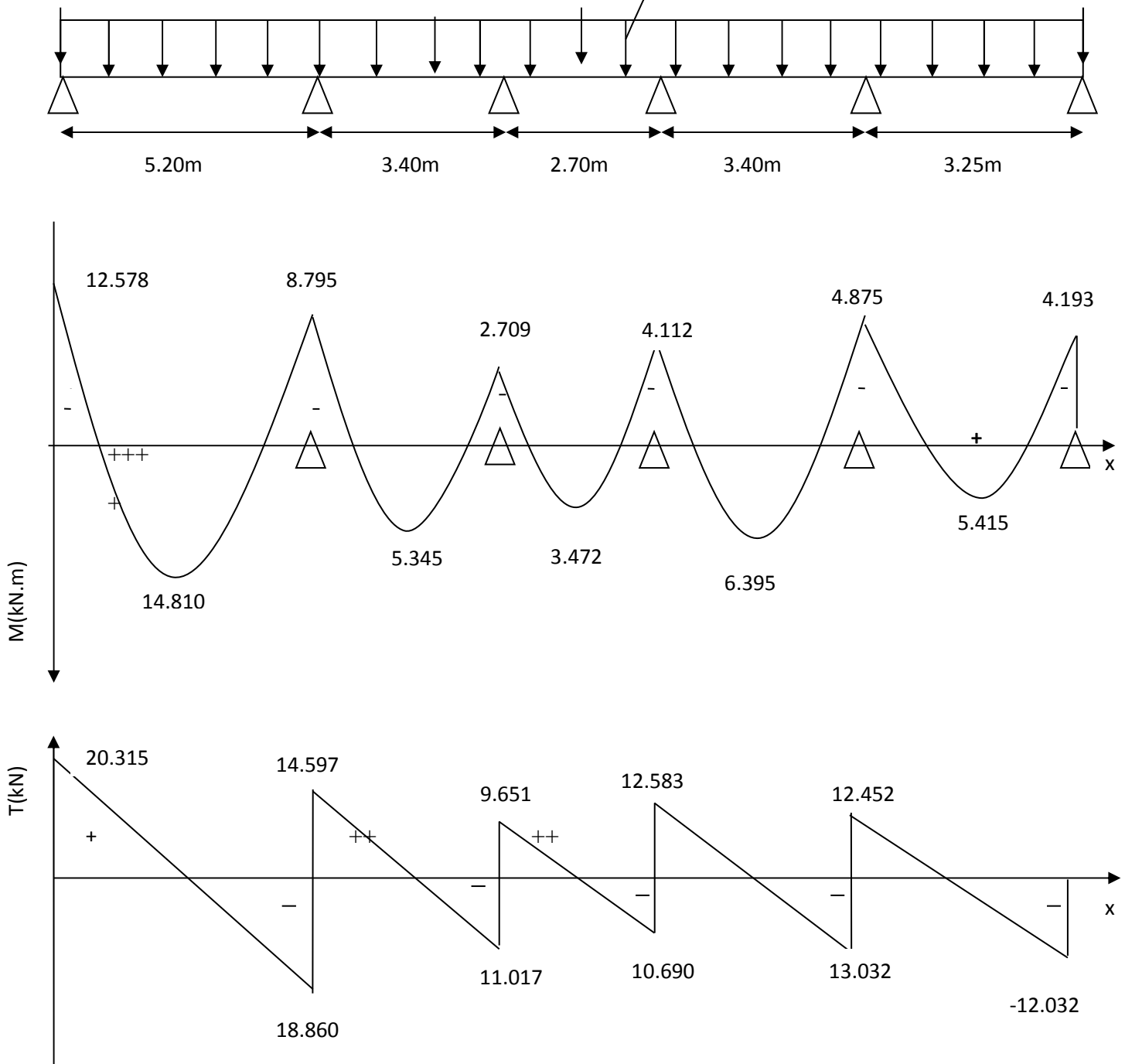


Diagramme des efforts tranchant et des moments fléchissant à l'ELU

4) Ferrailage à l'ELU :

a) Armatures longitudinales :

➤ En travées

$$M_t^{max} = 14.810 \text{ kN.m}$$

Le moment équilibré par la table e compression :

$$M_0 = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \times f_{bu}$$

$$M_0 = 0.65 \times 0.04 \times \left(0.22 - \frac{0.04}{2}\right) \times 14.20 \times 10^3$$

$$M_0 = 73.840 \text{ kN.m}$$

$M_t^{max} = 14.810 \text{ kN.m} < M_0 = 73.840 \text{ kN.m} \rightarrow$ L'axe neutre tombe dans la table de compression.

Le calcul des armatures sera identique à une section rectangulaire (bxh) cm^2 .

$$\mu_b = \frac{M_t^{max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{14.810 \times 10^3}{65 \times 22^2 \times 14.2} = 0.034$$

$\mu_b = 0.034 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow$ SSA

$\mu_b = 0.034 \quad \beta = 0.983$

$$A_{st} = \frac{M_t^{max}}{\beta \times d \left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)} = \frac{14.810 \times 10^3}{0.983 \times 22 \times 348} = 1.96 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{st} = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$

➤ Aux appuis :

$$M_a^{max} = 12.578 \text{ kN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a^{max}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{12.578 \times 10^3}{12 \times 22^2 \times 14.2} = 0.152$$

$\mu_b = 0.152 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow$ SSA

$\mu_b = 0.200 \beta = 0.917$

$$A_a = \frac{M_a^{max}}{\beta \times d \times \left(\frac{f_a}{\gamma_s}\right)} = \frac{12.578 \times 10^3}{0.917 \times 22 \times 348} = 1.79 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_a = 2\text{HA}12 = 2.26 \text{ cm}^2$

b) Armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_{max} \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{240}{35}, \frac{120}{10}, 12mm \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \{6.85mm, 12mm, 14mm\} = 6.85mm = 0.685cm$$

$$A_t = 2HA8 = 1.00 \text{ cm}^2 .$$

c) Espacement des armatures :

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

$$S_t \leq \min \{19.8cm, 40cm\}$$

$$S_t \leq 19.8cm$$

$$S_t = 15cm$$

5) Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité :

➤ En travée :

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

$$A_{min} = 0.23 \times 65 \times 22 \times \frac{2.1}{400} = 1.726cm^2$$

$$A_t = 3.39cm^2 > A_{min} = 1.726cm^2 \text{ Condition vérifiée}$$

➤ Aux appuis :

$$A_{min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 12 \times 22 \times \frac{2.1}{400} = 0.318cm^2$$

$$A_a = 2.26cm^2 > A_{min} = 0.318cm^2 \text{ Condition vérifiée}$$

b) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :

On doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$$

$$\tau_{se} = \frac{v_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum u_i}$$

$$\sum u_i = 3 \times \pi \times 12 = 113.097mm$$

$$\tau_{se} = \frac{20.315 \times 10^3}{0.9 \times 220 \times 113.097} = 0.907MPa$$

$$\overline{\tau_{se}} = \Psi \times f_{t28} = 1.50 \times 2.10 = 3.15MPa$$

$$\tau_{se} = 0.907Mpa \leq \overline{\tau_{se}} = 3.15MPa \text{ Condition vérifiée}$$

c) Longueur de scellement droit :

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \times \Psi^2 \times f_{ij} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour } \phi=12 \quad l_s = \frac{12 \times 400}{4 \times 2.835} = 423.28 \text{ mm} = 42.32 \text{ cm}$$

On prend : $l_s = 50 \text{ cm}$.

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à laquelle les barres seront ancrées alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est :

$$L_c = 0.4 \times l_s = 0.40 \times 50 = 20 \text{ cm (art A.6.1.253 BAEL 99)}.$$

d) Influence de l'effort tranchant aux niveaux des appuis :

➤ Appuis de rive :

$$\frac{2 \times Vu}{b \times 0.9 \times d} \leq \frac{0.8 f_c 28}{\gamma_b}$$

$$\frac{2 \times 20.315 \times 10^3}{120 \times 0.9 \times 220} = 1.710 \text{ MPa}$$

$$\frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33$$

$$1.710 \text{ MPa} < 13.33 \text{ MPa}$$

condition vérifiée

➤ Appuis intermédiaires : (art.A.5.1.321/BAEL 91)

Si la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l'ELU est $M_u < 0.9d \times Vu$ on doit prolonger les armatures en travées au-delà des appuis et y ancrer une section des armatures suffisante pour équilibrer un effort égal à :

$$0.9 \times d \times Vu = 0.9 \times 0.220 \times 18.860 = 3.734 \text{ kN.m}$$

$$8.663 \text{ kN.m} > 3.734 \text{ kN.m}$$

Alors les armatures calculées sont suffisantes.

Section minimale d'armatures inférieures sur appui : (art.A5.1.313.BAEL 91)

$$A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times v_u$$

$$\frac{1.15}{400} \times 20.315 = 0.058 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3.39 \text{ cm}^2 > 0.058 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée.}$$

Contrainteminimale de compression sur appui : (A .5.1.322.BAEL91)

$$\sigma_{mb} = \frac{V_u}{b_0 \times 0.9 \times d} \leq \frac{1.3f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\frac{20.315 \times 10^3}{120 \times 0.9 \times 220} = 0.855\text{MPa}$$

$$\frac{1.3 \times 25}{1.5} = 21.66\text{MPa}$$

0.855MPa < 21.66 MPa Condition vérifiée.

2) Vérification à l'ELS :

1) Calcul des efforts internes à l'ELS :

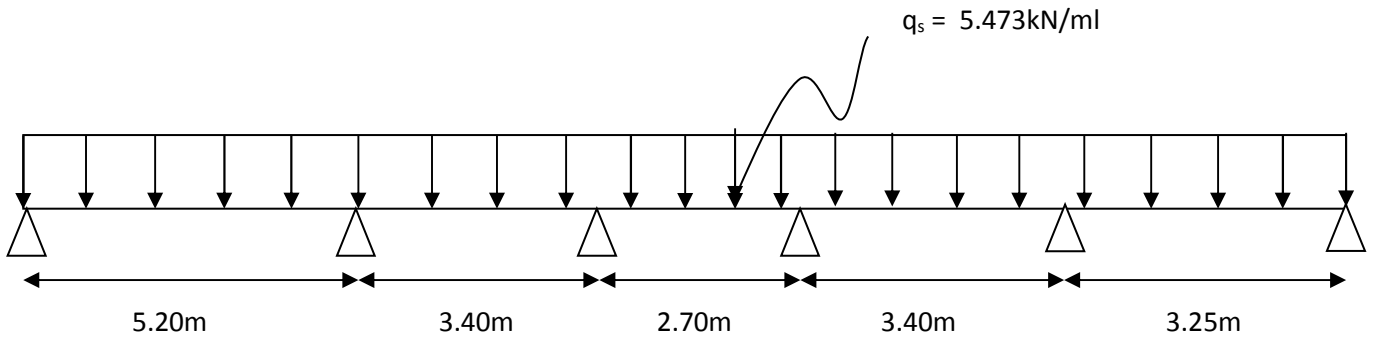


Figure III-3-5 : Schéma statique de la poutrelle type 1 (terrasse).

a) Calcul des moments fléchissant :

➤ Moments aux appuis :

Tableau III-3-8 : Moments aux appuis

Appuis	$L_i(m)$	$L_{i+1}(m)$	q_u (kN/ml)	$M_{i-1}l_i + 2M_i(l_i + l_{i+1}) + M_{i+1}l_{i+1} = -q(\frac{l_i^3}{4} + \frac{l_{i+1}^3}{4})$	M_i (kN.m)
1	0	5.20	5.473	$10.40M_1 + 5.20M_2 = -192.386$	-13.9271
2	5.20	3.40	5.473	$5.20M_1 + 17.20M_2 + 3.40M_3 = -246.163$	-9.1431
3	3.40	2.70	5.473	$3.40M_2 + 12.20M_3 + 2.70M_4 = -80.707$	-3.0824
4	2.70	3.40	5.473	$2.70M_3 + 12.20M_4 + 3.40M_5 = -80.707$	-4.4502
5	3.40	3.25	5.473	$3.40M_4 + 13.30M_5 + 3.25M_6 = -100.741$	-5.3214
6	3.25	0	5.473	$3.25M_5 + 6.50M_6 = -46.964$	-4.5650

NB : La résolution de système d'équations s'est fait avec le logiciel MATLAB.

Remarque :

Vu que la méthode des trois moments surestime les moments aux appuis, on diminue ces derniers de 1/3 et on utilisera les moments corrigés pour le calcul des moments en travées.

- Calcul des moments corrigés aux appuis :

$$M_1 = M_1 - \frac{1}{3} M_1 = -13.9271 - \frac{1}{3} (-13.9271) = -9.284 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = M_2 - \frac{1}{3} M_2 = -9.1431 - \frac{1}{3} (-9.1431) = -6.095 \text{ kN.m}$$

$$M_3 = M_3 - \frac{1}{3} M_3 = -3.0824 - \frac{1}{3} (-3.0824) = -2.054 \text{ kN.m}$$

$$M_4 = M_4 - \frac{1}{3} M_4 = -4.4502 - \frac{1}{3} (-4.4502) = -2.966 \text{ kN.m}$$

$$M_5 = M_5 - \frac{1}{3} M_5 = -5.3214 - \frac{1}{3} (-5.3214) = -3.547 \text{ kN.m}$$

$$M_6 = M_6 - \frac{1}{3} M_6 = -4.5650 - \frac{1}{3} (-4.5650) = -3.043 \text{ kN.m}$$

➤ Moments en travées :

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

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

M(x) on prend la valeur maximale quand T(x) = 0 c'est-à-dire :

$$x = \frac{l_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q_i l_{i+1}}$$

Tableau III-3-9 : Moments en travées

Travée	L (m)	q _s (kN/m)	M _i (kN.m)	M _{i+1} (kN.m)	X (m)	M(x)	M _t (x) (kN.m)
1-2	5.20	5.473	-9.284	-6.095	2.71	-2.736x ² +14.843x-9.284	10.84
2-3	3.40	5.473	-6.095	-2.054	1.91	-2.736x ² +10.492x-6.095	3.963
3-4	2.70	5.473	-2.054	-2.966	1.28	-2.736x ² +7.050x-2.054	2.480
4-5	3.40	5.473	-2.966	-3.547	1.67	-2.736x ² +9.133x-2.966	4.655
5-6	3.25	5.473	-3.547	-3.043	1.65	-3.767x ² +12.452x-4.672	3.933

c) Calcul des efforts tranchant :

$$V(x) = -qx + q \frac{l_{i+1}}{2} + \left(\frac{M_{i+1} - M_i}{l_{i+1}}\right)$$

Tableau III-3-10 : Efforts tranchant

Travées	L(m)	q _u (kN/m)	M _i (kN.m)	M _{i+1} (kN.m)	V(x) (kN)	
					X=0	X=l
1-2	5.20	7.534	-12.578	-8.795	20.315	-18.860
2-3	3.40	7.534	-8.795	-2.709	14.597	-11.017
3-4	2.70	7.534	-2.709	-4.112	9.651	-10.690
4-5	3.40	7.534	-4.112	-4.875	12.583	-13.032
5-6	3.25	7.534	-4.875	-4.193	12.452	-12.032

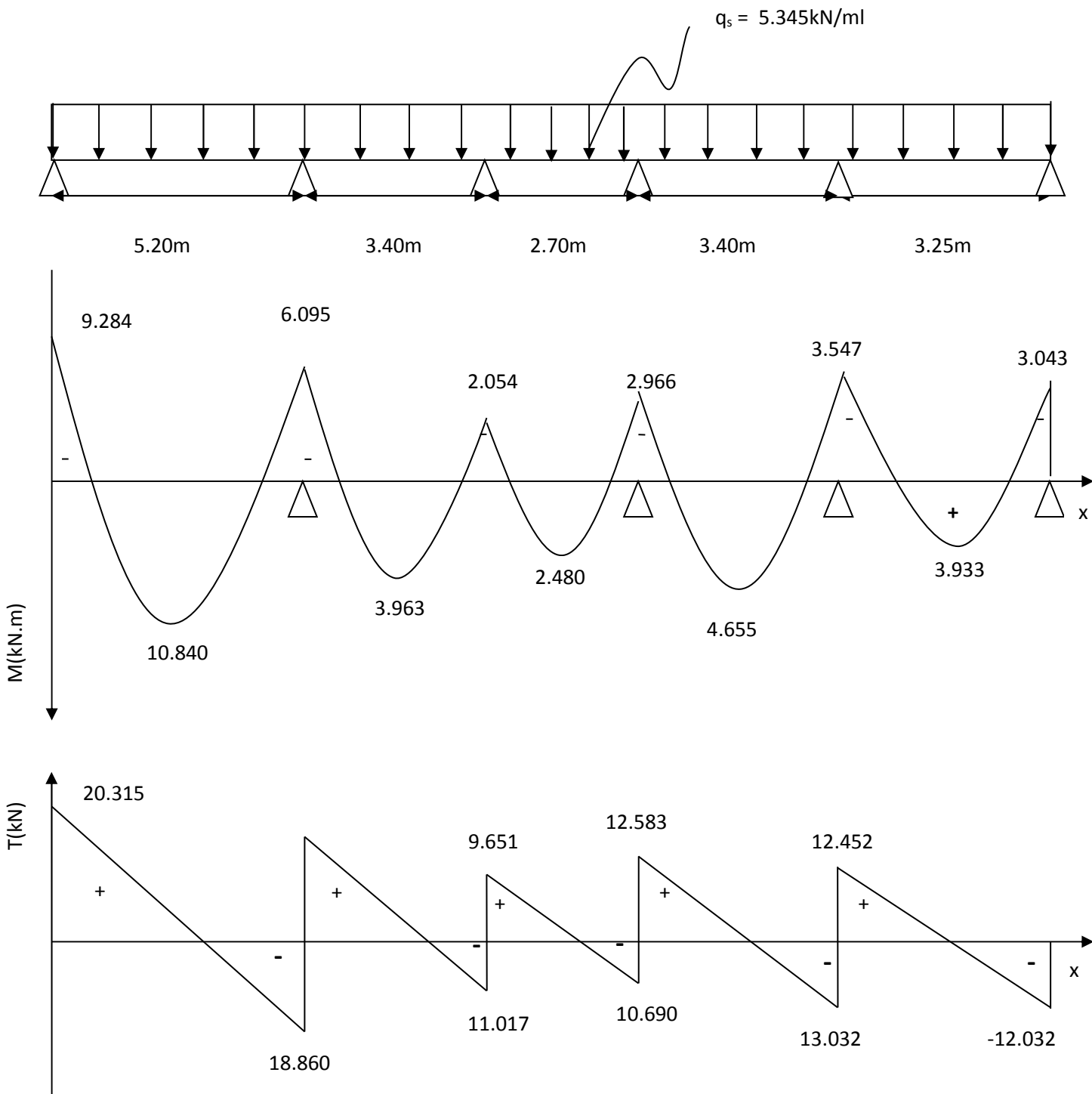


Diagramme des efforts tranchant et des moments fléchissant à l'ELS

- **État limite d'ouverture des fissures :**

Les fissurations étant peu préjudiciables \Rightarrow Aucune vérification n'est à effectuer.

1) Vérification des contraintes de compression dans le béton :

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.60f_{c28} = 0.60 \times 25 = 15MPa$

a) **En travée :** la section à l'ELU est $A_{st} = 3HA12 = 3.39cm^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 3.39}{12 \times 22} = 1.284$$

$$\rho_1 = 1.284 \begin{cases} \beta_1 = 0.847 \\ k_1 = 17.68 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t^s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{10.84 \times 10^3}{0.847 \times 22 \times 3.39} = 171.60MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k} = \frac{171.60}{17.68} = 9.706MPa < \overline{\sigma_{bc}} \text{ Condition vérifiée}$$

b) **Aux appuis :** la section à l'ELU est $A_{st} = 2HA12 = 2.26cm^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2.26}{12 \times 22} = 0.856$$

$$\rho_1 = 0.856 \begin{cases} \beta_1 = 0.869 \\ k_1 = 23.17 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a^s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{9.284 \times 10^3}{0.869 \times 22 \times 2.26} = 214.874MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k} = \frac{214.874}{23.17} = 9.273MPa < \overline{\sigma_{bc}} \text{ Condition vérifiée}$$

- **Etat limite de déformation:** (Art B.6.5.1/BAEL91)

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées:

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$ h : hauteur de la section est égale à 24 cm.
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_{st}}{10 M_0}$ L : portée libre est égale à 520 cm.
- $\frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$ A : section des armatures tendues.

M_{st} : moment fléchissant max en travée.

• **Calcul de la flèche :**

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f} \quad \text{Avec} \quad \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{5200}{500} = 10.4mm$$

Avec :

\bar{f} : La flèche admissible

E_v : Module de déformation différé

$$E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10819 \text{ MPa}$$

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

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

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

Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + n A = b_0 \times h + (b - b_0) h_0 + 15A_s$$

$$B_0 = 12 \times 24 + (65 - 12) \cdot 4 + 15 \times 3.39$$

$$B_0 = 550.85 \text{ cm}^2 .$$

Calcul de V_1 et V_2 :

Moment statique de section homogénéisée par rapport à xx :

$$S_{/xx} = \frac{b_0 \times h^2}{2} + (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15 \times A_s \times d$$

$$S_{/xx} = \frac{12 \times 24^2}{2} + (65 - 12) \times \frac{4^2}{2} + 15 \times 3.39 \times 22$$

$$v_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{4998.70}{550.85} = 9.075$$

$$V_2 = h - V_1 = 24 - 9.075 = 14.925$$

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

$$I_0 = \frac{12}{3} (9.075^3 + 14.925^3) + (65 - 12) \times 4 \times \left[\frac{4^2}{12} + (9.075 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 \times 3.39 \times (14.925 - 2)^2$$

$$I_0 = 35777.177 \text{ cm}^4$$

Calcul des coefficients : (λ_v, μ, I_{fv})

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{3.39}{12 \times 22} = 0,012$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \times b_0}{b}\right) \times \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) \times 0.012} = 1.370$$

$$\mu = \max\left\{1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}}; 0\right\} = \max\{0.70; 0\}$$

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

$$I_{fv} = 20089.27 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{M_t^s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f}$$

$$f = 0.96 \text{ mm} > \bar{f} = 10.4 \text{ mm} \text{ Condition vérifiée}$$

Type 2 : Plancher corps creux (16+4) cm

Etage courant :

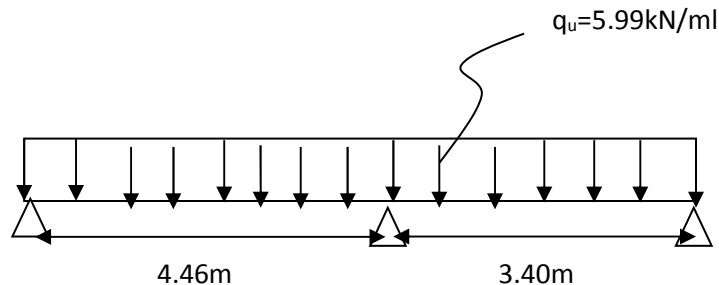


Figure III-3-6 : Schéma statique type 2 (étage courant)

Moments fléchissant :

➤ Aux appuis

Tableau III-3-11 : Moments aux appuis

Appuis	L_i (m)	L_{i+1} (m)	q_i (kN)	$M_{i-1}l_i + 2M_i(l_i + l_{i+1}) + M_{i+1}l_{i+1}$ $= -q\left(\frac{l_i^3}{4} + \frac{l_{i+1}^3}{4}\right)$	M_i (kN.m)
1	0	4.46	5.99	$8.92M_1 + 4.46M_2 = -132.853$	-10.8287
2	4.46	3.40	5.99	$4.46M_1 + 15.72M_2 + 3.40M_3 = -191.710$	-8.1302
3	3.40	0	5.99	$3.40M_2 + 6.80M_3 = -58.857$	-4.5903

NB : La résolution de système d'équations s'est fait avec le logiciel **MATLAB**

Remarque :

Vu que la méthode des trois moments surestime les moments aux appuis, on diminue ces derniers de 1/3 et on utilisera les moments corrigés pour le calcul des moments en travées.

➤ **Calcul des moments corrigés aux appuis**

$$M_1 = M_1 - \frac{1}{3} M_1 = -10.8287 - \frac{1}{3} (-10.8287) = -7.219 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = M_2 - \frac{1}{3} M_2 = -8.1302 - \frac{1}{3} (-8.1302) = -5.420 \text{ kN.m}$$

$$M_3 = M_3 - \frac{1}{3} M_3 = -4.5903 - \frac{1}{3} (-4.5903) = -3.060 \text{ kN.m}$$

➤ **Moments en travées :**

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

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

M(x) on prend la valeur maximale quand T(x) = 0 c'est-à-dire :

$$x = \frac{l_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q_i l_{i+1}}$$

Tableau III-3-12 : Moments en travée.

Travée	L (m)	qu (kN/m)	M _i (kN.m)	M _{i+1} (kN.m)	X (m)	M(x)	M _t (x) (kN.m)
1-2	4.46	5.99	-7.219	-5.420	2.54	-2.995x ² +13.76x-7.219	8.58
2-3	3.40	5.99	-5.420	-3.060	1.81	-4.7x ² +19.01x-12.905	4.44

1) Calcul des efforts tranchant :

$$V(x) = -qx + q \frac{l_{i+1}}{2} + \left(\frac{M_{i+1} - M_i}{l_{i+1}}\right)$$

Tableau III-3-13 : Effort tranchant.

Travées	L(m)	qu(kN/m)	M _i (kN.m)	M _{i+1} (kN.m)	V(x) (kN)	
					X=0	X=l
1-2	4.46	5.99	-7.219	-5.420	13.76	-12.95
2-3	3.40	5.99	-5.420	-3.060	10.87	-9.48

$q_u=5.99\text{kN/ml}$

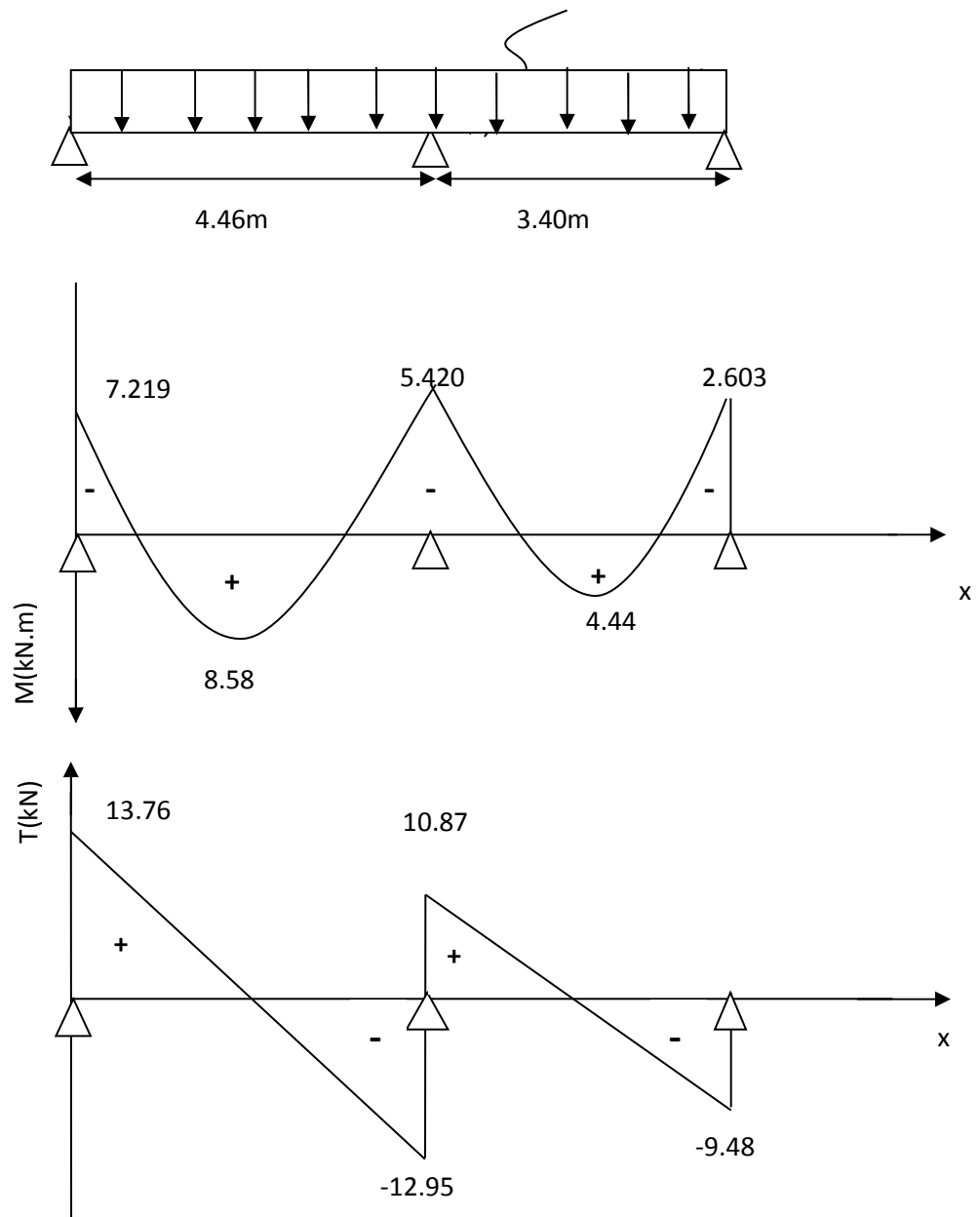


Diagramme des efforts tranchant et des moments fléchissant à l'ELU

6) Ferrailage à l'ELU :

d) Armatures longitudinales :

➤ En travées

$$M_t^{max} = 8.58 \text{ kN.m}$$

Le moment équilibré par la table e compression :

$$M_0 = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \times f_{bu}$$

$$M_0 = 0.65 \times 0.04 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2}\right) \times 14.20 \times 10^3$$

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

$M_t^{max} = 8.58 \text{ kN.m} < M_0 = 59.07 \text{ kN.m} \rightarrow$ L'axe neutre tombe dans la table de compression.

Le calcul des armatures sera identique à une section rectangulaire (bxh) cm².

$$\mu_b = \frac{M_t^{max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{8.58 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.028$$

$\mu_b = 0.034 < \mu_l = 0.392$ **SSA** →

$\mu_b = 0.028 \beta = 0.986$

$$A_{st} = \frac{M_t^{max}}{\beta \times d \left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)} = \frac{8.58 \times 10^3}{0.983 \times 18 \times 348} = 1.96 \text{ cm}^2$$

Soit : **A_{st} = 3HA12 = 3.39 cm²**

➤ Aux appuis :

$$M_a^{max} = 7.219 \text{ kN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a^{max}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{7.219 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14.2} = 0.130$$

$\mu_b = 0.130 < \mu_l = 0.392$ → **SSA**

$\mu_b = 0.130 \beta = 0.930$

$$A_a = \frac{M_a^{max}}{\beta \times d \times \left(\frac{f_a}{\gamma_s}\right)} = \frac{7.219 \times 10^3}{0.917 \times 18 \times 348} = 1.23 \text{ cm}^2$$

Soit : **A_a = 2HA10 = 1.57 cm²**

e) Armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_{max} \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{200}{35}, \frac{120}{10}, 12mm \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \{5.71mm, 12mm, 14mm\} = 5.71mm = 0.571m$$

$$A_t = 2HA8 = 1.00 \text{ cm}^2.$$

f) **Espacement des armatures :**

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

$$S_t \leq \min \{16.2cm, 40cm\}$$

$$S_t \leq 16.2cm$$

$$S_t = 15cm$$

7) **Vérification à l'ELU :**

e) **Condition de non fragilité :**

➤ **En travée :**

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

$$A_{min} = 0.23 \times 65 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 1.412cm^2$$

$$A_t = 3.39cm^2 > A_{min} = 1.412cm^2 \text{ Condition vérifiée}$$

➤ **Aux appuis :**

$$A_{min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.260cm^2$$

$$A_a = 1.57cm^2 > A_{min} = 0.260cm^2 \text{ Condition vérifiée}$$

f) **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\tau_{se} = \frac{v_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum u_i}$$

$$\sum u_i = 3 \times \pi \times 12 = 113.09mm$$

$$\tau_{se} = \frac{13.76 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 113.09} = 0.751MPa$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi \times f_{t28} = 1.50 \times 2.10 = 3.15MPa$$

$$\tau_{se} = 0.751MPa \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15MPa \text{ Condition vérifiée}$$

g) **Longueur de scellement droit :**

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \times \Psi^2 \times f_{ij} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour } \phi = 12 l_s = \frac{12 \times 400}{4 \times 2.835} = 423.28 \text{ mm} = 42.32 \text{ cm}$$

On prend : $l_s = 50 \text{ cm}$.

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à laquelle les barres seront ancrées alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est :

$$L_c = 0.4 \times l_s = 0.40 \times 50 = 20 \text{ cm (art A.6.1.253 BAEL 99)}.$$

h) **Influence de l'effort tranchant aux niveaux des appuis :**

➤ **Appuis de rive :**

$$\frac{2 \times V_u}{b \times 0.9 \times d} \leq \frac{0.8 f_c}{\gamma_b}$$

$$\frac{2 \times 13.76 \times 10^3}{120 \times 0.9 \times 180} = 1.415 \text{ MPa}$$

$$\frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33$$

$$1.415 \text{ MPa} < 13.33 \text{ MPa}$$

condition vérifiée

➤ **Appuis intermédiaires : (art.A.5.1.321/BAEL 91)**

Si la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l'ELU est $M_u < 0.9d \times V_u$ on doit prolonger les armatures en travées au-delà des appuis et y ancrer une section des armatures suffisante pour équilibrer un effort égal à :

$$0.9 \times d \times V_u = 0.9 \times 0.180 \times 12.950 = 2.097 \text{ kN.m}$$

$$7.212 \text{ kN.m} > 2.097 \text{ kN.m}$$

Alors les armatures calculées sont suffisantes.

Section minimale d'armatures inférieures sur appui : (art.A5.1.313.BAEL 91)

$$A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times v_u$$

$$\frac{1.15}{400} \times 13.76 = 0.039 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3.39 \text{ cm}^2 > 0.058 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

Contrainte minimale de compression sur appui : (A .5.1.322.BAEL91)

$$\sigma_{mb} = \frac{V_u}{b_0 \times 0.9 \times d} \leq \frac{1.3f_{c28}}{\gamma_b}$$

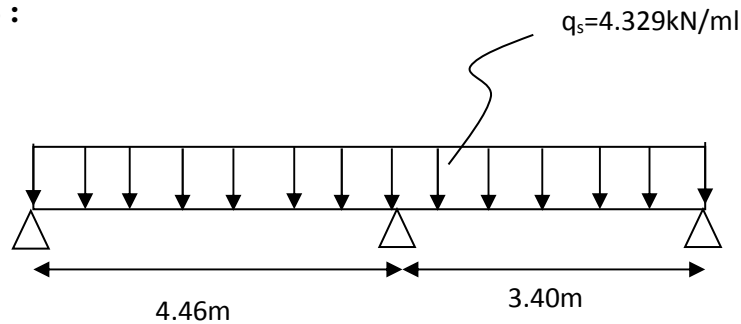
$$\frac{13.76 \times 10^3}{120 \times 0.9 \times 180} = 0.707\text{MPa}$$

$$\frac{1.3 \times 25}{1.5} = 21.66\text{MPa}$$

0.707MPa < 21.66 MPa

Condition vérifiée.

Calcul a l'ELS :



Les moments fléchissant :

➤ Aux appuis :

Tableau III-3-14 : Moments aux appuis.

Appuis	L_i (m)	L_{i+1} (m)	q_s (kN)	$M_{i-1}l_i + 2M_i(l_i + l_{i+1}) + M_{i+1}l_{i+1}$ $= -q(\frac{l_i^3}{4} + \frac{l_{i+1}^3}{4})$	M_i (kN.m)
1	0	4.46	4.329	$8.92M_1 + 4.46M_2 = -96.013$	-7.8259
2	4.46	3.40	4.329	$4.46M_1 + 15.72M_2 + 3.40M_3 = -138.549$	-5.8757
3	3.40	0	4.329	$3.40M_2 + 6.80M_3 = -42.536$	-3.3174

NB : La résolution de système d'équations s'est fait avec le logiciel **MATLAB**

Remarque :

Vu que la méthode des trois moments surestime les moments aux appuis, on diminue ces derniers de 1/3 et on utilisera les moments corrigés pour le calcul des moments en travées.

➤ **Calcul des moments corrigés aux appuis**

$$M_1 = M_1 - \frac{1}{3}M_1 = -7.8259 - \frac{1}{3}(-7.8259) = -5.217\text{kN.m}$$

$$M_2 = M_2 - \frac{1}{3}M_2 = -5.8757 - \frac{1}{3}(-5.8757) = -3.917\text{kN.m}$$

$$M_3 = M_3 - \frac{1}{3}M_3 = -3.3174 - \frac{1}{3}(-3.3174) = -2.211 \text{ kN.m}$$

➤ **Moments en travées :**

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

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

M(x) on prend la valeur maximale quand T(x) = 0 c'est-à-dire :

$$x = \frac{l_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q_i l_{i+1}}$$

Tableau III-3-15 : Moments en travée.

Travée	L (m)	q _s (kN/m)	M _i (kN.m)	M _{i+1} (kN.m)	X (m)	M(x)	M _i (x) (kN.m)
1-2	4.46	4.329	-5.217	-3.917	2.53	-2.164x ² +9.945x-5.217	6.09
2-3	3.40	4.329	-3.917	-2.211	1.81	-2.164x ² +7.86x-3.917	3.22

1) **Calcul des efforts tranchant :**

$$V(x) = -qx + q \frac{l_{i+1}}{2} + \left(\frac{M_{i+1} - M_i}{l_{i+1}}\right)$$

Tableau III-3-16 : Effort tranchant.

Travées	L(m)	q _u (kN/m)	M _i (kN.m)	M _{i+1} (kN.m)	V(x) (kN)	
					X=0	X=l
1-2	4.46	4.329	-5.214	-3.914	9.94	-9.36
2-3	3.40	4.329	-3.914	-2.211	7.86	-6.85

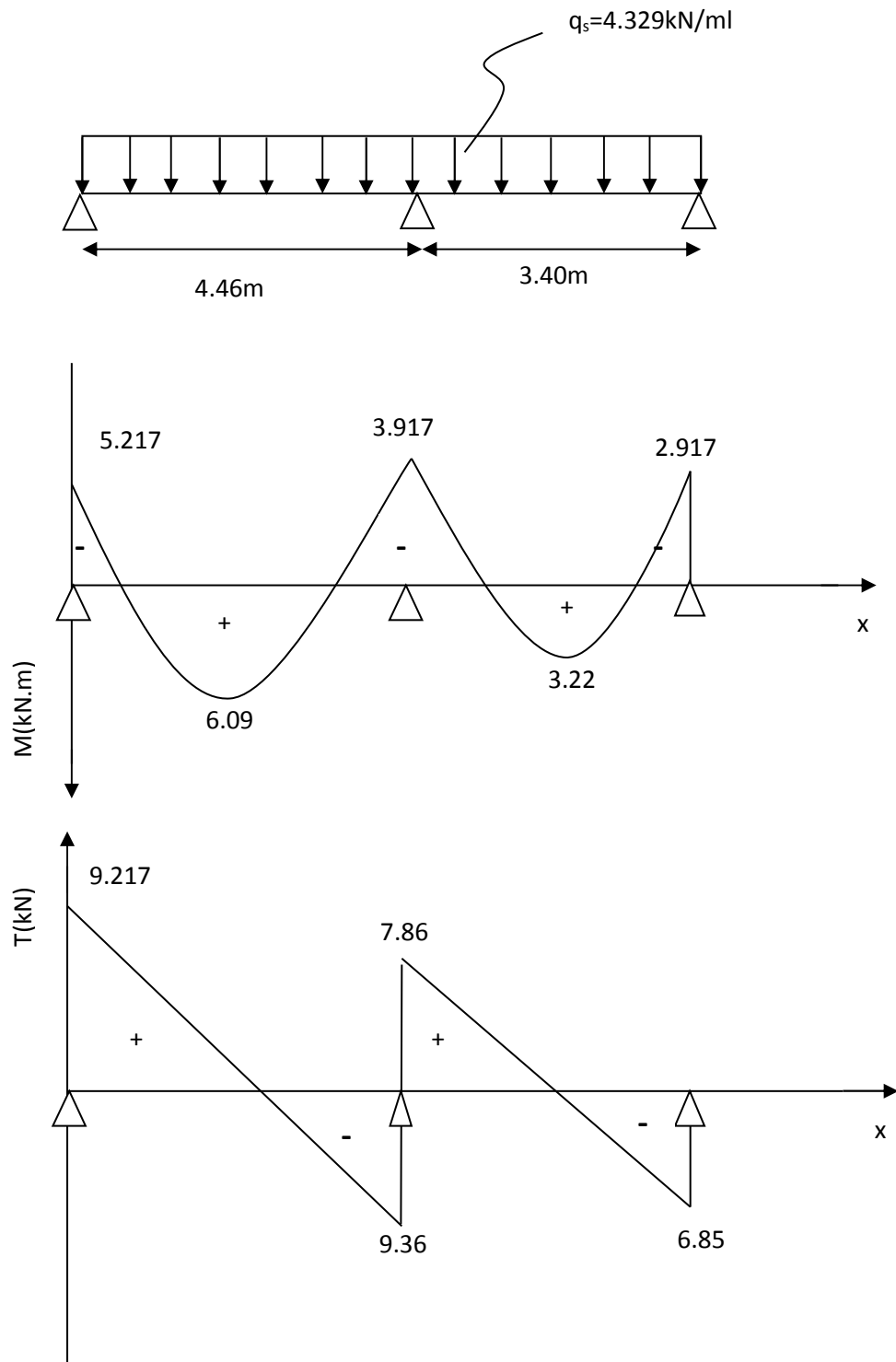


Diagramme des efforts tranchant et des moments fléchissant à l'ELS

- **État limite d'ouverture des fissures :**

Les fissurations étant peu préjudiciables \Rightarrow Aucune vérification n'est à effectuer.

2) Vérification des contraintes de compression dans le béton :

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.60f_{c28} = 0.60 \times 25 = 15MPa$

c) **En travée :** la section à l'ELU est $A_{st} = 3HA12 = 3.39cm^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 3.39}{12 \times 18} = 1.56$$

$$\rho_1 = 1.56 \begin{cases} \beta_1 = 0.837 \\ k_1 = 15.67 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t^s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{6.09 \times 10^3}{0.837 \times 18 \times 3.39} = 119.23MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k} = \frac{119.23}{15.67} = 7.609MPa < \overline{\sigma_{bc}} \text{ Condition vérifiée}$$

d) **Aux appuis :** la section à l'ELU est $A_{st} = 2HA10 = 1.57cm^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1.57}{12 \times 18} = 0.726$$

$$\rho_1 = 0.726 \begin{cases} \beta_1 = 0.876 \\ k_1 = 25.65 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a^s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{5.217 \times 10^3}{0.869 \times 18 \times 1.57} = 212.436MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k} = \frac{212.436}{25.65} = 8.282MPa < \overline{\sigma_{bc}} \text{ Condition vérifiée}$$

- **Etat limite de déformation:** (Art B.6.5.1/BAEL91)

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées:

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$ h : hauteur de la section est égale à 20 cm.
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_{st}}{10 M_0}$ L : portée libre est égale à 446 cm.
- $\frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$ A : section des armatures tendues.

M_{st} : moment fléchissant max en travée.

- **Calcul de la flèche :**

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f}$$

$$\text{Avec } \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{446}{500} = 0.89$$

\bar{f} : La flèche admissible

E_v : Module de déformation différé

$$E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10819 \text{ MPa}$$

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

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

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

Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + n A = b_0 \times h + (b - b_0) h_0 + 15 A_s$$

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \cdot 4 + 15 \times 3.39$$

$$B_0 = 502.85 \text{ cm}^2.$$

Calcul de V_1 et V_2 :

Moment statique de section homogénéisée par rapport à xx :

$$S_{/xx} = \frac{b_0 \times h^2}{2} + (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15 \times A_s \times d$$

$$S_{/xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \times \frac{4^2}{2} + 15 \times 3.39 \times 18 = 3739.3$$

$$v_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{3739.3}{502.85} = 7.44$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7.44 = 12.56$$

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

$$I_0 = \frac{12}{3} (7.44^3 + 12.56^3) + (65 - 12) \times 4 \times \left[\frac{4^2}{12} + (7.44 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 \times 3.39 \times (12.56 - 2)^2$$

$$I_0 = 21799.840 \text{ cm}^4$$

Calcul des coefficients : (λ_v , μ , I_{fv})

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{3.39}{12 \times 18} = 0,016$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \times b_0}{b}\right) \times \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) \times 0.016} = 1.02$$

$$\mu = \max\left\{1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}}; 0\right\} = \max\{0.62; 0\}$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \mu \times \lambda_v}$$

$$I_{fv} = 14689.91 \text{ cm}^4$$

$$f = 0.76 \text{ cm} < \bar{f} = 0.89 \text{ cm} \text{ Condition vérifiée}$$

IV-1) Introduction :

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement est souvent complexe et demande un calcul très fastidieux, donc le calcul manuel est peu fiable. Pour cela l'utilisation de l'outil informatique est devenu indispensable afin d'avoir des résultats proches des résultats réels dans des délais réduits.

Plusieurs programmes de calcul automatiques sont faits afin de formuler le problème de calcul des structures et ils sont basés sur la méthode des éléments finis (MEF), permettant le calcul automatique de diverses structures, on dispose de nombreux programmes permettant l'étude statique et dynamique des structures dont ETABS, ROBOT, SAP...etc. Pour notre étude nous avons utilisé ETABS.

Pour notre étude nous avons utilisé *ETABS Version 9.7.1*

IV-2) Description du logiciel ETABS :

ETABS (EXTENDED THREE DIMENSIONS ANALYSIS OF BUILDING SYSTEMS) est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique. Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (*Euro code, UBC, ACI...etc.*). En plus de sa spécificité pour le calcul des bâtiments, *ETABS* offre un avantage certain par rapport aux autres codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une descente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (*AUTOCAD, SAP2000 et SAFE*).

IV-3) Etapes de Modélisation :

L'ETABS se trouve sur plusieurs versions, dans notre travail, on utilisera la version 9.6.0 dont les Principales étapes sont les suivantes :

- ✓ Introduction de la géométrie de la structure à modéliser ;
- ✓ Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton ;
- ✓ Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles, dalles,...)
- ✓ Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA 99/version2003
- ✓ Définition des charges et surcharges (G et Q) ;
- ✓ Définition du séisme ;
- ✓ Introduction des combinaisons d'actions ;
- ✓ Affectation des masses sismiques et inerties massiques ;
- ✓ Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes) ;
- ✓ Exécutions de l'analyse et visualisation des résultats.

IV-3-1) Choix de la méthode de calcul :

L'étude sismique à pour but de calculer les forces sismiques ; ce calcul peut être mené par les trois méthodes qui sont :

- la méthode statique équivalente.
- la méthode d'analyse modale spectrale.
- la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

D'après l'article 4.1.2 du RPA99V2003, notre structure est implantée et classée dans la zone Sismique 02 groupe d'usage 02.

Nous allons utiliser la méthode dynamique modale spectrale en utilisant le logiciel de calcul de structures (ETABS 9.6.0).

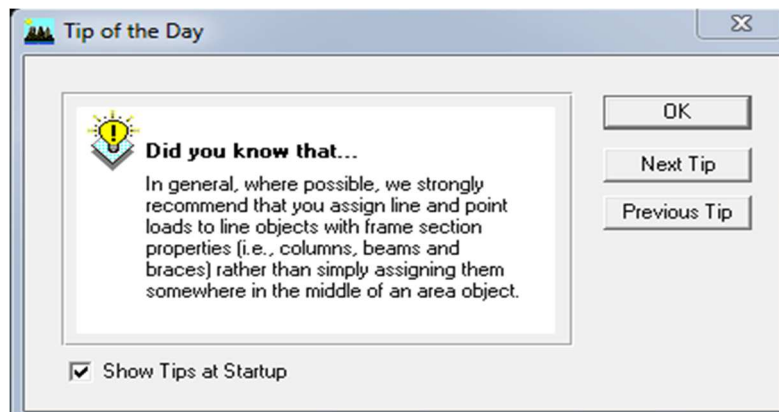
IV-3-2) principe de la méthode :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les force sismique représentées par un spectre de réponse de calcul. ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure .

IV-4) La modélisation :

IV-4-1) Introduction de la géométrie de la structure à modéliser:

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.




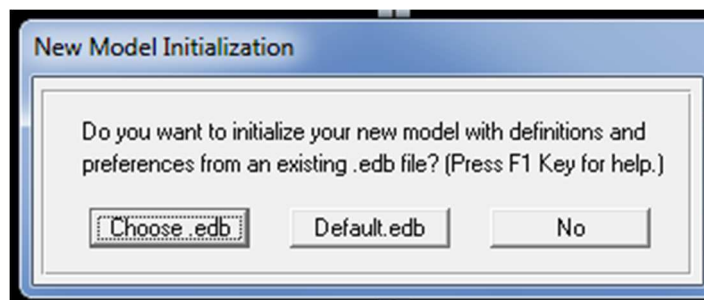
a) Choix des unités :

On doit choisir un système d'unités pour la saisie des données dans ETABS. Au bas de l'écran, on sélectionne KN.m comme unité de base pour les forces et déplacements :



b) Géométrie de base :

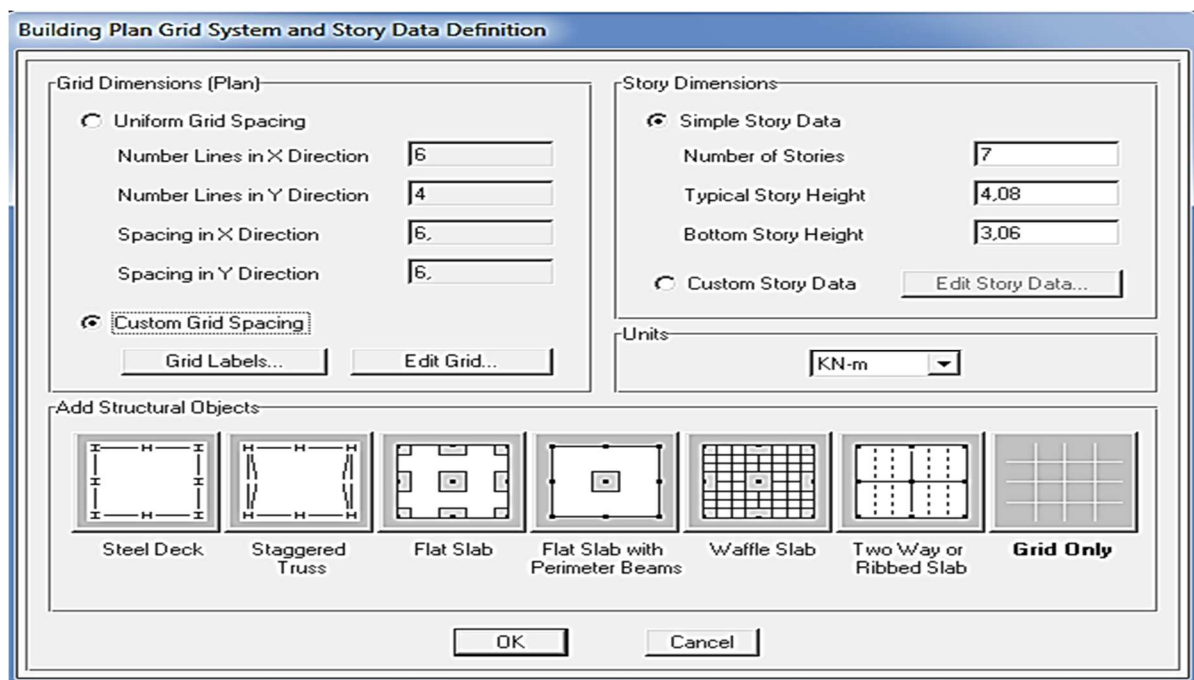
Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne : File  w model

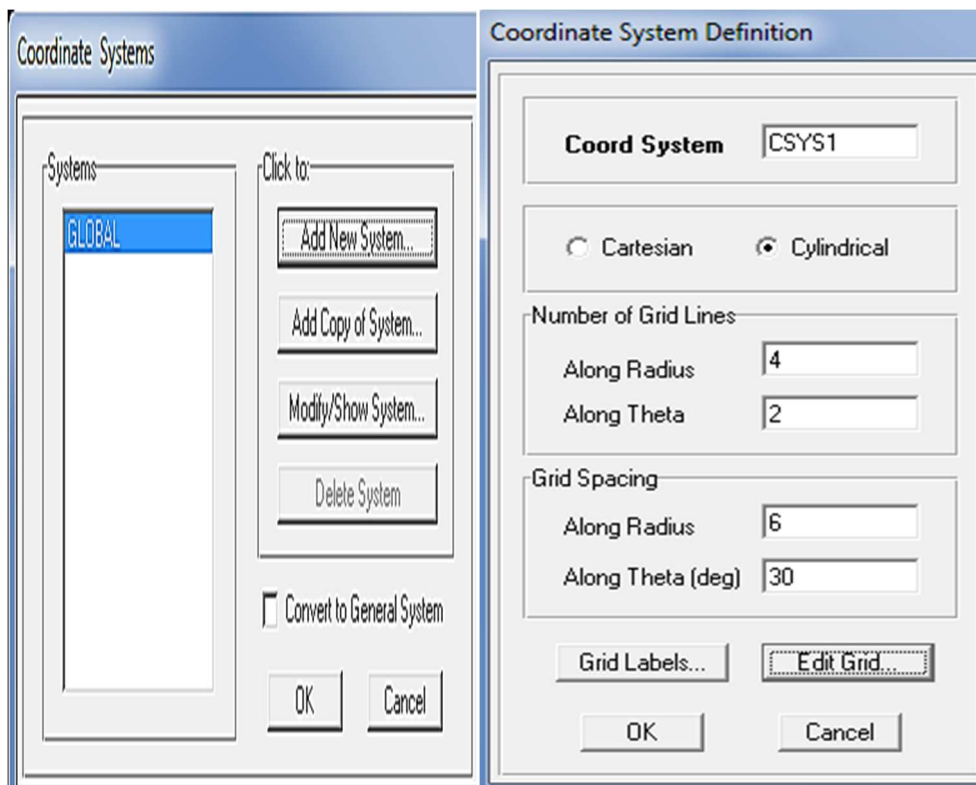
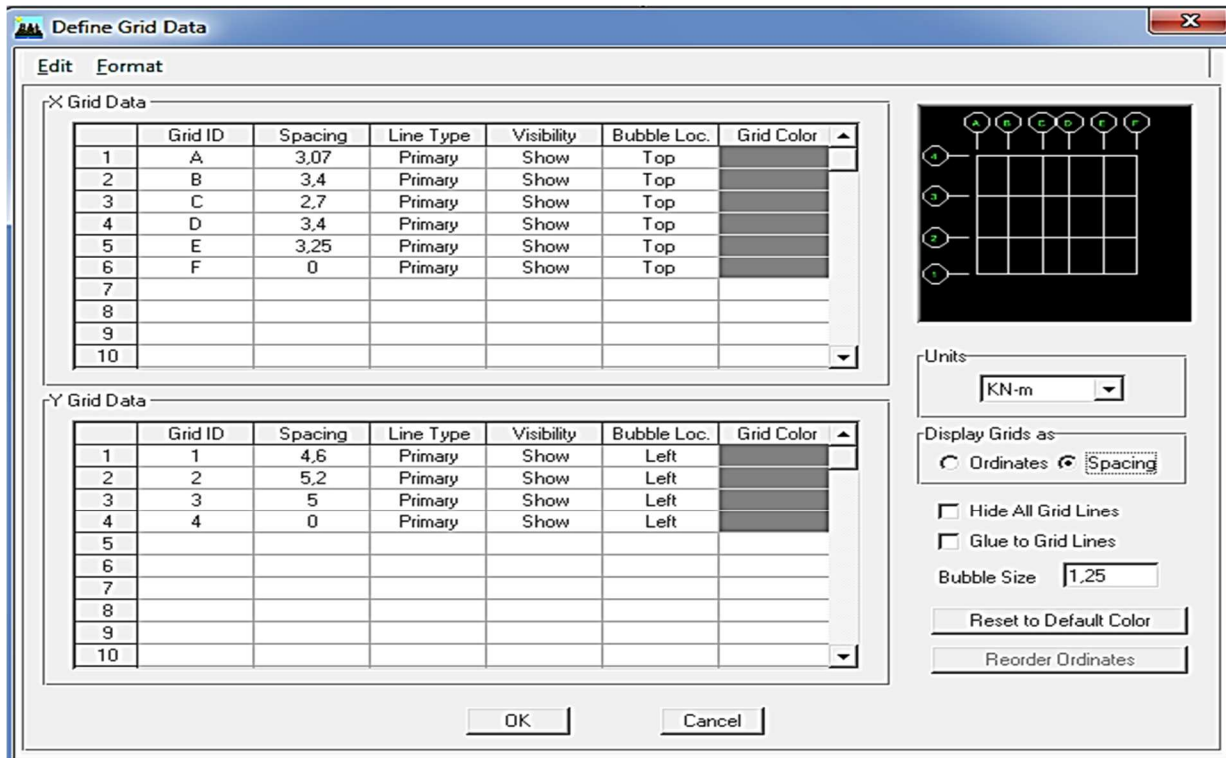


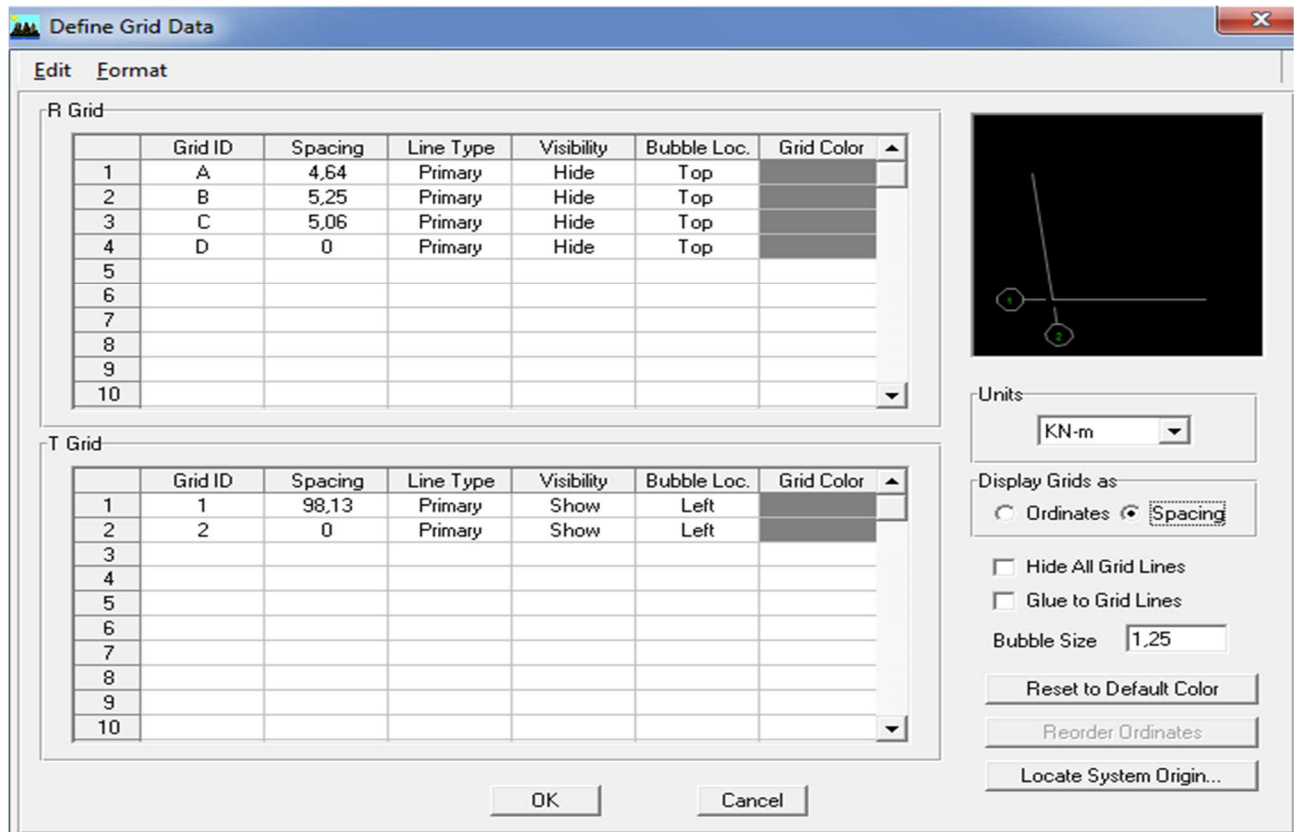
- « **Choose. edb** » : Utilisée afin d'obtenir les caractéristiques des matériaux et les cas de charge d'un modèle existant.
- « **Default. edb** » : Utilisée pour créer un nouveau fichier par défaut.
- « **No** »: Utilisée pour créer un nouveau fichier vierge.

Après avoir cliqué sur l'une des commandes on aperçoit une fenêtre qui permet d'introduire les paramètres suivants :

- le nombre de ligne suivant les deux directions X et Y
- le nombre de travée dans les deux sens X et Y
- les hauteurs des différents étages
- le nombre d'étages
- les longueurs des travées



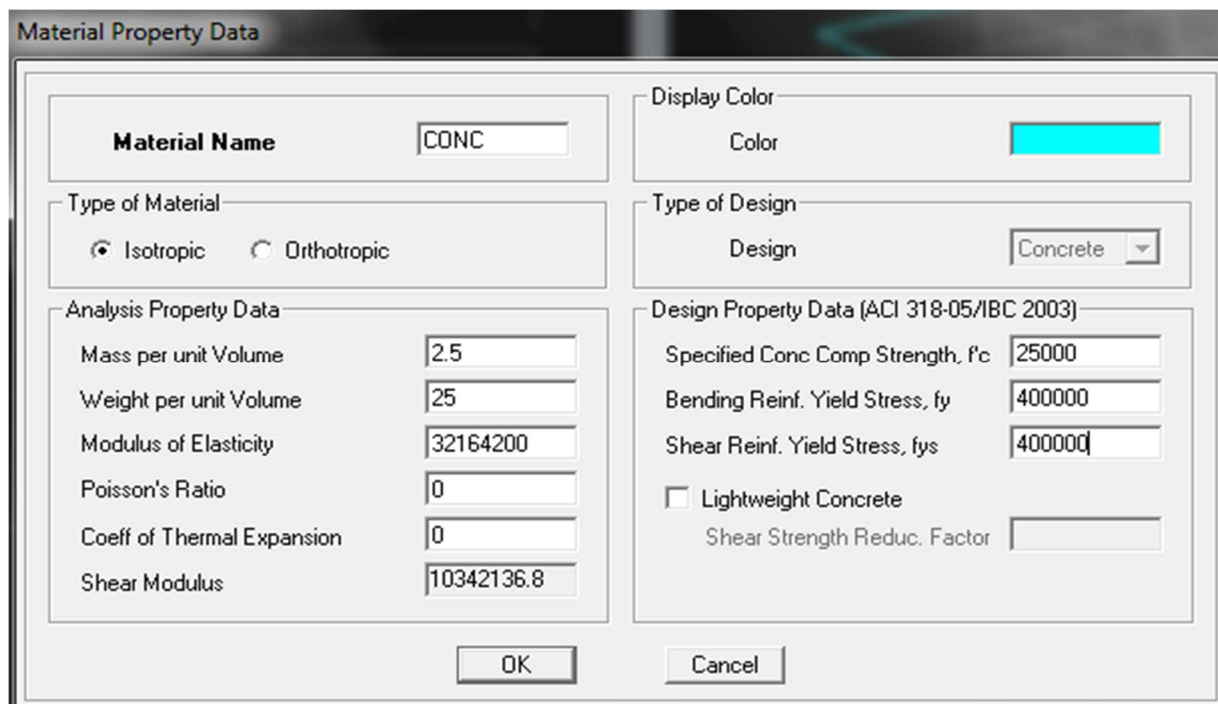




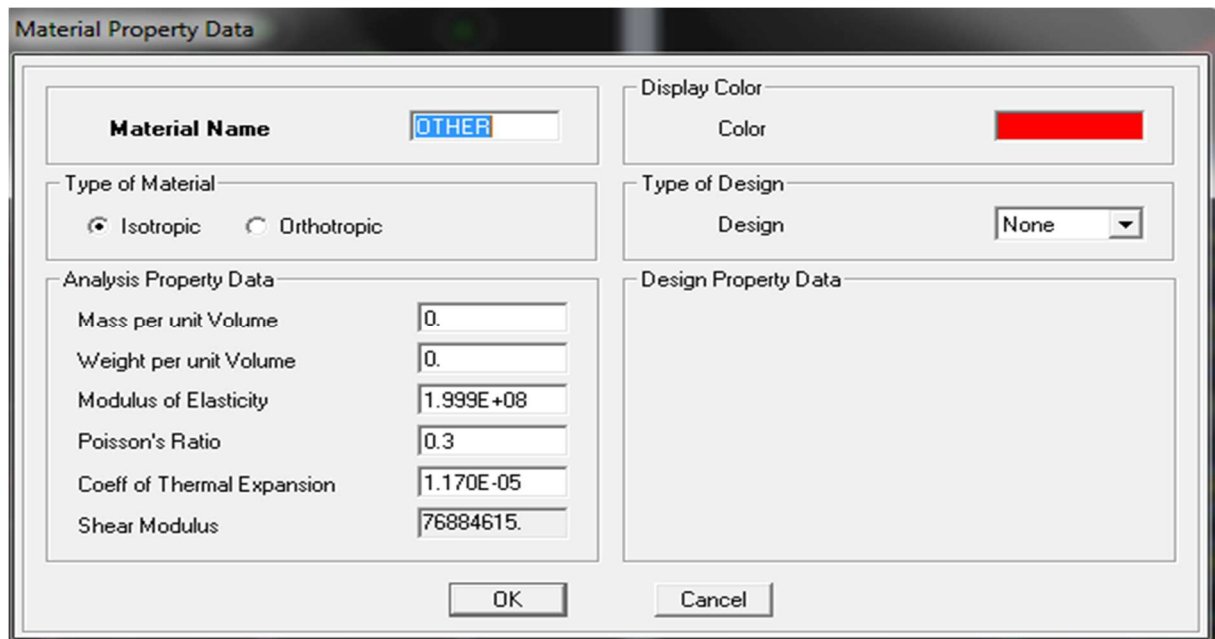
IV-4-2) Spécification des propriétés mécaniques de l’acier et du béton:

La deuxième étape consiste à la définition des **propriétés mécaniques** des matériaux en l’occurrence, l’acier et le béton.

On clique sur **Define** puis **Material properties** nous sélectionne le matériau **CONC** et on clique sur **Modify /Show Material**, et on apporte les modifications inscrites dans la



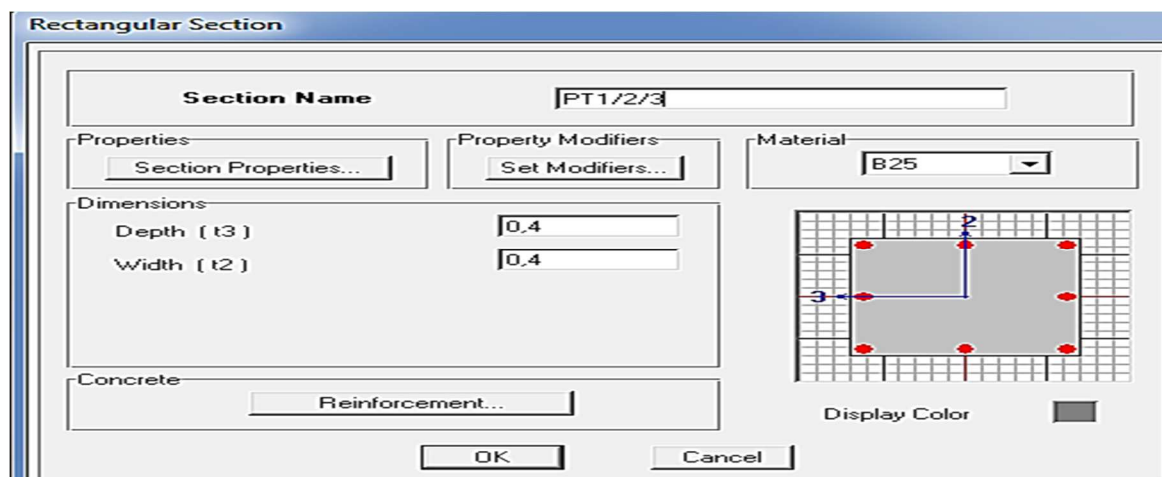
Le matériau « **OTHER** » est affecté aux plancher en corps creux et aux dalles pleines pour éviter de prendre en compte le poids propre du béton qui a déjà été pris en compte lors du calcul des poids propres dans les chapitres précédents (II) est possible d'affecter le matériau « **BETON** » à ces éléments, mais dans ce cas, il faut soustraire le poids du béton de leurs poids total ».

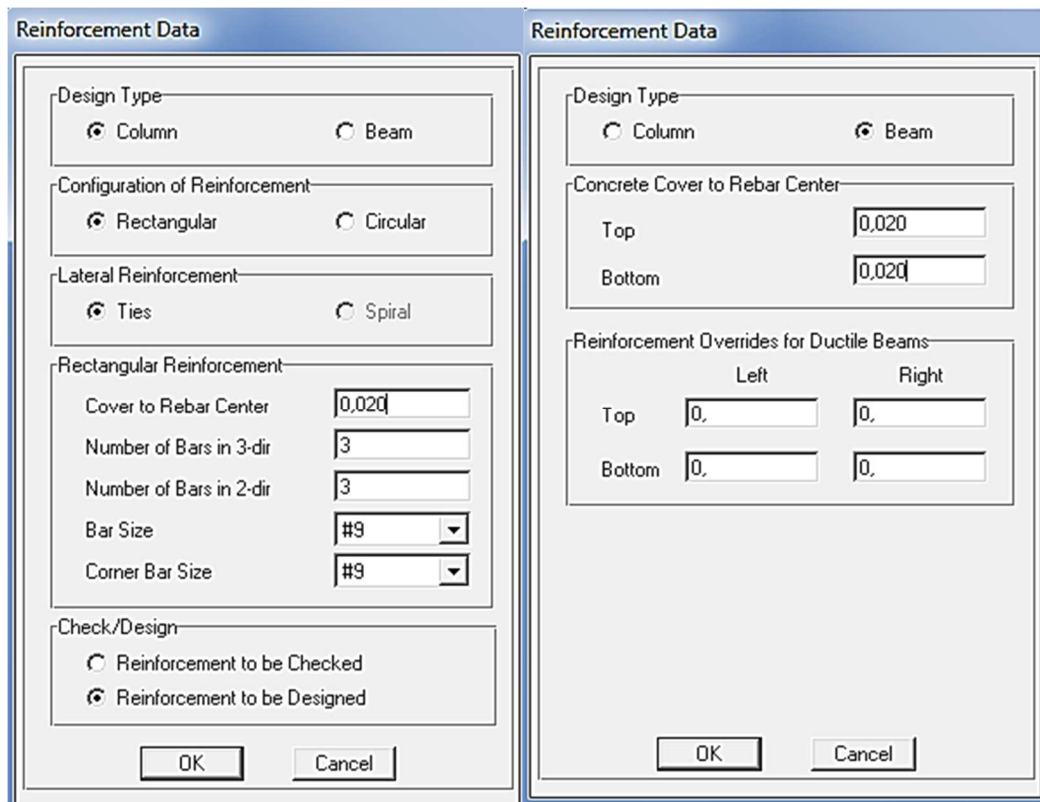


IV-4-3) Spécification des propriétés géométriques des éléments :

La troisième étape consiste à l'affectation des **propriétés géométriques** des éléments (Poutre, poteaux, dalle, voile...). Nous commençons d'abord par affecter les sections des poteaux et ceci de la manière suivante :

Nous choisissons le menu **Define** puis **Frame sections**. On clique sur la liste d'ajout des sections et on sélectionne **AddRectangular** pour ajouter une section rectangulaire (les sections en béton armé du bâtiment à modéliser sont rectangulaires).



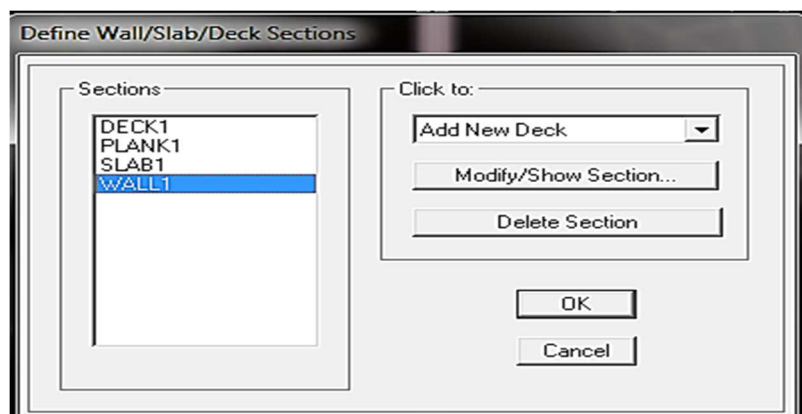


Le bouton **Reinforcement** conduit à une fenêtre qui permet de spécifier les propriétés des barres d’armatures.

Si on clique sur le bouton **Section properties** on peut voir l’aire, les moments d’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** (plancher, dalle pleine, voile).

On choisit le menu **Defineet wall/slab**



Corps creux

Wall/Slab Section	Wall/Slab Section
<p>Section Name <input type="text" value="PC20"/></p>	<p>Section Name <input type="text" value="PC24"/></p>
<p>Material <input type="text" value="AUTRE"/></p>	<p>Material <input type="text" value="AUTRE"/></p>
<p>Thickness</p> <p>Membrane <input type="text" value="0,2"/></p> <p>Bending <input type="text" value="0,2"/></p>	<p>Thickness</p> <p>Membrane <input type="text" value="0,24"/></p> <p>Bending <input type="text" value="0,24"/></p>
<p>Type</p> <p><input type="radio"/> Shell <input checked="" type="radio"/> Membrane <input type="radio"/> Plate</p> <p><input type="checkbox"/> Thick Plate</p>	<p>Type</p> <p><input type="radio"/> Shell <input checked="" type="radio"/> Membrane <input type="radio"/> Plate</p> <p><input type="checkbox"/> Thick Plate</p>
<p>Load Distribution</p> <p><input checked="" type="checkbox"/> Use Special One-Way Load Distribution</p>	<p>Load Distribution</p> <p><input checked="" type="checkbox"/> Use Special One-Way Load Distribution</p>
<p><input type="button" value="Set Modifiers..."/> <input type="checkbox"/> Display Color</p> <p><input type="button" value="OK"/> <input type="button" value="Cancel"/></p>	<p><input type="button" value="Set Modifiers..."/> <input checked="" type="checkbox"/> Display Color</p> <p><input type="button" value="OK"/> <input type="button" value="Cancel"/></p>

Toiture


Les voiles

Wall/Slab Section	Wall/Slab Section
<p>Section Name <input type="text" value="TOITURE"/></p>	<p>Section Name <input type="text" value="VOILE"/></p>
<p>Material <input type="text" value="AUTRE"/></p>	<p>Material <input type="text" value="B25"/></p>
<p>Thickness</p> <p>Membrane <input type="text" value="0,2"/></p> <p>Bending <input type="text" value="0,2"/></p>	<p>Thickness</p> <p>Membrane <input type="text" value="0,2"/></p> <p>Bending <input type="text" value="0,2"/></p>
<p>Type</p> <p><input checked="" type="radio"/> Shell <input type="radio"/> Membrane <input type="radio"/> Plate</p> <p><input type="checkbox"/> Thick Plate</p>	<p>Type</p> <p><input checked="" type="radio"/> Shell <input type="radio"/> Membrane <input type="radio"/> Plate</p> <p><input type="checkbox"/> Thick Plate</p>
<p>Load Distribution</p> <p><input type="checkbox"/> Use Special One-Way Load Distribution</p>	<p>Load Distribution</p> <p><input type="checkbox"/> Use Special One-Way Load Distribution</p>
<p><input type="button" value="Set Modifiers..."/> <input checked="" type="checkbox"/> Display Color</p> <p><input type="button" value="OK"/> <input type="button" value="Cancel"/></p>	<p><input type="button" value="Set Modifiers..."/> <input checked="" type="checkbox"/> Display Color</p> <p><input type="button" value="OK"/> <input type="button" value="Cancel"/></p>

❖ **Dessin des éléments de la structure :**



Pour affecter les sections précédentes aux différents éléments on doit suivre les étapes ci après:

✓ **Pour les poteaux :**

On clique sur l'icône 

Une fenêtre s'affiche (**properties of object**) **Noneon** choisit le nom de la section (pot45×45 par exemple) on valide

✓ **poutres et les voiles:**

De même que pour les poteaux sauf qu'on clique cette fois sur le bouton  pour les poutres, et sur le bouton  pour les voiles ; on obtient la structure suivante :

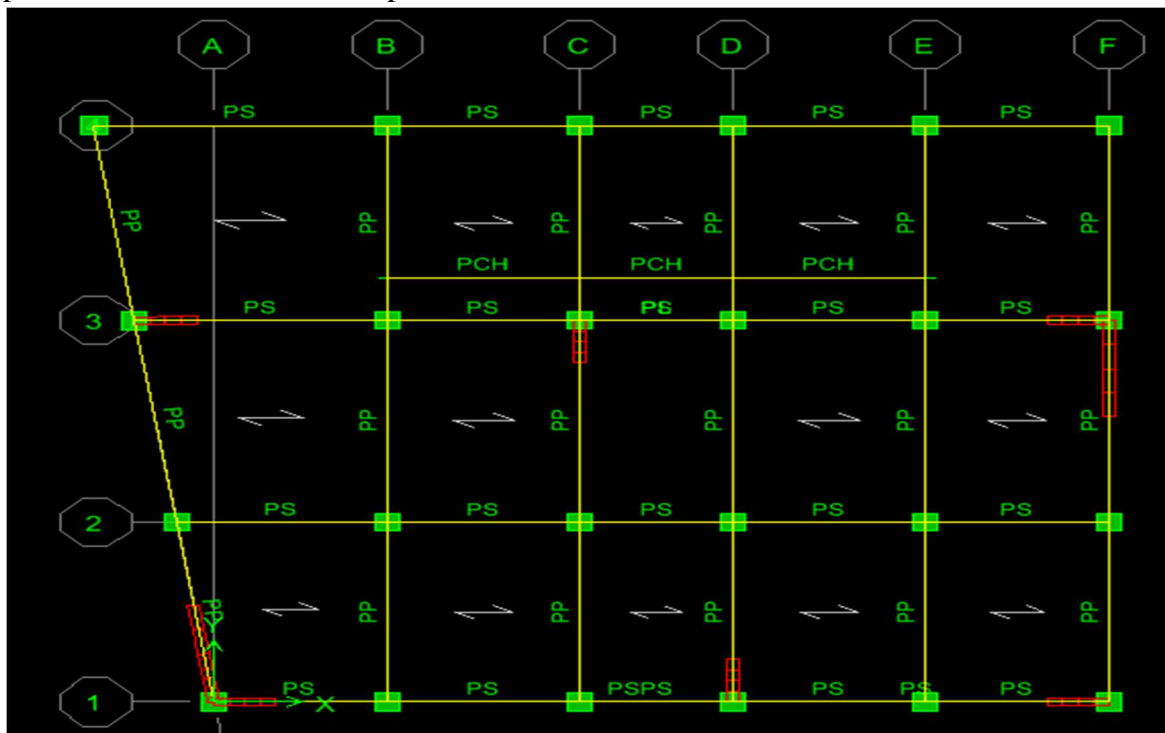



Fig IV-1 : vue de la structure en plan.

Après avoir dessiné la structure on doit définir les appuis et encastrer les poteaux et les voiles à la base du bâtiment, on sélectionne tout et on clique sur le bouton  La fenêtre ci-après s'affichera :

On bloque toutes les translations et les rotations et on valide.



IV-4-4) définition des charges (G, Q) et introduction du spectre (E)

➤ Charges G et Q

La structure est soumise à des charges permanentes (G), et a des surcharges d'exploitation (Q), pour les définir

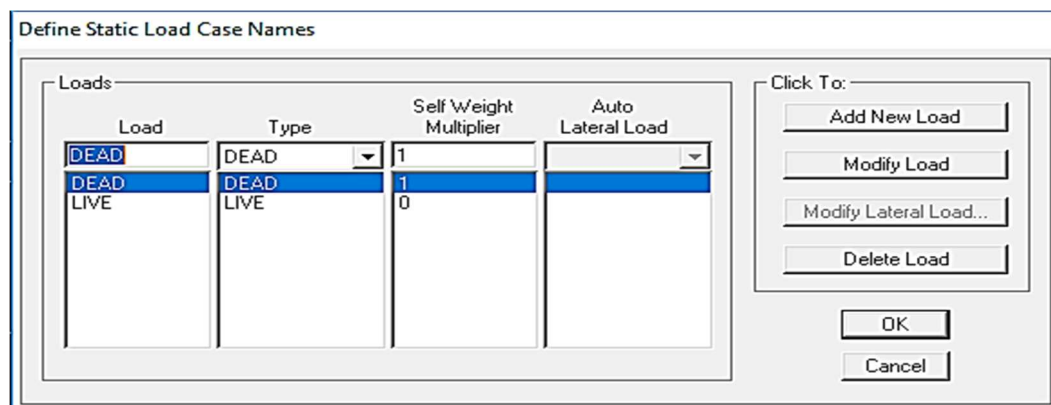
- Charges permanente :

- ✓ Load Name (Nom de la charge): G
- ✓ Type : DEAD (permanente)
- ✓ Self weight multiplié (Coefficient interne poids propre) : 1

- Surcharge d'exploitation :

- ✓ Load Name (Nom de la charge): Q
- ✓ Type: LIVE (exploitation)
- ✓ Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre): 0

Define → Static load cases → Dead → modify load écrire G
 Live → modify load écrire Q →
 0 → modify load écrire 1



➤ Charge dynamique (EX et EY)

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse

Le spectre est une courbe de réponse maximal d'accélération (Sa/g) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de période propres T.

- Données à introduire dans le logiciel

Coefficient d'accélération de zone (A) : (groupe d'usage 2 et la zone IIa) **A=0.15**

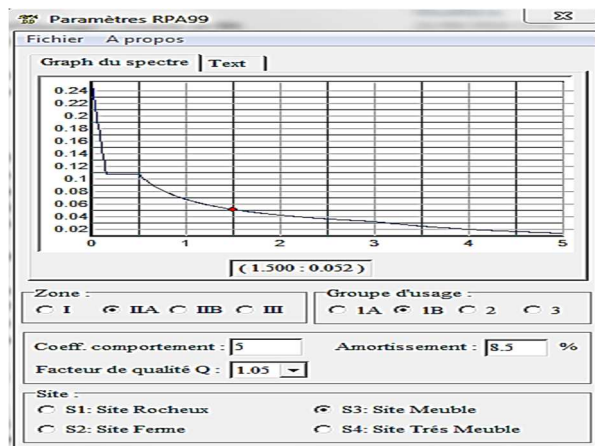
Coefficient comportement de la structure (R) : on prend **R=5**

Facteur de qualité (Q) : **Q = 1 + Σpq = 1.05**

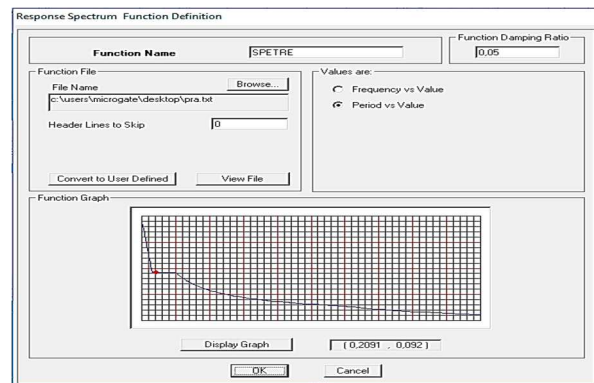
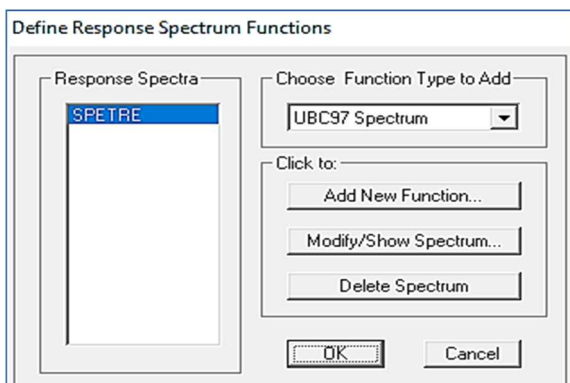
Coefficient d'amortissement(%) = **8.5 %** la moyenne entre les deux valeurs $\xi = 7%$ (portique en béton armé) et $\xi = 10%$ (structure en voiles).

Catégorie de site : **S3**

On ouvre l'application en cliquant sur l'icône **RPA99**

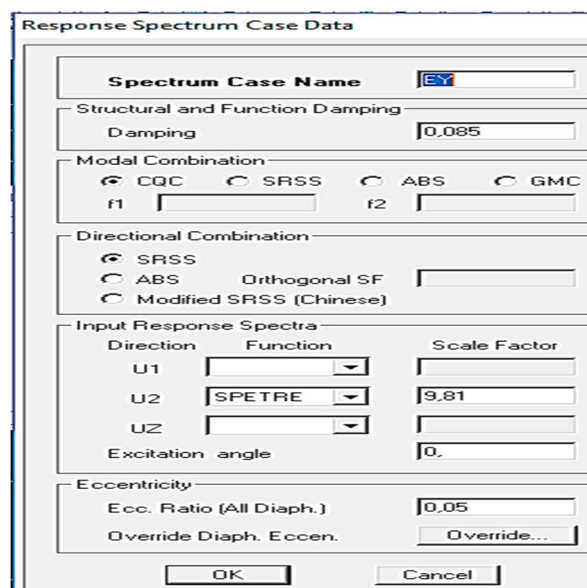
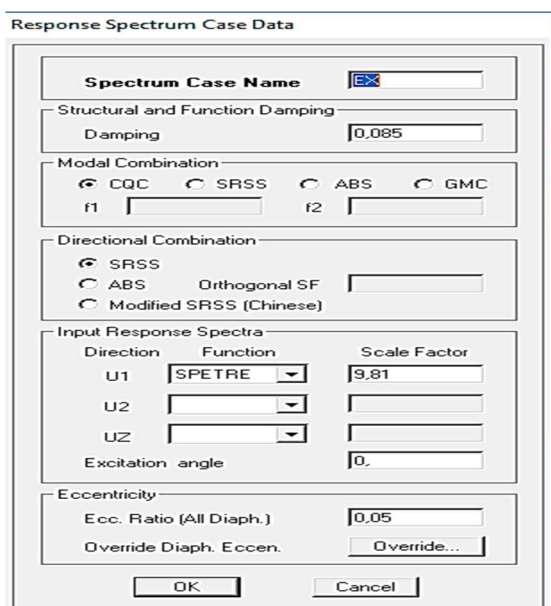


Enregistré on va choisir l'emplacement du dossier → Nom Enregistré
 Define → Reponce spectrum function → Spectrum from file et Add new
 Function Complete le tableau, Browse ramené le RPA déjà enregistré Display graph Covert
 to used defined → ok



Le spectre étant introduit, nous allons passer a la prochaine étape qui consiste a la definition du chargement EX et EY (séisme), pour cela on clique sur :

Define → Reponses spectrum cases → Add New Spectrum



IV-4-5) Introduction des combinaisons d’actions :

Les combinaisons d’actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations est définie comme suit :

➤ **Combinaisons selon le BAEL :**

$$ELU : 1.35G + 1.5Q$$

$$ELS : G + Q$$

➤ **Combinaisons selon le RPA :**

$$G + Q \pm Ex$$

$$G + Q + Ey$$

$$0.8G + Ex$$

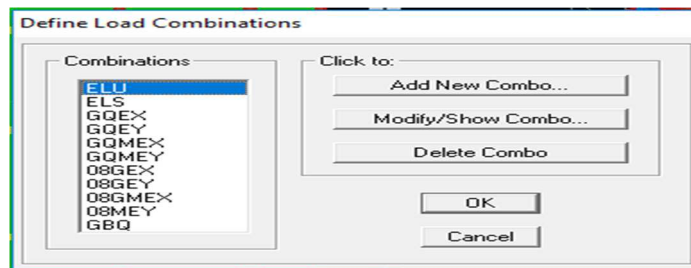
$$0.8G + Ey$$

➤ **Combinaisons de poids :**

$$W = G + 0.2Q$$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define → **load Combinations** → **Add New Combo** → Choisir le nom → définir le coefficient.




IV-4-6) spécification des conditions aux limites :

Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes) pour la structure modélisée.

❖ **Appuis :**

Les poteaux sont supposés **parfaitement encastré** dans les fondations, pour modéliser cet encastrement on sélectionne les nœuds du **RDC** puis on clique sur :

Assign → **Joint/point** →  **Restraints**



❖ **Diaphragme :**

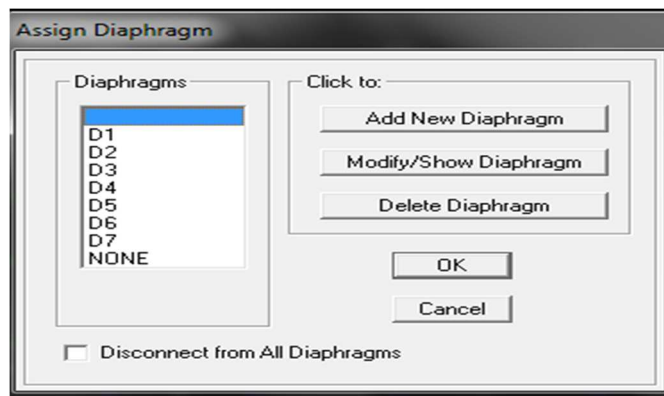
Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un **diaphragme**, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.

On sélectionne tous les nœuds du premier plancher puis on clique sur :

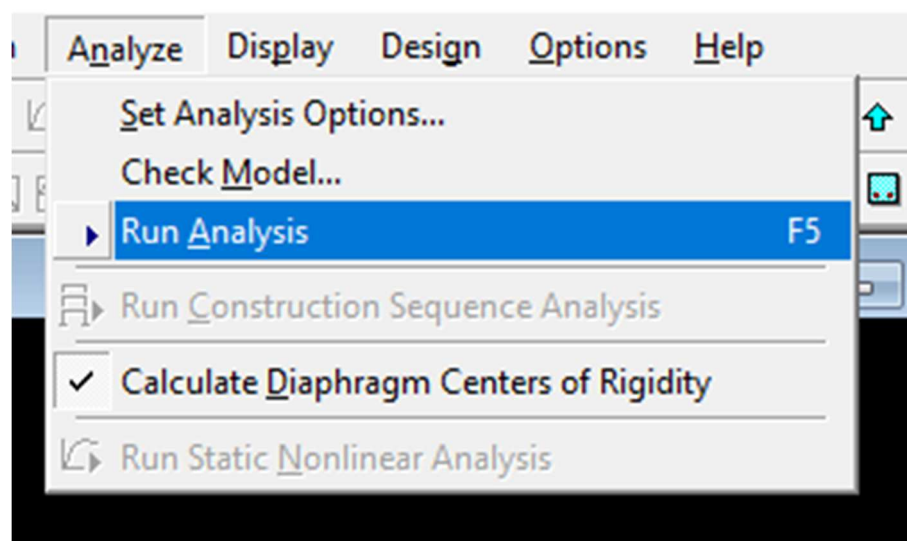
Assign → **Joint/point** → **DiaphragmAdd** → **New Diaphragm**.

Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case **Diaphragm** on clique sur **OK** pour valider.

On refait la même opération pour tous les autres planchers.

**IV-4-7) Analyse de la structure :**

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur **Analyze** on sélectionne **RunAnalysis**.



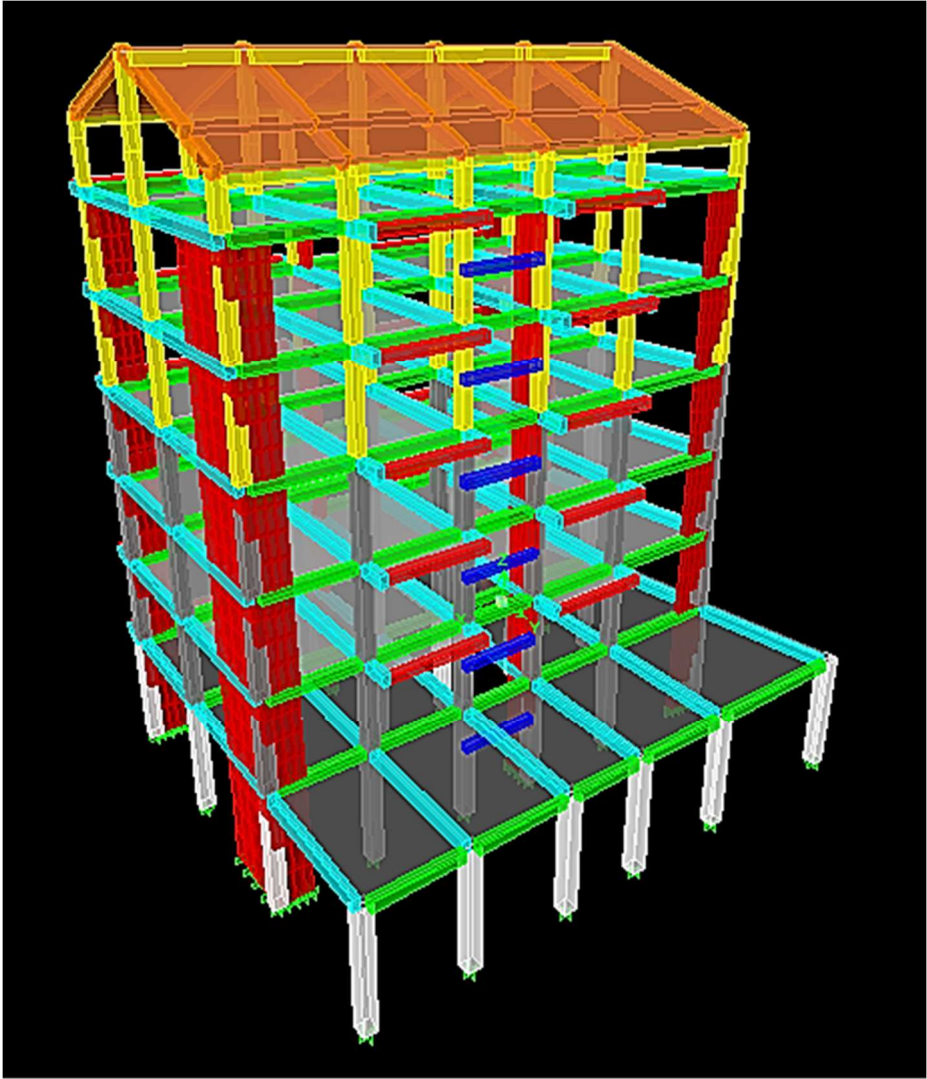


Fig IV-2 : Vue de la structure en 3D.

V-1) Introduction :

Le séisme peut être défini comme des mouvements transitoires et passagers qui provoquent une libération brutale d'énergies accumulées dans la région où il se manifeste. Ces mouvements s'effectuent généralement le long d'une faille préexistante affectant des roches de l'écorce terrestre et en fonction de leur intensité, peuvent provoquer des dommages importants et même la ruine des constructions, d'où la nécessité de protéger les vies humaines et leurs biens matériels, en tenant compte de ce phénomène naturel dans la conception des constructions. Le règlement parasismique algérien (RPA99) prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation des constructions de manière à assurer un degré de protection acceptable.

V-2) La méthode de calcul :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes exigées par RPA99 Vs 2003 :

Condition de régularité :

- Le bâtiment ou le bloc étudié, présente une configuration irrégulière en élévation
- **Condition non vérifiée.**

Condition complémentaire :

- Zone IIa.
- Groupe d'usage 2.
- La hauteur totale de la structure est supérieure à 23m.

→ **Condition non vérifiée.**

- ✓ Le calcul sismique se fera avec la *méthode dynamique modale spectrale*.

V-3) Vérification des conditions du Règlement Parasismique Algérien :**V-3-1) Vérification de la période empirique T :**

a) Calcul de la période empirique :

$$T = C_T \times (h_N)^{3/2} \text{ formule (4 - 6) RPA99vs2003}$$

$$T = 0,05 \times (26,17)^{3/4} = 0,578s$$

$$T = \frac{0,09 h_N}{\sqrt{D}} \text{ formule (4 - 7) RPA99vs2003}$$

$$D_x = 15,82m \rightarrow T = \frac{0,09 \times 26,17}{\sqrt{15,82}} = 0,59s$$

$$D_y = 14,95m \rightarrow T = \frac{0,09 \times 26,17}{\sqrt{14,95}} = 0,60s$$

$$T = \min\{0,578s, 0,59s, 0,60s\}$$

$$T = 0.578s$$

b) Calcul de la période empirique majorée :

$$T_{maj} = T + 30\%T$$

$$T_{maj} = 0,578 + 30\% \times 0.578 = 0,751s$$

c) Détermination de la période par le logiciel ETABS :

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
1	0,709700	66,8858	9,4334	0,0000	66,8858	9,4334	0,0000	12,6436
2	0,563179	9,6026	61,8050	0,0000	76,4883	71,2384	0,0000	85,7417
3	0,443391	0,1403	0,2844	0,0000	76,6286	71,5228	0,0000	0,3594
4	0,211251	13,1382	1,3554	0,0000	89,7668	72,8782	0,0000	0,0482
5	0,141143	1,5533	17,1952	0,0000	91,3201	90,0734	0,0000	0,7452
6	0,114543	1,1697	0,2462	0,0000	92,4897	90,3196	0,0000	0,0095
7	0,102568	4,3976	0,4421	0,0000	96,8873	90,7616	0,0000	0,0316
8	0,065082	1,9706	2,2066	0,0000	98,8579	92,9683	0,0000	0,1411
9	0,063402	0,1749	4,5238	0,0000	99,0328	97,4920	0,0000	0,2163
10	0,051503	0,1292	0,0150	0,0000	99,1620	97,5071	0,0000	0,0000
11	0,042053	0,5500	0,0176	0,0000	99,7120	97,5247	0,0000	0,0008
12	0,039202	0,0902	1,8832	0,0000	99,8022	99,4079	0,0000	0,0109

Fig V-3-1 : Résultats d'analyse dynamique ETABS

$$T_{etabs} = 0,709s$$

$T = 0.578s$: La période calculée.

$T_{maj} = 0,751$: La période majorée.

$T_{etabs} = 0.709s$: La période d'ETABS.

$$T = 0,578 < T_{etabs} = 0,709s < T_{majorée} = 0.751s$$

→ La période est vérifiée.

V-3-2) Vérification du pourcentage de participation de la masse modale :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales le nombre de modes de 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.

Tableau V-3-1 : Tableau des modes et de la masse participante

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	0,7097	66,8858	9,4334	66,8858	9,4334	0,1178
2	0,563179	9,6026	61,805	76,4883	71,2384	0,1842
3	0,443391	0,1403	0,2844	76,6286	71,5228	68,0354
4	0,211251	13,1382	1,3554	89,7668	72,8782	0,0418
5	0,141143	1,5533	17,1952	91,3201	90,0734	0,1098
6	0,114543	1,1697	0,2462	92,4897	90,3196	19,9664
7	0,102568	4,3976	0,4421	96,8873	90,7616	1,4772
8	0,065082	1,9706	2,2066	98,8579	92,9683	1,2163
9	0,063402	0,1749	4,5238	99,0328	97,492	0,6316
10	0,051503	0,1292	0,015	99,162	97,5071	6,1096
11	0,042053	0,55	0,0176	99,712	97,5247	0,0058
12	0,039202	0,0902	1,8832	99,8022	99,4079	0,0091

- Ce modèle présente une période fondamentale $T=0.716195s$
- Le 1^{er} et le 2^{ème} sont des modes de **translation**.
- Le 3^{ème} mode est un mode de **rotation**.
- On doit retenir les 5 modes que la masse éteigne les 90% selon **RPA99vs 2003**.

V-3-3) Justification du système de contreventement

On doit déterminer le pourcentage des charges reprises par les voiles longitudinales et transversales afin de justifier le système considéré.

a) Charges horizontales reprises par les voiles :

Les efforts qui sont repris par les voiles sont obtenus par ETABS :

➤ Voiles longitudinales VL :

$$V_{xvoile} = 1959.07 \text{ kN}$$

➤ Voiles transversales VT :

$$V_{yvoile} = 3271.78 \text{ kN}$$

b) Charges verticales reprises par le bâtiment :

The figure shows two screenshots of the 'Story Shears' software interface. Each screenshot displays a table with columns for Story, Load, Loc, P, VX, VY, T, MX, and MY. The data represents vertical loads and moments for various stories (ET6-2, ET6-1, ET6, ET5, ET4, ET3, ET2, ET1, RDC) at different locations (Top, Bottom).

Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
ET6-2	EY	Top	0,00	9,11	24,61	218,282	0,000	0,000
ET6-2	EY	Bottom	0,00	9,11	24,61	218,282	41,586	15,38
ET6-1	EY	Top	0,00	19,65	53,46	468,171	41,586	15,38
ET6-1	EY	Bottom	0,00	19,65	53,46	468,171	79,542	29,34
ET6	EY	Top	0,00	26,50	71,87	643,152	79,542	29,34
ET6	EY	Bottom	0,00	26,50	71,87	643,152	175,107	64,55
ET5	EY	Top	0,00	97,72	256,97	2329,618	175,107	64,55
ET5	EY	Bottom	0,00	97,72	256,97	2329,618	954,881	360,96
ET4	EY	Top	0,00	150,52	389,94	3536,175	954,881	360,96
ET4	EY	Bottom	0,00	150,52	389,94	3536,175	2115,581	805,92
ET3	EY	Top	0,00	195,89	498,11	4531,240	2115,581	805,92
ET3	EY	Bottom	0,00	195,89	498,11	4531,240	3576,644	1380,6
ET2	EY	Top	0,00	230,77	581,90	5294,356	3576,644	1380,6
ET2	EY	Bottom	0,00	230,77	581,90	5294,356	5276,187	2060,5
ET1	EY	Top	0,00	255,40	638,17	5812,089	5276,187	2060,5
ET1	EY	Bottom	0,00	255,40	638,17	5812,089	7137,163	2812,2
RDC	EY	Top	0,00	274,86	693,81	6328,166	7137,163	2812,2
RDC	EY	Bottom	0,00	274,86	693,81	6328,166	8707,364	3888,8

Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
ET6-2	EX	Top	0,00	18,69	9,36	90,413	0,000	0,000
ET6-2	EX	Bottom	0,00	18,69	9,36	90,413	15,814	31,59
ET6-1	EX	Top	0,00	40,79	20,41	188,787	15,814	31,59
ET6-1	EX	Bottom	0,00	40,79	20,41	188,787	30,303	60,55
ET6	EX	Top	0,00	55,81	27,60	286,894	30,303	60,55
ET6	EX	Bottom	0,00	55,81	27,60	286,894	67,006	134,77
ET5	EX	Top	0,00	219,43	102,24	1104,954	67,006	134,77
ET5	EX	Bottom	0,00	219,43	102,24	1104,954	378,162	804,44
ET4	EX	Top	0,00	345,94	157,46	1728,427	378,162	804,44
ET4	EX	Bottom	0,00	345,94	157,46	1728,427	847,179	1841,4
ET3	EX	Top	0,00	449,34	202,59	2221,250	847,179	1841,4
ET3	EX	Bottom	0,00	449,34	202,59	2221,250	1446,833	3172,8
ET2	EX	Top	0,00	532,13	236,15	2618,869	1446,833	3172,8
ET2	EX	Bottom	0,00	532,13	236,15	2618,869	2146,195	4740,0
ET1	EX	Top	0,00	590,46	258,76	2876,987	2146,195	4740,0
ET1	EX	Bottom	0,00	590,46	258,76	2876,987	2910,892	6473,3
RDC	EX	Top	0,00	640,55	274,86	3271,459	2910,892	6473,3
RDC	EX	Bottom	0,00	640,55	274,86	3271,459	3889,878	8950,7

Fig V-3-2 : les charges reprises par les voiles (ETABS)

$V_x=5786.28\text{kN}$

$V_y=6417.68\text{kN}$

c) Le poids du bâtiment et les voiles :

- Le poids du bâtiment : $W_T=12494.91\text{kN}$
- Le poids des voiles : $F_z=2424.16\text{kN}$

Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
ET6-2	POIDS	Bottom	295,67	0,00	0,00	0,000	1261,885	-2269,4
ET6-1	POIDS	Top	330,28	0,00	0,00	0,000	1261,885	-2543,2
ET6-1	POIDS	Bottom	395,18	0,00	0,00	0,000	1718,991	-3034,0
ET6	POIDS	Top	432,85	0,00	0,00	0,000	2088,070	-3305,6
ET6	POIDS	Bottom	563,86	0,00	0,00	0,000	2724,291	-4318,0
ET5	POIDS	Top	2008,94	0,00	0,00	0,000	9216,037	-15354,1
ET5	POIDS	Bottom	2322,11	0,00	0,00	0,000	10795,057	-17775,1
ET4	POIDS	Top	3769,95	0,00	0,00	0,000	17285,292	-28821,1
ET4	POIDS	Bottom	4083,12	0,00	0,00	0,000	18864,311	-31242,1
ET3	POIDS	Top	5553,51	0,00	0,00	0,000	25354,546	-42508,1
ET3	POIDS	Bottom	5963,07	0,00	0,00	0,000	27396,152	-45675,1
ET2	POIDS	Top	7433,46	0,00	0,00	0,000	33886,386	-56941,1
ET2	POIDS	Bottom	7843,02	0,00	0,00	0,000	35927,992	-60108,1
ET1	POIDS	Top	9313,41	0,00	0,00	0,000	42418,226	-71374,1
ET1	POIDS	Bottom	9722,97	0,00	0,00	0,000	44459,832	-74541,1
RDC	POIDS	Top	11750,79	0,00	0,00	0,000	60429,380	-89485,1
RDC	POIDS	Bottom	12494,91	0,00	0,00	0,000	65321,743	-95210,1

Fig V-3-3 : Poids du bâtiment (ETABS)

d) Calcul des pourcentages de participation sous E_x et E_y des voiles:

➤ Sens longitudinal :

$V_x = 5786.28 \text{ kN} \rightarrow 100\%$

$V_{\text{voiles}} = 1959.07 \text{ kN} \rightarrow X\%$

$$X = \frac{1959.07}{5786.28} = 33\%$$

$20\% < X = 33\% < 75\%$

➤ Sens transversal :

$V_y = 6417.68 \text{ kN} \rightarrow 100\%$

$V_{\text{voiles}} = 3271.78 \text{ kN} \rightarrow Y\%$

$$Y = \frac{3271.78}{6417.68} = 50\%$$

$20\% < Y = 50\% < 75\%$

e) Calcul du pourcentage sous chargement vertical :

$W_T = 12494.91 \text{ kN} \rightarrow 100\%$

$F_z = 2424.16 \text{ kN} \rightarrow Z\%$

$$Z = \frac{2424.16}{12494.91} = 19\% < 20\%$$

Tableau V-3-2 : les pourcentages des charges reprises par les voiles et les portiques.

Unités	Charges reprises par le bâtiment		Charges reprises par les voiles		Pourcentage des portiques
	kN	(%)	kN	(%)	(%)
Sens Ex	5786.20	100	1959.07	33	67
Sens Ey	6417.68	100	3271.78	50	50
Vertical	12494.91	100	2424.16	19	81

Conclusion :

En analysant le pourcentage de participation des voiles et portique sous charge vertical et horizontal, nous constatons confirment l'article 4.a du RPA99 vs 2003, qui classe les systèmes de contreventement. On adopte un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles, dont le coefficient de comportement R=5 d'après le tableau (4.3) RPA99 vs 2003.

V-3-4) Vérification de l'excentricité :

D'après le RPA99 vs 2003 (article 4.3.7), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale ± 0.05 L, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Dans cette étape, on doit vérifier l'écartement du centre de torsion par rapport au centre de gravité et le comparer à la valeur 5% de la longueur de la construction et cela dans les deux sens.

Tableau V-3-3 : Vérification de l'excentricité

Story	XCM	XCR	$ C_M - C_R \leq 5\% l_x$	YCM	YCR	$ C_M - C_R \leq 5\% l_y$
RDC	7,413	7,693	0,280 < 0.741	4,648	4,445	0,203 < 0.747
ET1	7,663	7,679	0,016 < 0.741	4,5	4,075	0,425 < 0.747
ET2	7,663	7,637	0,026 < 0.741	4,5	3,958	0,542 < 0.747
ET3	7,661	7,582	0,079 < 0.741	4,491	3,974	0,517 < 0.747
ET4	7,629	7,517	0,112 < 0.741	4,546	4,099	0,447 < 0.747
ET5	7,635	7,438	0,197 < 0.741	4,528	4,356	0,172 < 0.747

V-3-5) Vérification de l'effort tranchant à la base :

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \text{ (4.1 RPA99 VS 2003)}$$

Tel que :

- **A : Coefficient d'accélération de zone**, donnée par le tableau 4.1 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.
Zone IIa ; groupe d'usage 2 → **A=0,15**
- **D : Facteur d'amplification dynamique moyen**, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ($\square\square\square$) et de la période fondamentale de la structure (**T**)

Il est donné par la formule (4.2 RPA99vs2003)

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{2/3} (3.0/T)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \varepsilon)}$$

Où ($\varepsilon\%$) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Dans notre cas $\varepsilon = 8.5\%$

$$\eta = \sqrt{7/(2 + 8.5)} = 0.81 > 0.7 \text{ Art.4.3 RPA99 vs 2003}$$

Site meuble : $T_2 = 0.5$

Tableau 4.7 RPA99 vs 2003

$$T_2 = 0.5s < T = 0.578s < 3.0s$$

$$D = 2.5 \times 0.81 \times (0.5/0.578)^{2/3} = 1.83$$

- **R=5** : Coefficient de comportement de la structure.
- **Q=1.05** : Facteur de qualité.

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q \text{ Art4. 4RPA99vs2003}$$

Tableau V-3-4 : Facteur de qualité Q.

Observation de critère	Q _y		Q _x	
	Oui	Non	Oui	Non
1-Condition minimales sur les files de contreventement	0	0.05	0	0.05
2-Redondance en plan	0	0.05	0	0.05
3-Régularité en plan	0	0.05	0	0.05
4-Régularité en élévation	0	0.05	0	0.05
5-Contrôle de qualité des matériaux	0	0.05	0	0.05
6-Contrôle de qualité de l'exécution	0	0.10	0	0.10
$Q = 1 + \sum P_q$	1.05		1.05	

- $W_T=12594.91\text{kN}$: Poids total.

$$V_{MSE} = \frac{0.15 \times 1.83 \times 1.05}{5} \times 12494.91 = 720.26\text{kN}$$

Détermination de l'effort tranchant par ETABS :

	Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1	M2	M3
	EX	10	U1	1,74	0,82	0,00	-0,216	-0,020	21,42
	EX	11	U1	11,24	2,73	0,00	-5,910	35,444	-83,45
	EX	12	U1	2,23	-8,92	0,00	8,570	1,415	-90,20
▶	EX	All	All	640,55	274,86	0,00	3993,880	8959,457	3140,4
	EY	1	U2	217,42	83,37	0,00	-1244,846	3193,279	-394,8
	EY	2	U2	-245,59	609,02	0,00	-9237,744	-3601,210	5880,8
	EY	3	U2	-1,97	3,04	0,00	-43,865	-38,906	-30,35
	EY	4	U2	48,09	15,40	0,00	-43,334	45,104	-147,7
	EY	5	U2	-61,53	202,74	0,00	-593,460	-148,067	1895,6
	EY	6	U2	8,65	3,92	0,00	-10,237	25,470	-42,42
	EY	7	U2	20,95	6,93	0,00	-22,911	68,023	-102,0
	EY	8	U2	-29,11	21,46	0,00	-70,468	-37,838	452,62
	EY	9	U2	7,83	98,41	0,00	-275,162	-38,741	568,84
	EY	10	U2	0,82	0,39	0,00	-0,102	-0,009	10,12
	EY	11	U2	2,73	0,66	0,00	-1,433	8,595	-20,23
	EY	12	U2	-8,92	35,79	0,00	-34,365	-5,676	361,70
	EY	All	All	274,86	693,81	0,00	9797,370	3888,856	6160,2

Fig V-3-4 :L'effort tranchant (ETABS)

$V_x=640.55\text{kN}$

$V_y=693.81\text{kN}$

D'après l'article 4.3.6 de RPA99 vs 2003, la résultante des forces sismique à la base V_{ETABS} obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismique déterminés par la méthode modale spectrale V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée

$$V_{etabs} > 80\%V_{MSE}$$

$$V_x = 640.55\text{kN} > 576.20\text{kN}$$

$$V_y = 693.81\text{kN} > 576.20\text{kN}$$

→Condition vérifiée

V-3-6) Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux :

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.30 \quad \text{Art7.4.3.1RPA99vs2003(formule7.2)}$$

Tableau V-3-5 :L'effort normal réduit dans les poteaux

$N_d(\text{kN})$	$B_c(\text{cm}^2)$	$F_{c28}(\text{kN/cm}^2)$	V	Observation
870.31	2025	2.5	0.17	$v < 0.3$ condition vérifiée
696.69	1600	2.5	0.17	$v < 0.3$ condition vérifiée
240.28	1225	2.5	0.07	$v < 0.3$ condition vérifiée

V-3-7) Vérification des déplacements relatifs :

D'après l'article 5.10 RPA99 vs 2003 les déplacements latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit (Art 4.43 RPA99 vs 2003)

$$\delta_k = R\delta_{ek}$$

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Diaphragm CM Displacements

Edit View

Diaphragm CM Displacements

	Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
▶	ET5	D6	EX	0,0112	0,0044	0,0000	0,00000	0,00000	0,00007
	ET4	D5	EX	0,0097	0,0036	0,0000	0,00000	0,00000	0,00006
	ET3	D4	EX	0,0078	0,0028	0,0000	0,00000	0,00000	0,00005
	ET2	D3	EX	0,0057	0,0020	0,0000	0,00000	0,00000	0,00004
	ET1	D2	EX	0,0035	0,0012	0,0000	0,00000	0,00000	0,00002
	RDC	D1	EX	0,0015	0,0005	0,0000	0,00000	0,00000	0,00001

Diaphragm CM Displacements

Edit View

Diaphragm CM Displacements

	Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
▶	ET5	D6	EY	0,0041	0,0087	0,0000	0,00000	0,00000	0,00009
	ET4	D5	EY	0,0036	0,0071	0,0000	0,00000	0,00000	0,00007
	ET3	D4	EY	0,0029	0,0054	0,0000	0,00000	0,00000	0,00006
	ET2	D3	EY	0,0021	0,0037	0,0000	0,00000	0,00000	0,00004
	ET1	D2	EY	0,0013	0,0021	0,0000	0,00000	0,00000	0,00002
	RDC	D1	EY	0,0005	0,0008	0,0000	0,00000	0,00000	0,00001

Fig V-3-5 : Déplacement de chaque niveau (ETABS)

Tableau V-3-6 : Déplacement relatif suivant les deux sens.

Niveau	Sens X-X			Observation
	$\delta_k(m)$	$\Delta_k(m)$	1%h _c	
ET5	0.0112	0.00015	0.0306	C.V
ET4	0.0097	0.00019	0.0306	C.V
ET3	0.0078	0.00210	0.0306	C.V
ET2	0.0057	0.00220	0.0306	C.V
ET1	0.0035	0.00200	0.0306	C.V
RDC	0.0015	0.00150	0.0408	C.V
Niveau	Sens Y-Y			Observation
	$\delta_k(m)$	$\Delta_k(m)$	1%h _c	
ET5	0.0087	0.0016	0.0306	C.V
ET4	0.0071	0.0017	0.0306	C.V
ET3	0.0054	0.0017	0.0306	C.V
ET2	0.0037	0.0016	0.0306	C.V
ET1	0.0021	0.0013	0.0306	C.V
RDC	0.0008	0.0008	0.0408	C.V

V-3-8) Vérification du déplacement maximal de la structure

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante : $\delta_{max} \leq \bar{f} = \frac{h_t}{500}$

Tel que : $\bar{f} = 0.0523$

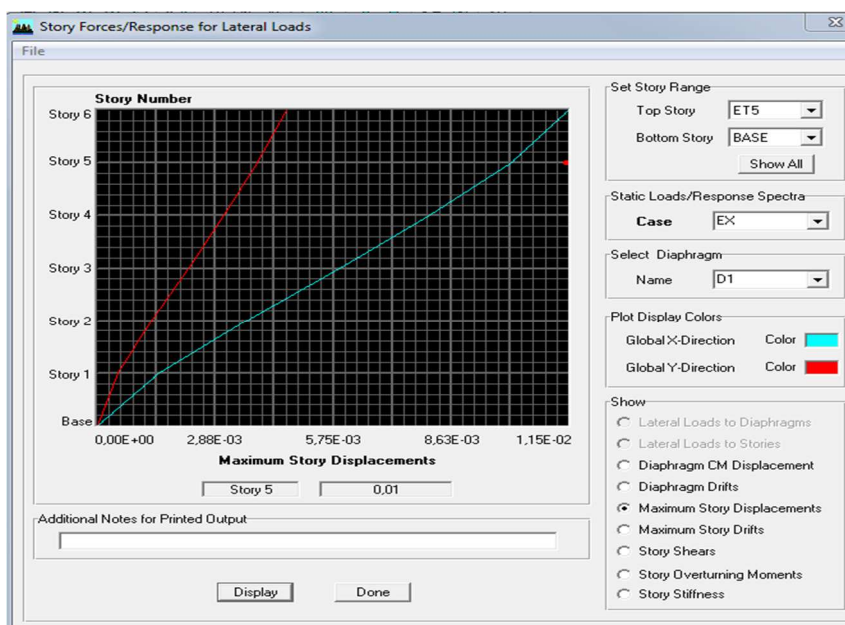


Fig V-3-5 : Déplacement maximal dans le sens « xx »

$\delta_{max} = 0.01m < \bar{f} = 0.0523m$ Condition vérifiée

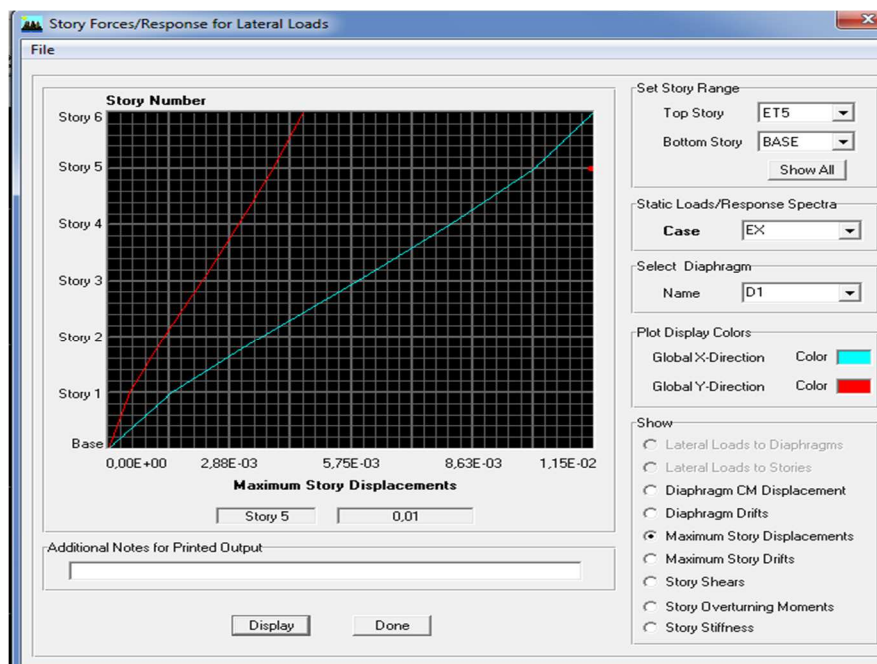


Fig V-3-6 : Déplacement maximal dans le sens « yy »

$$\delta_{max} = 0.01m < \bar{f} = 0.0523m \text{ Condition vérifiée}$$

V-3-9) Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

Les effets de 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.10$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k ».

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « k ».

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

Tableau V-3-5 : Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

Niv	P _k	Sens X-X						Observation
		Δ _K	P _k Δ _K	V _k	h _k	V _k h _k	θ _{kx}	Ok
ET5	1761.01	0.0015	2.641	219.43	3.06	671.455	0.0039	Ok
ET4	1761.01	0.0019	3.345	345.94	3.06	1058.576	0.0031	Ok
ET3	1879.95	0.00210	3.947	449.34	3.06	1374.980	0.0028	Ok
ET2	1879.95	0.00220	4.135	532.13	3.06	1628.317	0.0025	Ok
ET1	1879.95	0.00200	3.759	590.46	3.06	1806.807	0.0020	Ok
RD C	2771.94	0.00150	4.157	640.55	4.08	2613.444	0.0015	Ok
Niv	P _k	Sens Y-Y						Observation
		Δ _K	P _k Δ _K	V _k	h _k	V _k h _k	θ _{ky}	Ok
ET5	1761.01	0.0016	2.817	257,16	3.06	786,909	0.0035	Ok
ET4	1761.01	0.0017	2.993	390,10	3.06	1193,706	0.0025	Ok
ET3	1879.95	0.0017	3.195	498,24	3.06	1524,614	0.0020	Ok
ET2	1879.95	0.0016	3.007	582,02	3.06	1780,981	0.0016	Ok
ET1	1879.95	0.0013	2.443	638,27	3.06	1953,106	0.0012	Ok
RD C	2771.94	0.0008	2.217	693,91	4.08	2831.152	0.0007	Ok

On constate que θ_{kx} et θ_{ky} sont inférieure à « 0.1 ».

Donc l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

Conclusion générale :

Après avoir vérifié les exigences imposées par le règlement parasismique Algérien RPA 99/Version 2003 ; le model étudié et modélisé à l'aide du logiciel ETABS, on peut passer aux ferrailages de ces éléments structuraux.

VI-1) Ferrailage des poteaux :**VI-1-1) Introduction :**

Le calcul du ferrailage des poteaux se fera en flexion composée dans le sens le plus défavorable selon les deux directions à l'ELU, puis vérifié à l'ELS.

- Les combinaisons considérées pour le calcul sont :
 - ✓ ELU : 1.35G+1.50Q.
 - ✓ ELS : G+Q.
 - ✓ RPA99 vs 2003 : $\begin{cases} 0.8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases}$
- Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :
 - ✓ Effort normal maximal (N_{\max}) et moment correspondant ($M_{\text{correspondant}}$).
 - ✓ Effort normal minimal (N_{\min}) et le moment correspondant ($M_{\text{correspondant}}$).
 - ✓ Moment fléchissant maximal (M_{\max}) et l'effort normal correspondant ($N_{\text{correspondant}}$).

Tableau VI-1-1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux.

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

➤ **Recommandation du RPA 99/Version 2003**

a) Armatures longitudinales

D'après le **RPA99/version 2003 (Art 7.4.2)**, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique **IIa** est limité à:

- ✓ Le pourcentage minimal est de **0.8%** de la section du poteau.
- ✓ Le pourcentage maximal est de **4%** en zone courante et **6%** en zone de recouvrement.
- ✓ Le diamètre minimum est de 12mm.
- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ en zone II_a.
- ✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm en zone II_a.

Section (cm ²)	0.8% b h (cm ²)	4% b h (cm ²)	6% b h (cm ²)
Poteaux 45x45	16.2	81	121.50
Poteaux 40x40	12.8	64	96.00
Poteaux 35x35	9.8	49	73.50

Tableau VI-1-2 : Récapitulatif des sections d'acier recommandées par RPA.

VI-1-2 : Calcul des armatures longitudinales :

Les valeurs des efforts dans le sens le plus défavorable sont résumées dans le tableau ci-dessus selon les différentes combinaisons.

Tableau VI-1-3 : Résultats de ferrailage des poteaux

Section (cm ²)	Sollicitation (cm ²)	Combinaison	N (kN)	M (kN.m)	Observation	A _{sc} (cm ²)	A _{st} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Choix d'armatures	A _{adoptée} (cm ²)
45x45	$N_{max} - M_{corres}$	ELU	-1165.92	-3.233	SEC	0	0	16.2	4HA20+4HA16	20.59
	$N_{min} - M_{corres}$	0.8GE _X	-35	40.189	SPC	0	2.05			
	$N_{corres} - M_{max}$	GQE _Y	-128.80	51.228	SPC	0	1.51			
40x40	$N_{max} - M_{corres}$	ELU	-929.73	-8.118	SEC	0	0	12.8	4HA16+4HA14	14.19
	$N_{min} - M_{corres}$	0.8GE _X	-0.83	2.953	SPC	0	0.20			
	$N_{corres} - M_{max}$	GQE _X	-382.17	59.817	SEC	0	0			
35x35	$N_{max} - M_{corres}$	ELU	-316.93	-6.488	SEC	0	0	9.8	4HA14+4HA12	10.68
	$N_{min} - M_{corres}$	GQE _X	-1.06	8.281	SPC	0	0.67			
	$N_{corres} - M_{max}$	GQE _Y	-225.52	-51.746	SPC	0	1.54			

VI-1-3 : Vérification à l'ELU :**a) Armatures transversales (Art A.8.1.3/BAEL 99)**

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.66\text{mm}$$

$$\phi_t = \mathbf{8\text{mm}}$$

Les armatures transversales des poteaux seront encadrées par deux cadres en $\phi = 8\text{mm}$. Soit $A_t=2.01\text{cm}^2$

b) Espacement des armatures transversales :– **Selon BAEL (Art A8.1.3)**

$$S_t \leq \min\{15\phi_l^{\min}; 40\text{cm}; (a + 10)\text{cm}\}$$

$$S_t \leq \min\{15 \times 1.2; 40\text{cm}; (35 + 10)\text{cm}\}$$

Avec : a c'est la petite dimension transversale des poteaux.

$$S_t \leq 18\text{cm} \rightarrow \text{Soit } : S_t = \mathbf{15\text{cm}}$$

– **Selon RPA99 vs 2003 (Art 7.4.2.2)**

En zone courante (pour zone II_a) :

$$S_t \leq \{15\phi_l^{\min}\} = 15 \times 1.2 = 18\text{cm}$$

$$S_t \leq 18\text{cm} \rightarrow \text{soit } \mathbf{S_t = 15\text{cm}}$$

En zone nodale (pour zone II_a) :

$$S_t \leq \min\{15\text{cm}; 10\phi_l^{\min}\} = \min\{15\text{cm}; 10 \times 1.2\} = 12\text{cm}$$

$$S_t \leq 12\text{cm} \rightarrow \text{Soit } S_t = 10\text{cm}$$

c) Vérification de la quantité d'armatures transversales :

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 \rightarrow A_t^{\min} = 0.3\% S_t \times b_1$$

$$\text{Si } \lambda_g \leq 3 \rightarrow A_t^{\min} = 0.8\% S_t \times b_1$$

Si $3 \leq \lambda_g \leq 5 \rightarrow$ **Interpoler entre les deux valeurs présidentes.**

Avec : b_1 : dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée.

$$\lambda_g : \text{Elancement géométrique du poteau } \lambda_g = \frac{L_f}{a}$$

l_f : Longueur de flambement du poteau $L_f = 0.7L_0$

Tableau VI-1-4 : Vérification de la quantité d'armatures transversales.

Poteau	Hauteur	L_f	λ_g	A_t^{min}	$A_{adoptée}$	Observation
45x45	408	285.60	6.34	2.005	2.01	Condition vérifiée
40x40	306	214.20	5.35	1.800	2.01	Condition vérifiée
35x35	306	214.20	6.12	1.575	2.01	Condition vérifiée

d) Détermination de la zone nodale :

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte de chaque barre sont données dans la figure ci-dessus.

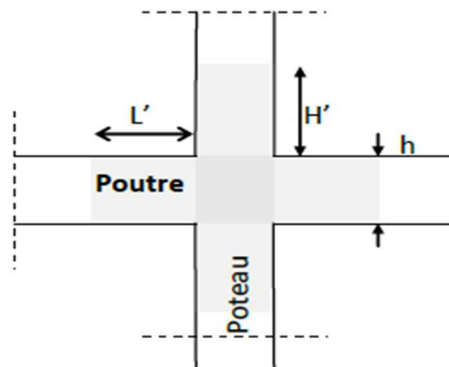


Fig IV-1-1 : Zone nodale

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm} \right\}$$

Tel que : h_e : la hauteur d'étage – la hauteur de la poutre secondaire.

Tableau VI-1-5 : Détermination de la zone nodale

Section (cm ²)	h (cm)	h' (cm)
Poteau (45x45)	408	$h' = \max\{62.16; 45; 45; 60\}=62.16\text{cm}$
Poteau (40x40)	306	$h' = \max\{45.16; 40; 40; 60\}=60.00\text{cm}$
Poteau (35x35)	306	$h' = \max\{45.16; 35; 35; 60\}=60.00\text{cm}$

e) Longueur minimale de recouvrement pour la zone II_a :

Pour la zone II_a : $L_r = 40\phi$

- $\phi = 20\text{mm} \rightarrow L_r = 40 \times 2 = 80\text{cm}$
- $\phi = 16\text{mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1.6 = 64\text{cm}$
- $\phi = 14\text{mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1.4 = 56\text{cm}$
- $\phi = 12\text{mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1.2 = 48\text{cm}$

f) Vérification des contraintes tangentielles (Art 7.4.3.2 RPA99 VS 2003) :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite.

$$\tau_b = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

Avec :

$$\lambda_g \geq 5 \rightarrow \rho_d = 0.075$$

$$\rightarrow \bar{\tau}_{bu} = 1.875\text{MPa}$$

Tableau VI-1-6 : Vérification des contraintes tangentielles.

Poteau (cm ²)	h _e (m)	b=h (mm)	$\lambda_g \geq 5$	d (mm)	T _u X10 ³ N	τ_b (MP)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
45x45	4.08	450	6.34	430	113.85	0.588	1.875	Condition vérifiée
40x40	3.06	400	5.35	380	31.13	0.204	1.875	Condition vérifiée
35x35	3.06	350	6.12	330	19.27	0.166	1.875	Condition vérifiée

VI-1-4 : Vérification à l'ELS :

a) Vérification des contraintes à l'ELS :

la vérification d'une section en béton armé à l'ELS consiste à démontrer que les contraintes maximales dans le béton σ_{bc} et dans les aciers σ_{st} sont au plus égales aux contraintes admissibles $\bar{\sigma}_{bc}$ et $\bar{\sigma}_{st}$.

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_b = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s = 348\text{MPa}$$

Tableau VI-1-7 : Vérification des contraintes à l'ELS

Section (cm ²)	N (kN)	M (kN.m)	σ_{bs} (MPa)	σ_{ss} (MPa)	σ_{bi} (MPa)	σ_{si} (MPa)	Observation
45x45	$N_{min}=-66.69$	$M_{cor}=12.256$	1.05	12.70	0	-8.13	Condition vérifiée
	$N_{max}=-846.54$	$M_{cor}=-2.334$	3.75	55.80	3.51	53.00	Condition vérifiée
	$N_{cor}=-115.21$	$M_{max}=-53.265$	4.42	46.3	0	-94.20	Condition vérifiée
40x40	$N_{min}=-115.26$	$M_{cor}=1.368$	0.74	10.70	0.53	8.36	Condition vérifiée
	$N_{max}=-674.880$	$M_{cor}=-5.863$	4.17	60.90	3.27	50.80	Condition vérifiée
	$N_{cor}=-434.33$	$M_{max}=22.687$	4.13	55.50	0.66	16.40	Condition vérifiée
35x35	$N_{min}=-3.420$	$M_{cor}=-9.205$	1.83	12.60	0	-61.50	Condition vérifiée
	$N_{max}=-229.75$	$M_{cor}=-4.711$	2.21	30.80	1.11	19.00	Condition vérifiée
	$N_{cor}=-29.090$	$M_{cor}=30.277$	6.06	44.80	0	-186.10	Condition vérifiée

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

VI-2 : Ferrailage des poutres :

VI-2-1 : Introduction :

Les poutres sont des éléments structuraux qui ont pour rôle la transmission des efforts des planchers vers les poteaux. Chaque poutre est soumise à un effort tranchant **T** et à un moment fléchissant **M**, qui sont extraits à partir de logiciel **ETABS**, ils sont donc calculés en flexion simple.

- Les combinaisons considérées pour le calcul sont :
 - ✓ ELU : $1.35G+1.50Q$.
 - ✓ ELS : $G+Q$.
 - ✓ RPA99 vs 2003 : $\begin{cases} 0.8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases}$
- **Recommandations du RPA 99 vs 2003 :**
 - a) **Armatures longitudinales (Art 5.7.2.1 RPA99 vs 2003) :**
 - ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0.5%** en toute section.
 - ✓ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4%** en zone courante.
 - 6%** en zone de recouvrement.
 - ✓ La longueur minimale de recouvrement est de **40Ø** en zone II_a.
 - ✓ L'ancrage des armatures longitudinales supérieure et inférieure dans les poteaux de rives et l'angle doit être effectué avec des crochets à **90°**.
 - ✓ On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.
 - ✓ Le diamètre minimal est de **12mm**.

Tableau VI-2-1 : Récapitulatif des sections d'acier recommandées par RPA.

Section (cm ²)	0.5% b h (cm ²)	4% b h (cm ²)	6% b h (cm ²)
Poutre principale (25x40)	5	40	60
Poutre secondaire (25x35)	4.375	35	52.50
Poutre palière (25x30)	3.750	30	45
Poutre de chaînage (25x30)	3.750	30	45
Poutre inclinée (25x40)	5	40	60

b) Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA99 vs 2003) :

- ✓ La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

- ✓ L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$S_t = \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi \right\}$$

En dehors de la zone nodale :

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

ϕ : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

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

VI-2-2 : Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :

a) Hypothèse de calcul :

- **Poutre principale (25x40) :**

En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{61.467 \times 10^3}{25 \times 38^2 \times 14.20} = 0,120 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0.120 \rightarrow \beta = 0.936$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{61.467 \times 10^3}{0,936 \times 38 \times 348} = 4.96 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$ et $A_{st} = 4.96 \text{ cm}^2$

On opte : **3HA14+2HA12=6.88 cm²**

Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{80.833 \times 10^3}{25 \times 38^2 \times 18.48} = 0,122 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0.122 \rightarrow \beta = 0.935$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{80.833 \times 10^3}{0,935 \times 38 \times 400} = 5.68 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$ et $A_{st} = 5.68 \text{ cm}^2$

On opte : **3HA14+3HA12= 8.01cm²**

- **Poutre secondaire (25x35) :**

En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{42.845 \times 10^3}{25 \times 33^2 \times 14.20} = 0,110 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

$$\mu = 0.110 \rightarrow \beta = 0.942$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{42.845 \times 10^3}{0.942 \times 33 \times 348} = 3.96 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$ et $A_{st} = 3.96 \text{ cm}^2$

On opte : **3HA14 = 4.62 cm²**

Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{57.682 \times 10^3}{25 \times 33^2 \times 18.48} = 0.114 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0.114 \rightarrow \beta = 0.939$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{57.682 \times 10^3}{0.939 \times 33 \times 400} = 4.65 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$ et $A_{st} = 6.07 \text{ cm}^2$

On opte : **3HA14+3HA12= 6.88 cm²**

- **Poutre inclinée :**

Aux appuis:

$$M_{\text{appuis}} = -11.380 \text{ KN.m}$$

$$N_{\text{cor}} = -8.739 \text{ KN} \quad (\text{effort de compression})$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{11.380}{8.739} = 1.30 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} - c' = \frac{0.40}{2} - 0.02 = 0.18 \text{ m}$$

$$e > \frac{h}{2} - c' \rightarrow \text{SPC}$$

➤ **Calcul de moment fictif:**

$$M_f = N \times g$$

$$\text{Avec :} \quad g = e + \frac{h}{2} - c = 1.30 + \frac{0.40}{2} - 0.02 = 1.48 \text{ m}$$

$$\text{D'où} \quad M_f = 8.739 \times 1.48 = 12.93 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{12.93 \times 10^6}{250 \times 380^2 \times 14.2} = 0.026$$

$$\mu = 0.026 < \mu_l = 0.392 \quad \longrightarrow \quad \text{S.S.A}$$

$$\beta = 0.987$$

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

➤ Calcul des armatures fictif :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{12.93 \times 10^2}{0,987 \times 38 \times 34,8} = 0,99 \text{ cm}^2.$$

$$A_f = 0,99 \text{ cm}^2$$

Les armatures réelles :

$$A_{st} = A_f - \frac{N}{\sigma_{ST}} = 0,99 - \frac{11.380}{34,8} = 0,66 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{sc} = 0$ et $A_{st} = 0,66 \text{ cm}^2$.

$$A_{st} = 0,66 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 0,5\%bh = 0,005 \times 40 \times 25 = 5 \text{ cm}^2$$

Donc on va ferrailer avec le min de RPA

On opte : **3 HA 12 + 3 HA12 = 6,78 cm²**

En travée :

$$M_{\text{travée}} = 3.966 \text{ KN.m}$$

$N_{\text{cor}} = 14.38 \text{ KN}$ (effort de traction)

$$e = \frac{M}{N} = \frac{3.966}{14.38} = 0.27$$

$$\frac{h}{2} - c' = \frac{0,40}{2} - 0,02 = 0.18 \text{ m}$$

➤ Calcul de moment fictif:

$$M_f = N \times g$$

$$\text{Avec : } g = e + \frac{h}{2} - c = 0.27 + \frac{0.40}{2} - 0.02 = 0.47 \text{ m}$$

$$\text{D'où : } M_f = 14.38 \times 0.47 = 6,75 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{6,75 \times 10^6}{250 \times 380^2 \times 14,2} = 0,014$$

$$\mu = 0,014 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{SSA}$$

S.S.A

$$\beta = 0,993$$

➤ Calcul des armatures fictif

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{6,75 \times 10^2}{0,993 \times 38 \times 34,8} = 0,51 \text{ cm}^2.$$

$$A_f = 0,51 \text{ cm}^2$$

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

Les armatures réelles :

$$A_{st} = A_f + \frac{N}{\sigma_{ST}} = 0,51 + \frac{14.38}{34,8} = 0,92 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{sc} = 0$ et $A_{st} = 0,92 \text{ cm}^2$.

$$A_{st} = 0,92 \text{ cm}^2 < A_{min} = 0,5\%bh = 0,005 \times 40 \times 25 = 5 \text{ cm}^2$$

Donc on va ferrailer avec la min de RPA

On opte : **3HA 12+ 3 HA12 = 6,78 cm²**

Ferrailage des poutres principales:

Tableau VI-2-2 : Résultats de ferrailage des poutres principales.

Zone	Localisation	M _u kN.m	μ	Obs	β	A _{cal} cm ²	A _{min} cm ²	Ferrailage	A _{adoptée} cm ²
Zone I	Travée	61.467	0.120	SSA	0.936	4.96	5	3HA14 +2HA12	6.88
	Appui	80.833	0.122	SSA	0.935	5.68	5	3HA12 +3HA14	8.01
Zone II	Travée	48.204	0.094	SSA	0.951	3.33	5	3HA14 +2HA12	6.88
	Appui	70.575	0.106	SSA	0.944	4.92	5	3HA12 +3HA14	8.01
Zone III	Travée	50.593	0.098	SSA	0.948	4.03	5	3HA14 +2HA12	6.88
	Appui	86.964	0.130	SSA	0.930	6.15	5	3HA12 +3HA14	8.01

Ferrailage des poutres secondaires :

Tableau VI-2-3 : Résultats de ferrailage des poutres secondaires.

Zone	Localisation	M _u kN.m	μ	Obs	β	A _{cal} cm ²	A _{min} cm ²	Ferrailage	A _{adoptée} cm ²
Zone I	Travée	42.845	0.084	SSA	0.956	3.39	4.375	3HA14	4.62
	Appui	57.682	0.114	SSA	0.939	4.65	4.375	3HA12 +2HA14	6.47
Zone II	Travée	49.559	0.092	SSA	0.948	3.96	4.375	3HA14	4.62
	Appui	71.759	0.142	SSA	0.923	5.88	4.375	3HA12 +2HA14	6.88
Zone III	Travée	38.527	0.076	SSA	0.960	3.04	4.375	3HA14	4.62
	Appui	59.86	0.118	SSA	0.937	4.83	4.375	3HA12 +2HA14	6.47

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

Ferrailage de la poutre palière :

Poutre palière	Localisation	M _u (kN.m)	μ	Obs	β	A _{cal} cm ²	A _{min} cm ²	Ferrailage	A _{adoptée} cm ²
(25x30)	Travée	28.387	0.102	SSA	0.946	3.07	3.750	3HA14	4.62
	Appui	34.598	0.096	SSA	0.949	3.25	3.750	3HA14	4.62

Tableau VI-2-4 : Résultats de ferrailage des poutres palière.

Ferrailage de la poutre de chaînage :

Poutre de chaînage	Localisation	M _u kN.m	μ	Obs	β	A _{cal} cm ²	A _{min} cm ²	Ferrailage	A _{adoptée} cm ²
(25x30)	Travée	21.866	0.078	SSA	0.959	2.33	3.750	3HA14	4.62
	Appui	40.055	0.144	SSA	0.922	4.45	3.750	3HA14	4.62

Tableau VI-2-5 : Résultats de ferrailage de la poutre de chaînage.

Ferrailage de la poutre inclinée :

Tableau VI-2-6 : Résultats de ferrailage de la poutre inclinée

Poutre inclinée	Localisation	M _u kN.m	μ	Obs	β	A _{cal} cm ²	A _{min} cm ²	Ferrailage	A _{adoptée} cm ²
(25x40)	Travée	3.966	0.014	SSA	0.993	0.92	5	3HA12+ 3HA12	6.78
	Appui	8.739	0.026	SSA	0.987	0.66	5	3HA12+ 3HA12	6.78

VI-2-3 : Calcul des armatures transversales :

Selon BAEL 91 modifié 99 le diamètre des armatures transversales est :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_I \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{40}{35}; \frac{25}{10}; \phi_I \right\} = \{1.14; 2.50; 1.20\} = 1.14 \text{ cm}$$

Soit : $\phi_t = 8 \text{ mm}$.

La section d'armatures transversales :

$$A_t = \frac{4 \times \pi \times \phi_t^2}{4} = \frac{4 \times \pi \times 0.8^2}{4} = 2.01 \text{ cm}^2$$

On choisira un cadre et un étrier : $A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$.

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

Espacement des armatures transversales :

Espacement maximal des armatures transversales selon **BAEL91 modifié 99** :

$$S_t < \min(0.9d; 40cm)$$

- Poutre principale :

$$S_t < \min(0.9d; 40cm) = \min(0.9 \times 38; 40cm) = \min(34.20cm; 40cm)$$
$$S_t = 25cm$$

- Poutre secondaire :

$$S_t < \min(0.9d; 35cm) = \min(0.9 \times 33; 40cm) = \min(29.7cm; 40cm)$$
$$S_t = 25cm$$

- Poutre palière :

$$S_t < \min(0.9d; 30cm) = \min(0.9 \times 28; 40cm) = \min(25.2; 40cm)$$

$$S_t = 25cm$$

- Poutre de chaînage :

$$S_t < \min(0.9d; 30cm) = \min(0.9 \times 28; 40cm) = \min(25.2; 40cm)$$
$$S_t = 25cm$$

- Poutre inclinée :

$$S_t < \min(0.9d; 40cm) = \min(0.9 \times 38; 40cm) = \min(34.20cm; 40cm)$$
$$S_t = 25cm$$

D'après RPA99 vs 2003 (Art 7.5.22) :

- Poutre principale :

- Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20cm$$
$$S_t = 15cm$$

- Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) = \min(10cm; 14.40cm)$$
$$S_t = 10cm$$

- Poutre secondaire :

- Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.50cm$$
$$S_t = 15cm$$

- Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) = \min(8.75cm; 14.40cm)$$
$$S_t = 10cm$$

- Poutre palière :

- Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15cm$$
$$S_t = 10cm$$

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

– Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_I\right) = \min(7.50cm; 16.80cm)$$

$$S_t = 7cm$$

• Poutre de chaînage :

– Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15cm$$

$$S_t = 10cm$$

– Zone nodale

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_I\right) = \min(7.50cm; 16.80cm)$$

$$S_t = 7cm$$

• Poutre inclinée :

– Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20cm$$

$$S_t = 15cm$$

– Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_I\right) = \min(10cm; 14.40cm)$$

$$S_t = 10cm$$

Tableau VI-2-7 : Récapitulatif des espacements

Poutres	Zone	Espacement
Principale	Courante	S_t=15cm
	Nodale	S_t=10cm
Secondaire	Courante	S_t=15cm
	Nodale	S_t=10cm
Palière	Courante	S_t=10cm
	Nodale	S_t=7cm
Chaînage	Courante	S_t=10cm
	Nodale	S_t=7cm
Inclinée	Courante	S_t=15cm
	Nodale	S_t=10cm

Vérification de la section minimale d'armatures transversale selon RPA99 vs 2003 (Art 7.5.2.2)

$$A_t = 0.003 \times S \times b$$

• Poutre principale :

$$A_t > 0.003 \times S \times b = 0.003 \times 15 \times 25 = 1.125cm^2$$

• Poutre secondaire :

$$A_t > 0.003 \times S \times b = 0.003 \times 15 \times 25 = 1.125cm^2$$

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

- Poutre palière :
 $A_t > 0.003 \times S \times b = 0.003 \times 10 \times 25 = 0.750 \text{cm}^2$
- Poutre de chaînage :
 $A_t > 0.003 \times S \times b = 0.003 \times 10 \times 25 = 0.750 \text{cm}^2$
- Poutre inclinée :
 $A_t > 0.003 \times S \times b = 0.003 \times 15 \times 25 = 1.125 \text{cm}^2$

Délimitation de la zone nodale :

Dans le cas des poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale L' est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée.

$$L' = 2 \times h$$

- Poutre principale : $L' = 2 \times 40 = 80 \text{cm}$
- Poutre secondaire : $L' = 2 \times 35 = 70 \text{cm}$
- Poutre palière : $L' = 2 \times 30 = 60 \text{cm}$
- Poutre de chaînage : $L' = 2 \times 30 = 60 \text{cm}$
- Poutre inclinée : $L' = 2 \times 40 = 80 \text{cm}$

VI-2-3 : Vérification à l'ELU :

1) Condition de non fragilité :

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

- Poutre principale :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 25 \times 38 \times 2.1}{400} = 1.147 \text{cm}^2 < A_{\text{adop}} \quad \text{condition vérifiée}$$

- Poutre secondaire :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 25 \times 33 \times 2.1}{400} = 0.996 \text{cm}^2 < A_{\text{adop}} \quad \text{condition vérifiée}$$

- Poutre palière :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 25 \times 28 \times 2.1}{400} = 0.845 \text{cm}^2 < A_{\text{adop}} \quad \text{condition vérifiée}$$

- Poutre de chaînage :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 25 \times 28 \times 2.1}{400} = 0.845 \text{cm}^2 < A_{\text{adop}} \quad \text{condition vérifiée}$$

- Poutres inclinée :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 25 \times 38 \times 2.1}{400} = 1.147 \text{cm}^2 < A_{\text{adop}} \quad \text{condition vérifiée.}$$

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

- 2) Vérification de la contrainte tangentielle du béton (Art A 5.1.211 BAEL91 modifié99) :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.20 \frac{f_{c25}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{3.33\text{MPa}; 5\text{MPa}\}$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33\text{MPa}$$

Tableau VI-2-8 : Vérification de la contrainte tangentielle du béton

Poutres	T_{\max} (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
Principale	119.12	1.25	3.33	Condition vérifiée
Secondaire	91.55	1.10	3.33	Condition vérifiée
Palière	31.63	0.45	3.33	Condition vérifiée
Chaînage	30.41	0.43	3.33	Condition vérifiée
Inclinée	11.92	0.12	3.33	Condition vérifiée

- 3) Influence de l'effort tranchant sur le béton en appui (Art A.5.1.32 BAEL91 modifié 99) :

On doit vérifier la relation suivante :

$$T_u^{\max} \leq \bar{T}_u = 0.40 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b \quad \text{avec } a = 0.9 \times d$$

Tableau VI-2-9 : Influence de l'effort tranchant sur le béton en appui

Poutres	T_u^{\max} (kN)	\bar{T}_u (kN)	Observation
Principale	119.12	570	Condition vérifiée
Secondaire	91.55	495	Condition vérifiée
Palière	31.60	420	Condition vérifiée
Chaînage	30.41	420	Condition vérifiée
Inclinée	11.92	570	Condition vérifiée

- 4) Influence de l'effort tranchant sur les armatures (Art A.5.1.313 BAEL 91 modifié 99) :

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 effort égal à :

$$A_s > \left(T_{\max} - \frac{M_{\max}}{0.9d} \right) \frac{\gamma_s}{f_e}$$

Tableau VI-2-10 : Influence de l'effort tranchant sur les armatures

Poutres	T_{\max} (kN)	M_{\max} (kN.m)	$T_u^{\max} - \frac{M_{\max}}{0.9d}$	Observation
Principale	119.12	86.964	-135.169<0	Condition vérifiée
Secondaire	91.55	71.759	-150.062<0	Condition vérifiée
Palière	31.60	34.598	-128.538<0	Condition vérifiée
Chaînage	30.41	40.055	-105.693<0	Condition vérifiée
Inclinée	11.92	8.739	-1363.26<0	Condition vérifiée

→ Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaire.

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

5) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (Art A.6.1.3 BAEL 91 modifié 99) :

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures :

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi \times f_{t28}$$

Avec : $\Psi=1.5$ pour les barres HA.

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum u} < \bar{\tau}_{se}$$

Avec $\sum u$: Périmètre utile des aciers.

Tableau VI-2-11 : Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement.

Poutres	Ferrailage	$\sum u(\text{mm})$	$\tau_{se}(\text{MPa})$	$\bar{\tau}_{se}(\text{MPa})$	Observation
principale	3HA14+3HA12	245.00	1.42	3.15	Condition vérifiée
Secondaire	3HA14+2HA12	207.34	1.48	3.15	Condition vérifiée
Palière	3HA14	131.94	0.95	3.15	Condition vérifiée
Chaînage	3HA14	131.94	0.91	3.15	Condition vérifiée
Inclinée	3HA12+3HA12	226.19	0.11	3.15	Condition vérifiée

→ La contrainte d'adhérence est vérifiée, donc il n'y a pas risque d'entraînement des barres.

6) Longueur de scellement droit des barres :

➤ Selon BAEL91 modifié 99 (Art A.6.1.23):

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_s}$$

Avec : $\bar{\tau}_s = 0.6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$

➤ Pour $\phi 14$: $L_s=49.38 \text{ cm}$

➤ Pour $\phi 12$: $L_s=42.32 \text{ cm}$

Le règlement **BAEL99** admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet "Lc" est au moins égale à 0.4Ls

➤ Pour $\phi 14$: $L_s=20 \text{ cm}$

➤ Pour $\phi 12$: $L_s=18 \text{ cm}$

➤ Selon RPA 99 vs 2003 (7.5.2.1) :

$$L_s = 40\phi$$

➤ Pour $\phi 14$: $L_s=56 \text{ cm}$ Soit : $L_s=60 \text{ cm}$

➤ Pour $\phi 12$: $L_s=48 \text{ cm}$ Soit : $L_s=50 \text{ cm}$

VI-2-4 : Vérification à l'ELS :

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

➤ **Etat limite d'ouverture des fissurations (Art. B.6.3 BAEL 91 modifié 99) :**
La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire.

➤ **Etat limite de compression du béton $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.60 \times 25 = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{k_1} \times \sigma_{st}$$

Avec :

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d}$$

Tableau VI-2-12 : Vérification des contraintes à l'ELS

Poutres	Zone	M_s^{max} (kN.m)		A_{adop} Cm ²	ρ_1	β_1	σ_{st}	k_1	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
Principale (25x40)	Zone I	M _a	58.625	8.01	0.843	0.8692	221.58	23.250	9.53	15	C.V
		M _t	44.723	6.88	0.724	0.8765	195.16	25.485	7.67	15	C.V
	Zone II	M _a	47.650	8.01	0.843	0.8692	180.10	23.250	7.74	15	C.V
		M _t	33.228	6.88	0.724	0.8765	145.00	25.485	5.68	15	C.V
	Zone III	M _a	48.933	8.01	0.843	0.8692	184.95	23.250	7.95	15	C.V
		M _t	33.785	6.88	0.724	0.8765	147.43	25.485	5.78	15	C.V
Secondaire (25x35)	Zone I	M _a	10.369	6.47	0.782	0.8730	55.629	24.370	2.28	15	C.V
		M _t	6.5200	4.62	0.560	0.8885	48.132	29.840	1.61	15	C.V
	Zone II	M _a	17.387	6.47	0.782	0.8730	93.280	24.370	3.82	15	C.V
		M _t	10.322	4.62	0.560	0.8885	76.190	29.840	2.55	15	C.V
	Zone III	M _a	27.514	6.47	0.782	0.8730	147.61	24.370	6.05	15	C.V
		M _t	17.173	4.62	0.560	0.8885	126.77	29.840	4.24	15	C.V
Chaînage (25x30)		M _a	24.236	4.62	0.661	0.8810	212.65	27.020	7.87	15	C.V
		M _t	15.785	4.62	0.661	0.8810	138.50	27.020	5.12	15	C.V
Palière (25x30)		M _a	7.659	4.62	0.661	0.8810	67.20	27.020	2.48	15	C.V
		M _t	3.238	4.62	0.661	0.8810	28.41	27.020	1.05	15	C.V
Inclinée (25x40)		M _a	6.431	6.78	0.007	0.9850	25.34	318.30	0.07	15	C.V
		M _t	2.811	6.78	0.007	0.9850	11.07	318.30	0.03	15	C.V

VI-3) ferrailages des voiles :**VI-3-1) Introduction :**

Le ferrailage d'un voile consiste à déterminer ses armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales (G et Q) et horizontales dues au séisme.

Pour faire face à ces sollicitations, on doit prévoir trois types d'armatures :

- ✓ Armatures verticales.
- ✓ Armatures horizontales.
- ✓ Armatures transversales.

Dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose le bâtiment en trois zones :

Zone I : RDC.

Zone II : 1^{er}, 2^{eme}, 3^{eme} étage.

Zone III : 4^{eme}, 5^{eme} étage.

- Combinaison considérées pour le calcul sont :
 - ✓ ELU : 1.35G+1.5Q.
 - ✓ ELS : G+Q.
 - ✓ RPA99vs2003 : $\begin{cases} 0.8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases}$

VI-3-2) Exposé de la méthode de calcul :

La méthode à utiliser pour le ferrailage des voiles est la méthode des **contraintes**. Elle consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables. Les contraintes seront relevées du logiciel ETABS.

Le calcul se fera pour des bandes verticales de largeur (d) :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3}L_c\right)$$

Avec :

h_e : La hauteur entre nus de plancher du voile considéré.

L_c : La longueur de la zone comprimée.

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

L : Longueur du voile.

L_t : Longueur de la zone tendue.

$$L_t = L - L_c$$

➤ **Détermination des diagrammes de contraintes :**

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimé (S.E.C).
- Section entièrement tendue (S.E.T).
- Section partiellement comprimé (S.P.C).

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues :

Tableau VI-3-1 : Tableau des efforts normaux

Section	Diagramme des contraintes	L'effort normal N_i	L'effort normal N_{i+1}
SEC		$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$
SET		$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$
SPC		$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$

➤ **Détermination des armatures :**

a) **Armatures verticales :**

En fonction des contraintes agissant sur le voile, On est dans le cas d'une : **Section partiellement comprimé SPC.**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

σ_s : Contrainte de l'acier égale à 348 Mpa

✓ **Armatures minimales :**

$$A_{min} \geq \frac{B \times f_{t28}}{f_e} \text{ (BAEL Art A4.2.1)}$$

$$A_{min} \geq A = 0.002B \text{ (RPA Art 7.7.4.1)}$$

b) Armatures horizontales:

- Selon BAEL:

$$A_h = \frac{A_v}{4}$$

- Selon l'RPA99 vs 2003 :

$$\begin{cases} A_h \geq 0.15\% \times B \\ A_h \geq 0.10 \times B \end{cases}$$

Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de **10Φ** et disposées de manière à servir de cadre aux armatures verticales.

c) Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, elles relient les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article **(7.7.4.3 du RPA vs 2003)**.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle aumètre carré de surface.

d) Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{Vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} \text{ Avec : } \bar{V} = 1.4 \times V_u$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

e) Potelet :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$

f) Espacement :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$s_t \leq \{1.5 \times e; 30cm\} \text{ Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003)}$$

g) Longue de recouvrement :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

h) Diamètre minimale :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

VI-3-3) Les Vérifications :**➤ Vérification des contraintes de cisaillement :**

- Selon *RPA 99 vs 2003* :

$$\tau_b = \frac{v}{bd} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} v = 1.4 v_u$$

Avec :

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

b : Epaisseur du voile.

d : Hauteur utile ($d = 0,9 h$).

h : Hauteur totale de la section brute

- Selon *BAEL91* :

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Fissuration préjudiciable : $\bar{\tau}_u \leq \min \left\{ 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right\}$

➤ **Vérification à l'ELS :**

A l'état limite de service il faudra vérifier que la contrainte de compression soit inférieure à 15 MPa.

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

Avec :

N_s : L'effort normal appliqué.

B : section du béton.

A : section des armatures adoptées (verticales).

$\bar{\sigma}_b$: Contrainte admissible.

VI-3-4) Exemple de calcul :

Soit à calculer le ferrailage d'un voile transversal $L = 3,95\text{m}$ sur la zone 1. (VT1)

a) **Caractéristiques géométriques :**

Tableau VI-3-2 : Caractéristiques géométriques

L(m)	e(m)	B (m ²)
1.10	0,20	0,22

b) **Sollicitations de calcul :**

On calcul les efforts (N_i et N_{i+1}) agissant sur le voile considéré pour tous les étages de la zone et en tirant les contraintes les plus défavorables pour enfin calculer le ferrailage que l'on adoptera pour tous les étages de la zone.

Les contraintes les plus défavorables sont données par ETABS :

- $\sigma_{\max} = 5109,68\text{KN/m}^2$
- $\sigma_{\min} = -7298,04\text{KN/m}^2$

c) **Largeur de la zone comprimée « L_c » et de la zone tendue « L_t » :**

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L = \frac{5109,68}{5109,68 + 7298,04} \times 0.875 = 0,36\text{m}$$

$$L_t = L - L_c = 0.875 - 0.36 = 0.51\text{m}$$

d) Calcul « d » :

Le découpage du diagramme est en deux bandes de longueur (d):

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3}L_c\right) = \min(1.84; 0.25) = \mathbf{0.324m}$$

$$\text{Avec : } h_e = h_{\text{étage}} - h_{\text{poutre}} = 4.08 - 0.40 = 3.68m$$

Détermination de N :

Pour la zone tendue :

$$\frac{\sigma_{\min}}{L_t} = \frac{\sigma_1}{L_t - d}$$

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\min}(L_t - d)}{L_t} = \frac{-7298.04(0.51 - 0.257)}{0.51} = \mathbf{-3649.02KN/m^2}$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times \square = \frac{-7298.04 - 3649.02}{2} \times 0.257 \times 0.20 = \mathbf{-281.70KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times \square = \frac{-3649.02}{2} \times 0.257 \times 0.20 = \mathbf{-93.90KN}$$

e) Calcul des armatures verticales :

$$\mathbf{1^{ere} bande : } A_{V1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{281.70}{400 \times 10^{-1}} = \mathbf{7.04cm^2}$$

$$\mathbf{2^{eme} bande : } A_{V2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{93.90}{400 \times 10^{-1}} = \mathbf{2.35cm^2}$$

f) Les armatures de couture :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e} = 1,1 \times \frac{315.1 \times 1,4}{400 \times 10^{-1}} = \mathbf{12.13cm^2}$$

g) Armatures minimales :

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{d \times e \times f_{t28}}{f_e}; 0,2\%B\right)$$

$$= \max\left(\frac{0.324 \times 0.20 \times 2,1}{400}; 0,002 \times 1,1 \times 0,15\right)$$

$$A_{\min} = \max(3.402; 1.296) = \mathbf{3,402 cm^2}$$

Calcul des sections totales :

- $A_1 = A_{V1} + \frac{A_{vj}}{4} = (7.04) + \left(\frac{12.13}{4}\right) = \mathbf{10.08cm^2 / bande}$
- $A_2 = A_{V2} + \frac{A_{vj}}{4} = (2.35) + \left(\frac{12.13}{4}\right) = \mathbf{5.38cm^2 / bande}$

Ferrailage adopté :**Tableau VI-3-3 : Ferrailage adopté.**

	Section total	Ferrailage adoptée	Espacement
1 ^{er} bande	$A_1=10.08\text{cm}^2$	$2\times 3\text{HA}16=12.06\text{cm}^2$	$S_t=10\text{cm}$
2 ^{ème} bande	$A_2=5.38\text{cm}^2$	$2\times 2\text{HA}16=6.16\text{cm}^2$	$S_t=12\text{cm}$

h) Armatures horizontales :

- D'après le BAEL 91 : $A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{12.06}{4} = 3.02\text{cm}^2$
- D'après le RPA: $A_H \geq 0,15\%B = 0.97\text{cm}^2$

Soit : $15\text{HA}10 = 11,78 \text{ cm}^2$ /nappe ; avec $S_H = 25 \text{ cm}$.

i) Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit avec **HA8. (4HA8)**

j) Les vérifications :✓ **Vérification des espacements :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1,5 e, \quad 30 \text{ cm}\} = 22,5 \text{ cm}$$

$S_t = 10\text{cm}$ **Condition vérifiée.**

$S_h = 25\text{cm}$ **Condition vérifiée.**

✓ **Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \times A_v} = \frac{1217.53 \times 10^3}{0,22 \times 10^6 + 15 \times 18.22 \times 10^2} = 4.87\text{MPa}$$

$\sigma_{bc} = 4.87\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ **Condition vérifiée.**

✓ **Vérification des contraintes de cisaillement :**➤ **Selon le RPA 2003 :**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$$

$$\tau_b = \frac{T}{b.d} = \frac{1,4 \times 315.1 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 1100} = 2.80\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$\tau_b = 2,80\text{MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$ **Condition vérifiée.**

➤ **D'après le BAEL 91 :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{315.1 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 875} = \mathbf{2.001 \text{ MPa}}$$

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

$$\tau_u = 1.591\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

VI-3-5 : ferrailages des voiles :

Tableau VI-3-4 : Ferrailage des voiles VL1, VL2, VL3.

Zones		Zone I	Zone II	zone III		
Caractéristiques géométriques	L (m)	0,875	0,9	0,925		
	e (m)	0,2	0,2	0,2		
	B (m)	0,175	0,18	0,185		
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	5109,68	2664,97	1893,62		
	σ_{\min} [KN/m ²]	-7298,04	-4899,1	-3850,77		
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	315,1	267,99	149,64		
	L _t (m)	0,51	0,58	0,62		
	L _c (m)	0,36	0,32	0,30		
	d (m)	0,257	0,291	0,310		
	σ_1 [KN/m ²]	3649,020	2449,550	1925,385		
	N (kN)	N ₁	281,70	214,18	179,08	
		N ₂	93,901	71,394	59,694	
	A _v (cm ²)	A _{v1}	7,04	5,35	4,48	
		A _{v2}	2,35	1,78	1,49	
	A _{vj} (cm ²)		12,13	10,32	5,76	
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	10,08	7,93	5,92	
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	5,38	4,36	2,93	
	A _{min} (cm ²)		2,70	3,06	3,26	
	A _{vadopté} (cm ²)	Bonde1	12,06	9,24	6,79	
		Bonde 2	6,16	6,16	4,52	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x 3HA16	2x 3HA14	2x 3HA12
			Bonde 2	2x 2HA14	2x 2HA14	2 x 2HA12
S _t (cm)		Bonde1	10cm	10cm	10cm	
		Bonde2	12cm	12cm	12cm	
A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		0,77	0,87	0,93		
A _H /nappe (cm ²)		3,02	2,31	1,70		
Choix des barres/nappe (cm ²)		15HA10/nappe	11HA10/nappe	11HA10/nappe		
S =25cm		(A=11,78cm ²)	(A=8,64cm ²)	(A=8,64cm ²)		
Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²				
contrainte	τ_u (MPa)	2,001	1,654	0,899		
	τ_p (MPa)	2,801	2,316	1,258		
ELS	N _s (kN)	1217,53	1123,59	149,08		
	σ_b (MPa)	6,02	5,53	0,74		

Tableau VI-3-5: Ferrailage de voiles VT01, VT02, VT03.

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	0,875	0,9	0,925	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,175	0,18	0,185	
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	1740,06	1698,86	1521,19	
	σ_{\min} [KN/m ²]	-5546,18	-5386,96	-3794,76	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	85,37	70,45	50,9	
	L _t (m)	0,67	0,68	0,66	
	L _c (m)	0,21	0,22	0,26	
	d (m)	0,333	0,342	0,330	
	σ_1 [KN/m ²]	2773,090	2693,480	1897,380	
	N (kN)	N ₁	277,05	276,44	187,93
		N ₂	92,349	92,147	62,643
	A _v (cm ²)	A _{v1}	6,93	6,91	4,70
		A _{v2}	2,31	2,30	1,57
	A _{vj} (cm ²)		3,29	2,71	1,96
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	7,75	7,59	5,19
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	3,13	2,98	2,06
	A _{min} (cm ²)		3,50	3,59	3,47
	A _{vadopté} (cm ²)	Bonde1	9,25	9,24	6,79
Bonde 2		8,04	6,16	4,52	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x 3HA14	2x 3HA14	2x 3HA12
		Bonde 2	2x 2HA14	2x 2HA14	2 x 2HA12
	S _t (cm)	Bonde 1	10 cm	10cm	10 cm
		Bonde2	12cm	12cm	12cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		1,00	1,03	0,99
	A _H /nappe (cm ²)		2,31	2,31	1,70
	Choix des barres/nappe (cm ²)		15HA10/nappe	11HA10/nappe	11HA10/nappe
S =25cm		(A=11,78cm ²)	(A=8,64cm ²)	(A=8,64cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
	contrainte	τ_u (MPa)	0,542	0,435	0,306
		τ_b (MPa)	0,759	0,609	0,428
	ELS	N _s (kN)	1044,38	962,78	510,31
σ_b (MPa)		5,20	4,74	2,53	

Tableau VI-3-6: Ferrailage de voiles VT1, VT2, VT3.

	Zones	Zone I	Zone II	zone III		
Caractéristiques géométriques	L (m)	2,275	2,3	2,325		
	e (m)	0,2	0,2	0,2		
	B (m)	0,455	0,46	0,465		
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	5324,66	3561,23	1292,65		
	σ_{\min} [KN/m ²]	-7935,57	-5311,56	-3176,53		
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	470	465,96	218,93		
	L _t (m)	1,36	1,38	1,65		
	L _c (m)	0,91	0,92	0,67		
	d (m)	0,681	0,688	0,826		
	σ_1 [KN/m ²]	3967,785	2655,780	1588,265		
	N (kN)	N ₁	810,30	548,50	393,70	
		N ₂	270,101	182,832	131,232	
	A _v (cm ²)	A _{v1}	20,26	13,71	9,84	
		A _{v2}	6,75	4,57	3,28	
	A _{vj} (cm ²)		18,10	17,94	8,43	
	A (cm ²)	A ₁ =A _{v1} +A _{vj} /4	24,78	18,20	11,95	
		A ₂ =A _{v2} +A _{vj} /4	11,28	9,06	5,39	
	A _{min} (cm ²)		7,15	7,23	8,68	
	A _{vadopté} (cm ²)	Bonde1	28,16	21,55	12,57	
		Bonde 2	12,06	9,24	6,79	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x 7HA16	2x 7HA14	2x 7HA12
			Bonde 2	2x 3HA16	2x 3HA14	2 x 3HA12
S _t (cm)		Bonde1	10	10	10	
		Bonde2	20	20	20	
A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		2,04	2,07	2,48		
A _H /nappe (cm ²)		7,04	5,39	3,14		
Choix des barres/nappe (cm ²)		15HA10/nappe	11HA10/nappe	11HA10/nappe		
S =25cm		(A=11,78cm ²)	(A=8,64cm ²)	(A=8,64cm ²)		
Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²				
contrainte	τ_u (MPa)	1,148	1,126	0,523		
	τ_b (MPa)	1,607	1,576	0,732		
ELS	N _s (kN)	1287,63	1119,96	516,08		
	σ_b (MPa)	2,50	2,21	1,04		

VII-1) Introduction :

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des efforts apportés par la structure au sol. Ces efforts consistent en :

Un effort normal : charge et surcharge verticale centrée ;

Une force horizontale : résultante de l'action sismique ;

Un moment qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans les plans différents.

Nous pouvons classer les fondations selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations extérieure, en :

- Fondations superficielles : Utilisées pour des sols de bonne capacité portante.

Elles sont réalisées près de la surface, (semelles isolées, semelles filantes et radier).

- Fondations profondes : Utilisées lorsque le bon sol est assez profond (pieux, puits).

VII-2) Etude géotechnique du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{sol} = 1$ bars.

- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

VII-3) Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation, est fonction du type de la superstructure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologiques du terrain.

Ce choix est défini par :

- La stabilité de l'ouvrage ;
- La facilité de l'exécution ;
- La capacité portante du sol ;
- L'importance de la superstructure ; L'économie.

VII-3-1) Semelles isolées sous poteaux :

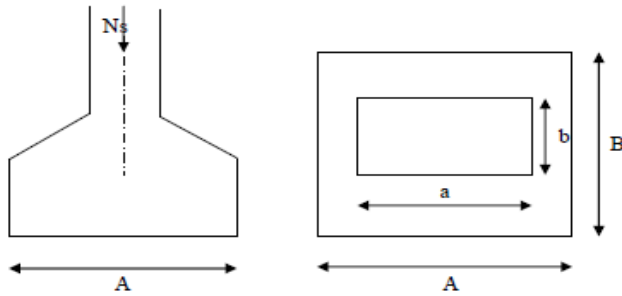
Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal $N_{s \max}$ qui est obtenu à la base de tous les poteaux du sous sol.

$$A \cdot B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K \rightarrow \frac{45}{45} + 1.$$

$$D'ou: \quad B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$$

**Exemple de calcul :**

$$N_{ser} = 851.06 \text{ KN.}$$

$$\sigma_{sol} = 0.10 \text{ MPa.}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{851.06}{100}} = 2.91 \text{ m}$$

Don : $A=B= 3\text{m.}$

Conclusion :

L'importance des dimensions des semelles expose nos fondations au chevauchement, alors il faut opter pour des semelles filantes.

VII-3-2) Semelles filantes :**1) Semelles filantes sous voiles :**

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{sol} \rightarrow \frac{G + Q}{B \cdot L} \leq \sigma_{sol} \rightarrow \frac{G + Q}{\sigma_{sol} \cdot L} \leq B$$

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.

Choissant une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 4 poteaux.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau VII-1 : Surface des semelles filantes sous voiles (sens longitudinal).

Voiles	G+Q	L(m)	B(m)	S=B.L(m ²)
Vl ₁	356.90	1.10	3.50	3.85
Vl ₂	459.50	1,10	4.50	4.95
VPl ₁	2173.65	15.82	1.50	23.73
VPl ₂	460.64	17.95	1.00	17.95
			ΣS	50.48

Tableau VII-2 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal).

Voiles	G+Q	L(m)	B(m)	S=B.L(m ²)
Vt ₁	912.84	1.10	8.50	9.35
Vt ₂	660.38	1.10	6.00	6.60
VPt ₁	1265.45	14.80	1.00	14.80
VPt ₂	1291.70	14.95	1.00	14.95
			ΣS	45.70

$S_v = \Sigma S_i = 96.18m$ Avec S_v : Surface totale des semelles filantes sous voiles.

2) Semelles filantes sous poteaux :

a) Hypothèses de calcul :

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leurs centres de gravité coïncident avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

b) Etape du calcul :

- Détermination de la résultante des charges : $R = \Sigma N_i$.

- Détermination des coordonnées de la structure R :

$$e = \frac{\Sigma N_i \cdot e_i + \Sigma M_i}{R}$$

- Détermination de la distribution par (ml) de semelle :

$e \leq \frac{L}{6} \rightarrow$ Répartition trapézoïdale.

$e > \frac{L}{6} \rightarrow$ Répartition triangulaire.

Avec L : longueur du bâtiment.

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) \quad q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right) \quad \text{et} \quad q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right)$$

- Détermination de largeur B de la semelle : $B \geq \frac{q\left(\frac{B}{4}\right)}{\sigma_{sol}}$

c) Exemple de calcul :

Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux : fil de poteaux le plus sollicité.

Donc on fera le calcul sur le portique longitudinal. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII-3 : Surface de semelles filantes sous poteaux.

Poteaux	Ns(KN)	Ms(KN.m)	ei (m)	Ns. ei (KN.m)
C2	113.06	-5.991	-7.40	-836.644
C22	775.84	1.86	-2.4	-1862.016
C19	851.06	-1.026	2.80	2382.968
C17	328.86	-0.547	7.40	2433.564
Total	2068.82	-5.704		2117.872

Coordonnées de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle :

$$e = \frac{2117.872 - 5.704}{2068.82} = 1.02m$$

Distribution des sollicitations par mètre linéaire des semelles :

$$e = 1.02 \text{ m} \leq \frac{L}{6} = \frac{14.80}{6} = 2.46m \rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\min} = \frac{N_s}{L} \left(1 - \frac{6.e}{L} \right) = \frac{2068.82}{14.80} \left(1 - \frac{6 \times 1.02}{14.80} \right) = 81.98KN/m$$

$$q_{\max} = \frac{N_s}{L} \left(1 + \frac{6.e}{L} \right) = \frac{2068.82}{14.80} \left(1 + \frac{6 \times 1.02}{14.80} \right) = 197.58KN/m$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N_s}{L} \left(1 + \frac{3.e}{L} \right) = \frac{2068.82}{14.80} \left(1 + \frac{3 \times 1.02}{14.80} \right) = 168.68KN/m$$

d) Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}} = \frac{168.68}{100} = 1.6868m$$

On prend B = 1.70 m.

On aura donc, S_p = (1.70x14.80x4) = 100.64 m².

Nous aurons la surface totale de la semelle filante :

$$S_{TSF} = 96.18 + 100.64 = 196.82m^2$$

Avec: n : Nombre de portique dans le sens considéré.

$$S_{BAT} = \frac{(15.82 + 17.95) \times 14.80}{2} = 249.90m^2$$

$$\frac{S_{TSF}}{S_{bat}} = \frac{196.82}{249.90} \times 100 = 78.75\%$$

$$78.75\% > 50\%$$

Conclusion :

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupent ainsi une surface supérieure à 50% de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier.

VII-4 Etude du 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.

VII-4-1 Pré-dimensionnement du radier :**1) Selon la condition d'épaisseur minimale :**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} \geq 25$ cm)

2) Selon la condition forfaitaire :❖ **Sous voiles :**

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

h : épaisseur du radier.

L_{\max} : distance entre deux voiles successifs.

$L_{\max} = 5.20$ m

$$\frac{520}{8} \leq h \leq \frac{520}{5}$$

$$65\text{cm} \leq h \leq 104$$

On prend : **$h = 100$ cm.**

➤ **Sous poteaux :**✓ **La dalle :**

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d > \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec un minimum de 25cm.

$$h_d > \frac{520}{20} = 26\text{cm}$$

Soit $h_d = 30$ cm.

✓ **Nervure (poutre) :**

Elle doit vérifier la condition suivante :

$$h_n > \frac{L_{max}}{10}$$

$$h_n > \frac{520}{10} = 52 \text{ cm}$$

Soit $h_n = 100 \text{ cm}$.

La nervure du radier doit avoir une largeur :

$0,4h \leq b_n \leq 0,7 h_n \rightarrow 40 \leq b_n \leq 70$ Soit $b_n = 50 \text{ cm}$.

✓ **Dalle flottante :**

$$\frac{L_{max}}{50} \leq e_f \leq \frac{L_{max}}{40}$$

$\frac{520}{50} \leq e_t \leq \frac{520}{40} \rightarrow 10,40 \text{ cm} \leq h_t \leq 12 \text{ cm}$ soit $h_t = 12 \text{ cm}$.

Condition de vérification de la longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \rightarrow$ Ce qui conduit à :

$$\sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times L_{max}\right)^4 \times \frac{3 \times K}{E}}$$

Avec :

L_e : Largeur du radier présentant une bande de 1m;

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K=40 \text{ MPa}$ pour un sol moyen.

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1m) ;

E : Module de déformation longitudinale déferée $E = 10818,86 \text{ MPa}$.

L_{max} : Distance maximale entre deux voiles successifs ou poteaux.

$$\text{D'ou: } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 5,20\right)^4 \frac{3 \times 40}{10818,86}} = 1,10 \text{ m.}$$

D'après ces conditions de la vérification de la longueur élastique ; On opte pour **$h=110 \text{ cm}$** .

Conclusion :

On adoptera pour une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

- La dalle : $h_d = 30 \text{ cm.}$
- La nervure: $h_n = 110 \text{ cm.}$
 $b_n = 50 \text{ cm.}$
- La dalle flottante : $e_f = 12 \text{ cm.}$

VII-4-2) Calcul de la surface nécessaire du radier :

Tableau VII-4 : Surface du radier.

Chargement	Charge permanente	G=13865.33KN
	Charge d'exploitation	Q=2363.37KN
Combinaison d'action	ELU	$N_u = 1.35 \times G + 1.50 \times Q$ $N_u = 1.35 \times 13865.33 + 1.50 \times 2363.37 = 22263.25\text{KN}$
	ELS	$N_s = G + Q$ $N_s = 13865.33 + 2363.37 = 16228.70\text{KN}$
	ELU	$S_{nec}^{ELU} \geq \frac{N_u}{1.33 \times \sigma_{sol}} = \frac{22263.25}{1.33 \times 100} = 168.144\text{m}^2$
	ELS	$S_{nec}^{ELS} \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{16228.70}{100} = 162.28\text{m}^2$
Surface adoptée	$S_{rad} = \max\{S_{nec}^{ELU}, S_{nec}^{ELS}\} = 168.144\text{m}^2$	
La surface du bâtiment	$S_{bat} = 249.90\text{m}^2$	
Conclusion	$S_{bat} = 249.90\text{m}^2 > S_{rad} = 168.144\text{m}^2$ Etant donné que la surface nécessaire du bâtiment est supérieure à celle du radier, donc on n'aura pas de débord. Les règles du BAEL, nous imposent un débord minimal qui sera calculé comme suit : $L_{déb} \geq \max\left\{\frac{h}{2}; 30\text{cm}\right\} = \max\left\{\frac{110}{2}; 30\text{cm}\right\} = 55\text{cm}$ $L_{déb} = 55\text{cm}$	
Surface du débord	$S_{déb} = P \times L_{déb} = 36.06\text{m}^2$	
Surface totale du radier	$S_{rad} = S_{déb} + S_{bat} = 249.90 + 36.06 = 286\text{m}^2$	

VII-4-3) Calcul des sollicitations à la base du radier :

Tableau VII-5 : Sollicitation à la base du radier.

	Poids du bâtiment	G=13865.33KN	
Poids du radier	Poids de la dalle	$P_{dalle} = S_{rad} \times h_d \times \rho_b$ $P_{dalle} = 286 \times 0.30 \times 25$	2145KN
	Poids de la nervure	$P_{ner} = b_n(h_n - h_d) \times \rho_b \times \sum (L_x \times n + L_y \times m)$ $P_{ner} = 0.50 \times (1.10 - 0.30) \times 25 \times 161.75$	1617.5KN
	Poids de TVO	$P_{TVO} = S_{rad} - S_{ner} \times (h_n - h_d) \times \rho_{TVO}$ $S_{ner} = b_n \times \sum (L_x \times n + L_y \times m) = 0.5 \times 161.75 = 80.87m^2$ $P_{TVO} = (286 - 80.87) \times 0.7 \times 17$	2789.76KN
	Poids de la dalle flottante	$P_{dalle\ flottante} = S_{rad} \times e_f \times \rho_b$ $P_{dalle\ flottante} = 286 \times 0.12 \times 25$	858KN
	Poids de radier		
Surcharge d'exploitation	Surcharge de bâtiment Q		2992.71KN
	Surcharge du radier Q = 3.5 × 286		1001KN
Poids total de la structure	G_T = G_b + G_{rad} = 13865.33 + 7410.26		21275.59KN
	Q_t = Q_b + Q_{rad} = 2363.37 + 1001		3364.37KN
Combinaisons	ELU		
	$N_u = 1.35G + 1.50Q$ $N_u = 1.35 \times 21275.59 + 1.50 \times 3364.37$		33768.60KN
		ELS	
		$N_s = G + Q$ $N_s = 21275.59 + 3364.37$	24639.96KN

VII-4-4) Vérifications :

1) Vérification de la contrainte de cisaillement :

Tableau VII-6 : Vérification de la contrainte de cisaillement.

Contrainte de cisaillement	$T_u^{\max} = \frac{q_u \times L_{\max}}{2} = \frac{N_u \times b}{s_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\max}}{2}$ $T_u^{\max} = \frac{33768.6 \times 1.00}{286} \times \frac{5.20}{2} = 306.98 \text{KN}$ $\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{306.98 \times 10^3}{1000 \times 0.9 \times 300} = 1.137 \text{MPa}$
Contrainte de cisaillement admissible	$\bar{\tau} = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 2.50 \text{MPa} \right\} = 2.50 \text{MPa}$
$\tau_u = 1.137 \text{MPa} < \bar{\tau} = 2.50 \text{MPa}$ <p style="text-align: center;">Condition vérifiée</p>	

2) Vérification de la stabilité de radier :

Tableau VII-7 : Vérification de la stabilité de radier (sens longitudinal).

✓ Sens longitudinal :	Calcul du centre de gravité du radier	$X_G = \frac{\sum \Omega_i \times X_i}{\sum \Omega_i}$	8.45m
	Moment d'inertie	I_{yy}	7440.82m ⁴
	Moment à la base	$M = M_0 + T_0 \times h$ $M_x = 11314.355 + 687.74 \times 1.10 = 12370.86 \text{KN.m}$	
	ELU	$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \times \vartheta$ $\sigma_1 = \frac{33768.60}{286} + \frac{12370.86}{7440.82} \times 8.45 = 132.11 \text{KN/m}^2$	
		$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \times \vartheta$ $\sigma_2 = \frac{33768.60}{286} - \frac{12370.86}{7440.82} \times 8.45 = 104.03 \text{KN/m}^2$	
	σ_m	$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4}$ $\sigma_m = \frac{3 \times 132.11 + 104.03}{4} = 125.09 \text{KN/m}^2$	
	Observation	$\sigma_m = 125.09 \text{KN/m}^2 < 1.33 \times \sigma_{sol} = 133 \text{KN/m}^2$ <p style="text-align: center;">Condition vérifiée</p>	
	ELS	$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \times \vartheta$ $\sigma_1 = \frac{24639.96}{286} + \frac{11614.355}{7440.82} \times 8.45 = 100.19 \text{KN/m}^2$	
		$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \times \vartheta$ $\sigma_2 = \frac{24639.96}{286} - \frac{11614.355}{7440.82} \times 8.45 = 72.113 \text{KN/m}^2$	
	σ_m	$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4}$ $\sigma_m = \frac{3 \times 100.19 + 72.11}{4} = 93.17 \text{KN/m}^2$	
Observation	$\sigma_m = 93.17 \text{KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 100 \text{KN/m}^2$ <p style="text-align: center;">Condition vérifiée</p>		

Tableau VII-8 : Vérification de la stabilité de radier (sens transversal).

✓ Sens transversal :	Calcul du centre de gravité du radier	$Y_G = \frac{\sum \Omega_i \times X_i}{\sum \Omega_i}$	7.56m
	Moment d'inertie	I_{xx}	5570.53m ⁴
	Moment à la base	$M = M_0 + T_0 \times h$ $M_y = 10710.83 + 639.15 \times 1.10 = 11413.14 \text{KN.m}$	
	ELU	$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \times \vartheta$ $\sigma_1 = \frac{33768.60}{286} + \frac{11413.14}{5570.53} \times 7.56 = 133.56 \text{KN/m}^2$	
		$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \times \vartheta$ $\sigma_2 = \frac{33768.60}{286} - \frac{11413.14}{5570.53} \times 7.56 = 102.59 \text{KN/m}^2$	
	σ_m	$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4}$ $\sigma_m = \frac{3 \times 133.56 + 102.59}{4} = 125.81 \text{KN/m}^2$	
	Observation	$\sigma_m = 125.81 \text{KN/m}^2 < 1.33 \times \sigma_{sol} = 133 \text{KN/m}^2$ Condition vérifiée	
	ELS	$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \times \vartheta$ $\sigma_1 = \frac{24639.96}{286} + \frac{11413.14}{5570.53} \times 7.56 = 101.63 \text{KN/m}^2$	
		$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \times \vartheta$ $\sigma_2 = \frac{24639.96}{286} - \frac{11413.14}{5570.53} \times 7.56 = 70.67 \text{KN/m}^2$	
	σ_m	$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4}$ $\sigma_m = \frac{3 \times 101.63 + 70.67}{4} = 93.89 \text{KN/m}^2$	
Observation	$\sigma_m = 93.89 \text{KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 100 \text{KN/m}^2$ Condition vérifiée		

VII-4-4) Ferrailage du radier :

Le ferrailage 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 ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le **BEAL 91**.

VII-4-4-1) Ferrailage des panneaux encastrés sur 4 appuis :

On distingue deux cas :

1^{er} cas :

Si : $\rho < 0.40$ → La flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{0x} = q_u \times \frac{L_x^2}{8} \quad ; \quad M_{0y} = 0$$

2^{ème} cas :

Si : $0.40 < \rho \leq 1$ → Les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur unité valent :

Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{0x} = q_u \times \mu_x \times L_x^2$

Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$

Les coefficients μ_x ; μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

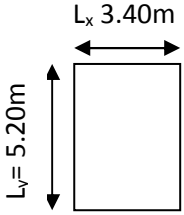
Avec : $\rho = \frac{L_x}{L_y}$

Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armature, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

➤ **Chargement :**

Tableau VII-9 : Chargement de la dalle du radier à l'ELU ; l'ELS.

<p>Dimension Panneau le plus sollicité</p>		
<p>Domain de portance</p>	$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.40}{5.20} = 0.65 > 0.40$ <p>Donc le panneau de dalle travaille dans les deux sens.</p>	
<p>Contrainte</p>	<p>ELU</p>	$\sigma_m^{max} = \max\{\sigma_u^1; \sigma_u^2\} = \max\{125.09; 125.81\}$ $\sigma_m^{max} = 125.81 \text{KN/m}^2$
	<p>ELS</p>	$\sigma_m^{max} = \max\{\sigma_s^1; \sigma_s^2\} = \max\{93.17; 93.89\}$ $\sigma_m^{max} = 93.89 \text{KN/m}^2$
<p>Chargement</p>	<p>ELU</p>	$q_u = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}}$ $q_u = 125.81 - \frac{13865.33}{286} \times 1m$ $q_u = 77.33 \text{KN/ml}$
	<p>ELS</p>	$q_s = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}}$ $q_s = 93.89 - \frac{13865.33}{286} \times 1m$ $q_s = 45.41 \text{KN/ml}$

➤ **Sollicitation :**

On prend une bande de 1m de largeur aux milieux de chaque portée.

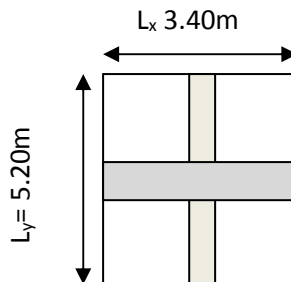


Tableau VII-10 : Moment de la dalle du radier à l'ELU ; l'ELS.

	ELU	ELS
$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	0.65	0.65
Coefficient de poisson	$\nu = 0$	$\nu = 0.20$
μ_x	0.0746	0.0801
μ_y	0.3690	0.5300
M_{0x}	$M_{0x} = 77.33 \times 0.0746 \times 3.40^2$ $M_{0x} = 66.68 \text{KN.m}$	$M_{0x} = 45.41 \times 0.0801 \times 3.40^2$ $M_{0x} = 42.05 \text{KN.m}$
M_{0y}	$M_{0y} = 0.3690 \times 66.68$ $M_{0y} = 24.60 \text{KN.m}$	$M_{0y} = 0.5300 \times 42.05$ $M_{0y} = 22.29 \text{KN.m}$

➤ Correction des moments :

Afin de tenir compte du semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur affectant un coefficient de 0,5 aux appuis et 0,75 en travée.

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1.25 \times M_{0x}$$

❖ ELU :

Moments en travées :

$$\begin{aligned} M_{tx} &= 0.75 \times M_{0x} \\ M_{tx} &= 0.75 \times 66.68 = 50.01 \text{KN.m} \\ M_{ty} &= 0.75 \times M_{0y} \\ M_{ty} &= 0.75 \times 24.60 = 18.45 \text{KN.m} \end{aligned}$$

Moments aux appuis :

$$\begin{aligned} M_{ax} &= -0.50 \times M_{0x} \\ M_{ax} &= -0.50 \times 66.68 = -33.34 \text{KN.m} \\ M_{ay} &= -0.50 \times M_{0y} \\ M_{ay} &= -0.50 \times 24.60 = -12.30 \text{KN.m} \end{aligned}$$

❖ ELS :

Moments en travées :

$$\begin{aligned} M_{tx} &= 0.75 \times M_{0x} \\ M_{tx} &= 0.75 \times 42.05 = 31.54 \text{KN.m} \\ M_{ty} &= 0.75 \times M_{0y} \\ M_{ty} &= 0.75 \times 22.29 = 16.72 \text{KN.m} \end{aligned}$$

Moments aux appuis :

$$\begin{aligned} M_{ax} &= -0.50 \times M_{0x} \\ M_{ax} &= -0.50 \times 42.05 = -21.02 \\ M_{ay} &= -0.50 \times M_{0y} \\ M_{ay} &= -0.50 \times 22.29 = -11.15 \text{KN.m} \end{aligned}$$

VII-4-4-1-1) Ferrailage à l'ELU :

➤ Dans le sens X-X :

Tableau VII-11 : Ferrailage de la dalle du radier (X-X).

	En travée	Aux appuis
Moment	$M_{tx} = 50.01 \text{KN.m}$	$M_{ax} = 33.34 \text{KN.m}$
Calcul des moments réduits	$\mu = \frac{M_{ut}}{f_{bu} \times b \times d^2}$ $\mu = \frac{50.01 \times 10^6}{14.20 \times 1000 \times 250^2}$ $\mu = 0.056 < 0.392$ →SSA ($A_c=0\text{cm}^2$)	$\mu = \frac{M_{ua}}{f_{bu} \times b \times d^2}$ $\mu = \frac{33.34 \times 10^6}{14.20 \times 1000 \times 250^2}$ $\mu = 0.038 < 0.392$ →SSA ($A_c=0\text{cm}^2$)
β	0.971	0.981
A_{st}	$A_{st} = \frac{M_{ut}}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$ $A_{st} = \frac{50.01 \times 10^6}{0.971 \times 250 \times 348}$ $A_{st} = 5.91 \text{cm}^2$	$A_{st} = \frac{M_{at}}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$ $A_{st} = \frac{33.34 \times 10^6}{0.981 \times 250 \times 348}$ $A_{st} = 3.90 \text{cm}^2$
A_{adop}	5HA14=7.69cm²	5HA12=5.65cm²
Condition de non fragilité	$A \geq 0.80\text{‰} \times b \times h \times \frac{(3 - \rho)}{2} \quad (\text{Art B. 7. 4 BAEL99})$ <p style="text-align: center;">Avec : $0.80\text{‰} \times b \times h$ pour HA Fe400.</p> $A \geq 0.80 \times 100 \times 30 \times \frac{(3 - 0.65)}{2} = 2.82 \text{cm}^2$ <p style="text-align: center;">Condition vérifiée</p>	
Espacement	$S_t = 25 \text{cm}$	$S_t = 25 \text{cm}$

➤ Dans le sens Y-Y :

Tableau VII-12 : Ferrailage de la dalle du radier (Y-Y).

	En travée	Aux appuis
Moment	$M_{ty} = 18.45 \text{KN.m}$	$M_{ay} = 12.30 \text{KN.m}$
Calcul des moments réduits	$\mu = \frac{M_{ut}}{f_{bu} \times b \times d^2}$ $\mu = \frac{18.45 \times 10^6}{14.20 \times 1000 \times 250^2}$ $\mu = 0.020 < 0.392$ → SSA ($A_c=0\text{cm}^2$)	$\mu = \frac{M_{ua}}{f_{bu} \times b \times d^2}$ $\mu = \frac{12.30 \times 10^6}{14.20 \times 1000 \times 250^2}$ $\mu = 0.014 < 0.392$ → SSA ($A_c=0\text{cm}^2$)
β	0.990	0.993
A_{st}	$A_{st} = \frac{M_{ut}}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$ $A_{st} = \frac{18.45 \times 10^6}{0.990 \times 250 \times 348}$ $A_{st} = 2.14 \text{cm}^2$	$A_{st} = \frac{M_{at}}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$ $A_{st} = \frac{12.30 \times 10^6}{0.993 \times 250 \times 348}$ $A_{st} = 1.42 \text{cm}^2$
Condition de non fragilité	$A \geq 0.80\% \times b \times h \times \frac{(3 - \rho)}{2} \quad (\text{Art B. 7. 4 BAEL99})$ Avec : $0.80\% \times b \times h$ pour HA F_c400 . $A \geq 0.80\% \times 100 \times 30 \times \frac{(3 - 0.65)}{2} = 2.82 \text{cm}^2$ Condition vérifiée	
A_{adop}	5HA14=7.69cm²	5HA12=5.65cm²
Espacement	$S_t = 25\text{cm}$	$S_t = 25\text{cm}$

VII-4-4-1-2) Vérification à l'ELU :

- Vérification de l'espacement :

Tableau VII-13 : Vérification de l'espacement.

Fissuration préjudiciable	Espacement des barres	
	Sens L_x :	
	$S_t \leq \min\{3h; 33\text{cm}\} = \min\{3 \times 30; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$	En travée : $S_t=25\text{cm}$ En appuis : $S_t=25\text{cm}$
Sens L_y :		
$S_t \leq \min\{4h; 45\text{cm}\} = \min\{4 \times 30; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$	En travée : $S_t=25\text{cm}$ En appuis : $S_t=25\text{cm}$	

- Vérification de la contrainte tangentielle :

Tableau VII-14 : Vérification de la contrainte tangentielle.

Contrainte tangentielle		
L'effort tranchant	V_u	$V_{umax} = \frac{q_u \times L_x \times L_y}{2 \times L_y + L_x}$ $V_{umax} = \frac{77.33 \times 3.40 \times 5.20}{2 \times 5.20 + 3.40}$ $V_{umax} = 99.07KN$
$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$ $\tau_u = \frac{99.07 \times 10^3}{1000 \times 250} = 0.367MPa$		
$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right\} = \min \{3.33MPa; 5MPa\} = 3.33MPa$		
$\tau_u = 0.367MPa < \bar{\tau} = 3.33MPa$ <p style="text-align: center;">→Condition vérifiée</p>		

VII-4-4-1-3) Vérification à l'ELU :

Le radier étant exposé aux eaux emmagasinées dans le sol, de ce fait elles constituent un état de fissuration très préjudiciable, les contraintes sont limitées alors :

- ✓ Dans les aciers :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 348MPa$$

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

Avec :

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times A_s}{100 \times 25}$$

- ✓ Dans le béton :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15MPa$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Tableau VII-15 : Vérification à l'ELS :

	Zone	A_s	M_s	ρ_1	β	K_1	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	Obsr
X-	Appui	5.65	21.02	0.225	0.924	50.79	161.05	348	3.17	15	CV
X	Travée	7.69	31.54	0.307	0.913	42.47	179.69	348	4.23	15	CV
Y-	Appui	5.65	11.15	0.225	0.924	50.79	85.430	348	1.68	15	CV
Y	Travée	7.69	16.72	0.307	0.913	42.47	95.257	348	2.24	15	CV

VII-4-4-2) Ferrailage des débords :

➤ Sollicitation de calcul :

Tableau VII-16 : Sollicitation de calcul.

	Longueur	L=0.55m
	ELU	$q_u=77.33\text{KN/ml}$
	ELS	$q_s=45.41\text{KN/ml}$
Sollicitation	$M_{uz} = \frac{q_u \times L^2}{2} = -\frac{77.33 \times 0.55^2}{2} = -11.70\text{KN.m}$	
	$M_{sz} = \frac{q_s \times L^2}{2} = -\frac{45.41 \times 0.55^2}{2} = -6.87\text{KN.m}$	

VII-4-4-2-1) Ferrailage à l'ELU :

Tableau VII-17 : ferrailage de débord.

Calcul des moments réduits μ	$\mu = \frac{M_u}{f_{bu} \times b \times d^2}$ $\mu = \frac{11.70 \times 10^6}{14.20 \times 1000 \times 250^2} = 0.014$ $\mu = 0.014 < 0.392$ <p style="text-align: center;">→SSA</p>
β	0.993
Section d'acier	$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$ $A_{st} = \frac{11.70 \times 10^6}{0.993 \times 250 \times 348} = 135mm^2$ $A_{st} = 1.35cm^2$
Condition de non fragilité	$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$ $A_{min} = \frac{0.23 \times 1000 \times 250 \times 2.1}{400} = 301mm^2$ $A_{min} = 3.01cm^2$
A_{adop}	4HA12=4.52cm²
Espacement	$S_t = \min\{2h; 25cm\} = \min\{60cm; 25cm\}$ $S_t = 25cm$
Armatures de répartition	$\frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13cm^2$
A_{adop}	4HA10=3.14cm² avec : $S_t = \min\{3h; 33cm\} = \min\{90cm; 33cm\}$ $S_t = 25cm$

VII-4-4-2-2 : Vérification à l'ELS :

a) Vérification à l'état d'ouverture des fissures :

Tableau VII-18 : Vérification des contraintes dans les aciers.

Contrainte limite d'acier à la fissuration peu préjudiciable	Aucune vérification à effectuer	
Contrainte d'acier calculé $\sigma_s = \frac{M_s}{A_s \times \beta_1 \times d}$	Avec : $\rho = \frac{100 \times A_s}{100 \times d} = 0.180$ $\beta_1 = 0.931$ $K_1 = 57.46$	$\sigma_s = 65.30MPa$

b) Vérification des contraintes dans le béton :

Tableau VII-19 : Vérification des contraintes dans le béton.

Contrainte limite de béton	$\bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28}$	$\bar{\sigma}_b = 15MPa$
Contrainte de béton calculée	$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1}$	$\sigma_b = 1.13MPa$
$\sigma_b = 1.13MPa < \bar{\sigma}_b = 15MPa$		
→Condition vérifiée		

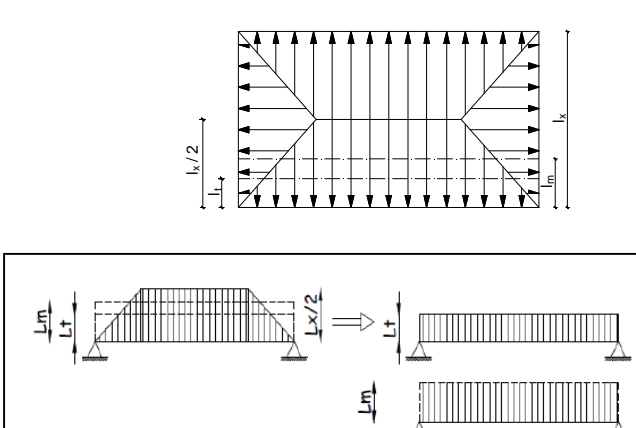
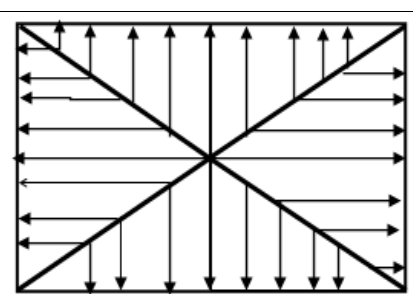
VII-4-4-3 : Ferrailage de la nervure :

Les nervures seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles.

Pour le calcul des efforts internes maximaux, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.

Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur L_m), et le même effort tranchant (largeur L_t) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique :

Tableau VII-20 : Répartitions simplifiée des chargements

Cas de chargement	Schéma	Sollicitation
Cas de chargement trapézoïdal		<p>Moment fléchissant :</p> $l_m = l_x \left(0.50 - \frac{\rho^2}{6} \right)$ <p>Effort tranchant :</p> $l_t = l_x \left(0.50 - \frac{\rho^2}{4} \right)$
Cas de chargement triangulaire		<p>Moment fléchissant :</p> $l_m = 0.333 \times l_x$ <p>Effort tranchant :</p> $l_t = 0.25 \times l_x$

➤ **Détermination des charges :**

$$q_u = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left(125.81 - \frac{7410.26}{286} - \frac{1617}{80.97} \right) \times 1m = 119.88 \text{KN/ml}$$

$$q_s = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left(93.89 - \frac{7410.26}{286} - \frac{1617}{80.97} \right) \times 1m = 87.96 \text{KN/ml}$$

➤ **Sollicitation :**✓ **Moment fléchissant :**

$$Q_u = q_u \times l_m$$

$$Q_s = q_s \times l_m$$

✓ **Effort tranchant :**

$$Q_u = q_u \times l_t$$

$$Q_s = q_s \times l_t$$

Tableau VII-21 : Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal).

Travée	Panneau	L _x	L _y	ρ	Charge	l _m	l _t	q _u	q _s	Moment fléchissant				Effort tranchant			
										Q _{um}	∑ q _{um}	Q _{sm}	∑ q _{sm}	Q _{ut}	∑ q _{ut}	Q _{st}	∑ q _{st}
A'-B	1	5.00	5.20	0.9615	Trapézoïdal	1.72	1.25	119.88	87.96	207.27	406.27	152.08	298.09	149.85	305.69	109.95	224.29
	2	5.20	5.20	1.0000	Triangulaire	1.66	1.30	119.88	87.96	199.00		146.01		155.84		114.34	
B-C	1	3.40	5.00	0.68	Triangulaire	1.13	0.85	119.88	87.96	135.46	270.92	99.39	198.78	101.89	203.78	74.76	149.52
	2	3.40	5.20	0.65	Triangulaire	1.13	0.85	119.88	87.96	135.46		99.39		101.89		74.76	
C-D	1	2.70	5.00	0.54	Triangulaire	0.90	0.17	119.88	87.96	107.89	215.78	79.16	158.32	20.37	40.74	14.95	29.90
	2	2.70	5.20	0.52	Triangulaire	0.90	0.17	119.88	87.96	107.89		79.16		20.37		14.95	
D-E	1	3.40	5.00	0.68	Triangulaire	1.13	0.85	119.88	87.96	135.46	270.92	99.39	198.78	101.89	203.78	74.76	149.52
	2	3.40	5.20	0.65	Triangulaire	1.13	0.85	119.88	87.96	135.46		99.39		101.89		74.76	
E-F	1	3.25	5.00	0.65	Triangulaire	1.08	0.81	119.88	87.96	129.47	258.94	94.99	189.98	97.10	194.20	71.24	142.48
	2	3.25	5.20	0.62	Triangulaire	1.08	0.81	119.88	87.96	129.47		94.99		97.10		71.24	

Travée	Panneau	L _x	L _y	ρ	Charge	l _m	l _t	q _u	q _s	Moment fléchissant				Effort tranchant			
										Q _{um}	∑ q _{um}	Q _{sm}	∑ q _{sm}	Q _{ut}	∑ q _{ut}	Q _{st}	∑ q _{st}
1-2	1	4.60	5.20	0.884	Triangulaire	1.53	1.15	119.88	87.96	183.41	409.33	134.57	285.31	137.86	305.69	101.15	209.34
	2	3.40	4.60	0.739	Trapézoïdal	1.88	1.23	119.88	87.96	225.37		165.36		147.45		108.19	
2-3	1	5.20	5.20	1.00	Triangulaire	1.73	1.30	119.88	87.96	207.39	382.41	152.17	280.59	155.84	316.47	114.34	232.20
	2	3.40	5.20	0.65	Trapézoïdal	1.46	1.34	119.88	87.96	175.02		128.42		160.63		117.86	
3-4	1	5.00	5.20	0.96	Triangulaire	1.66	1.25	119.88	87.96	199.00	370.42	146.01	271.79	149.85	305.66	109.95	224.29
	2	3.40	5.00	0.68	Trapézoïdal	1.43	1.30	119.88	87.96	171.42		125.78		155.84		114.34	

Tableau VII-22 : Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal).

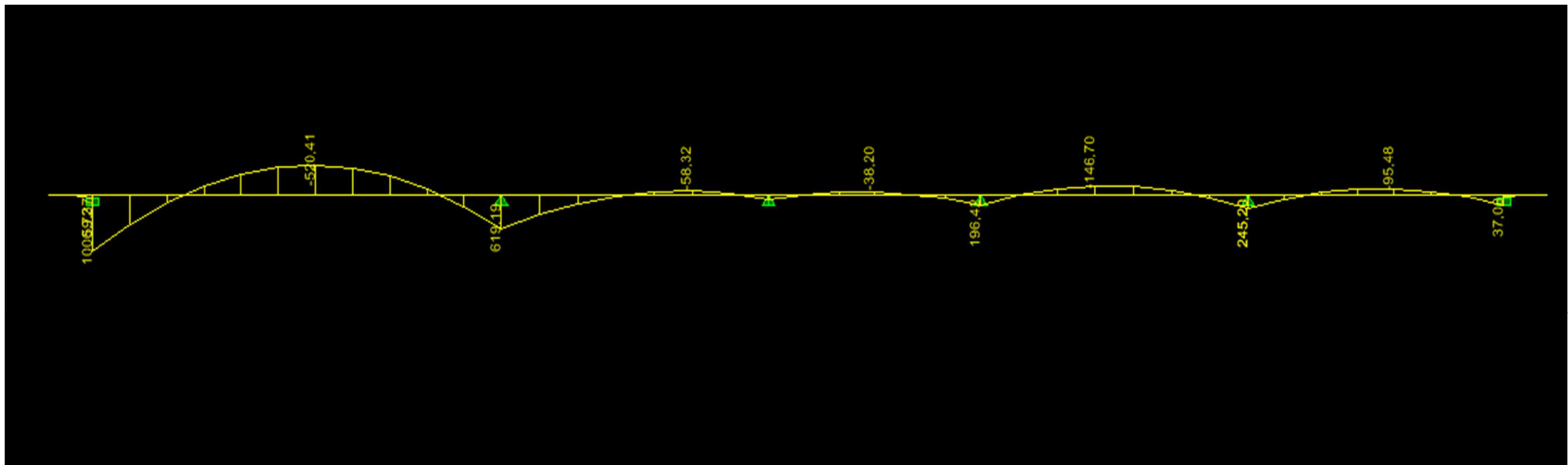
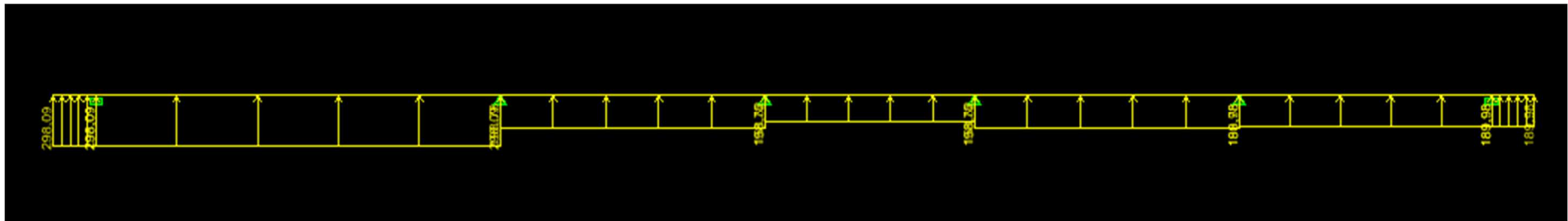


Fig VII-1- : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (sens longitudinal).

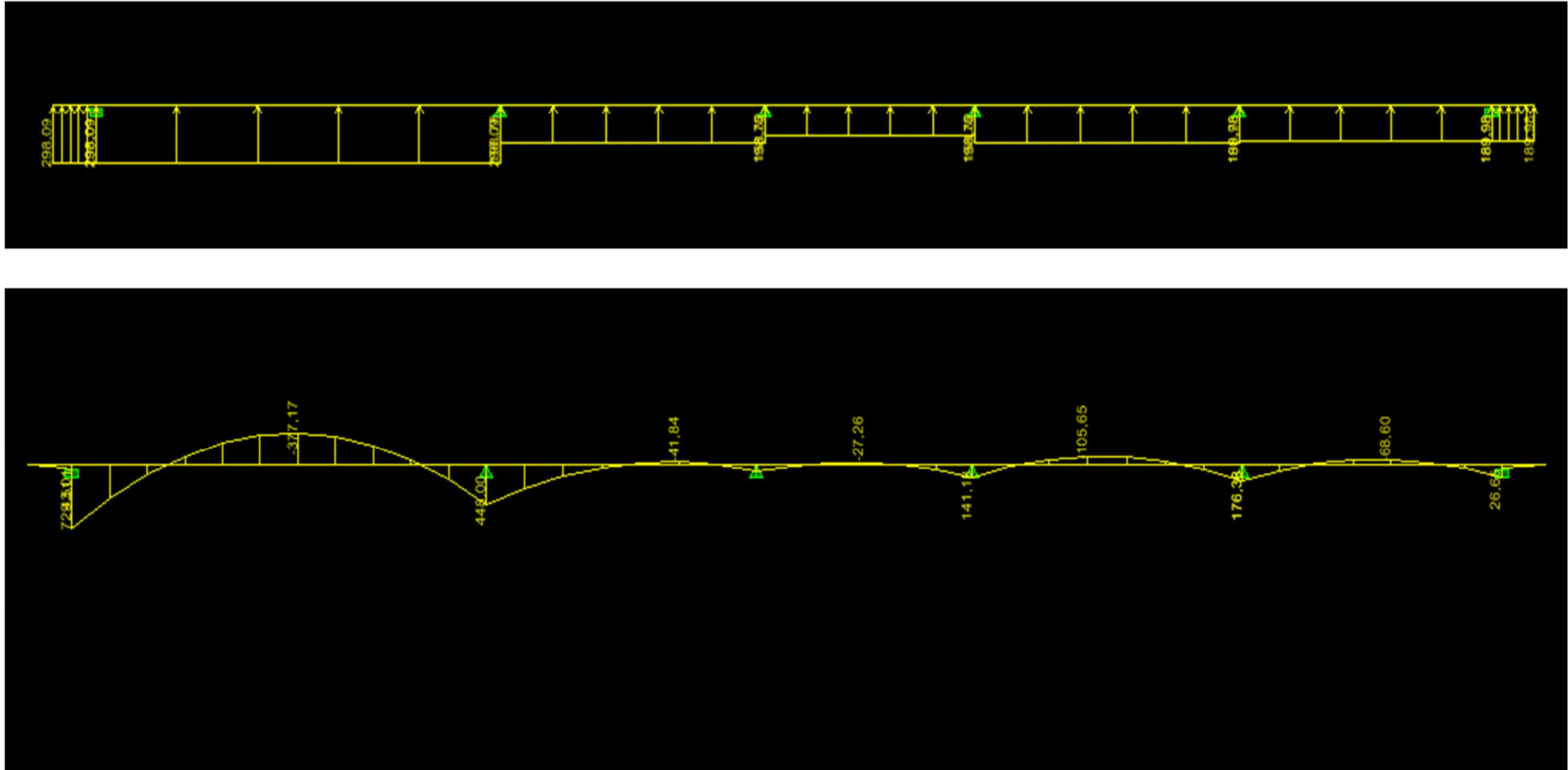


Fig VII-2 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (sens longitudinal).

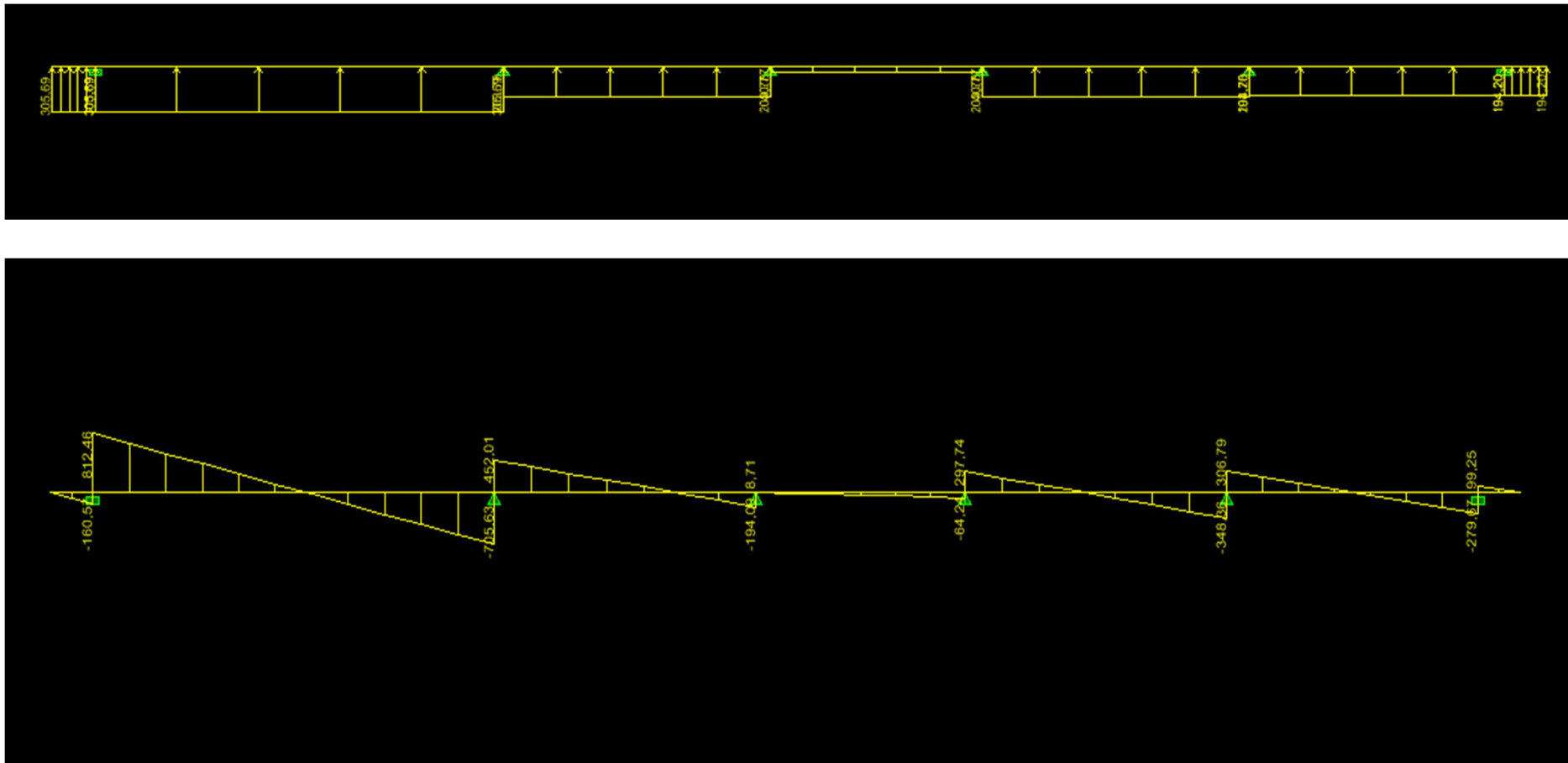


Fig VII-3 : Diagramme des efforts tranchant à ELU (sens longitudinal).

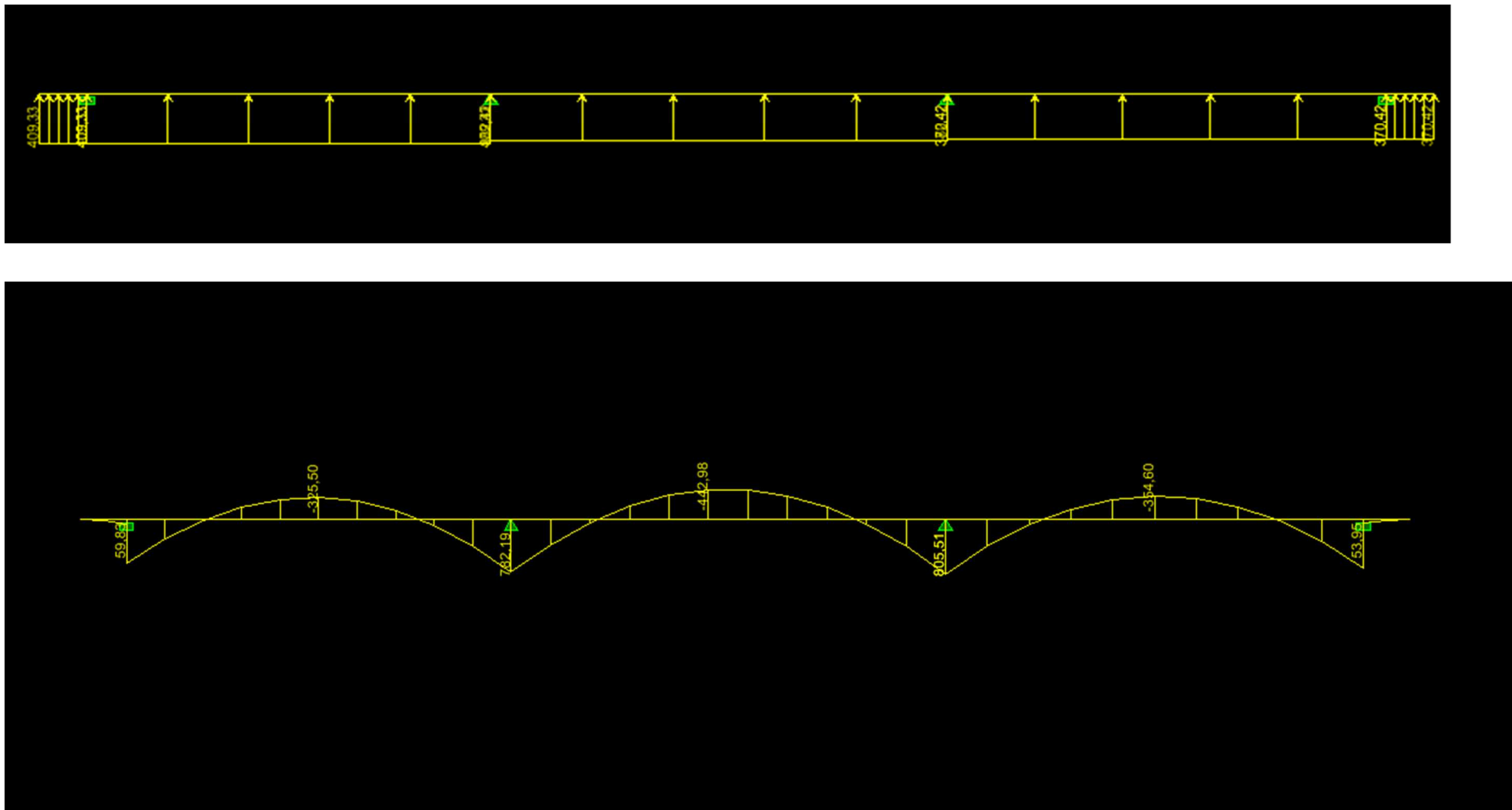


Fig VII-4 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (sens transversal).

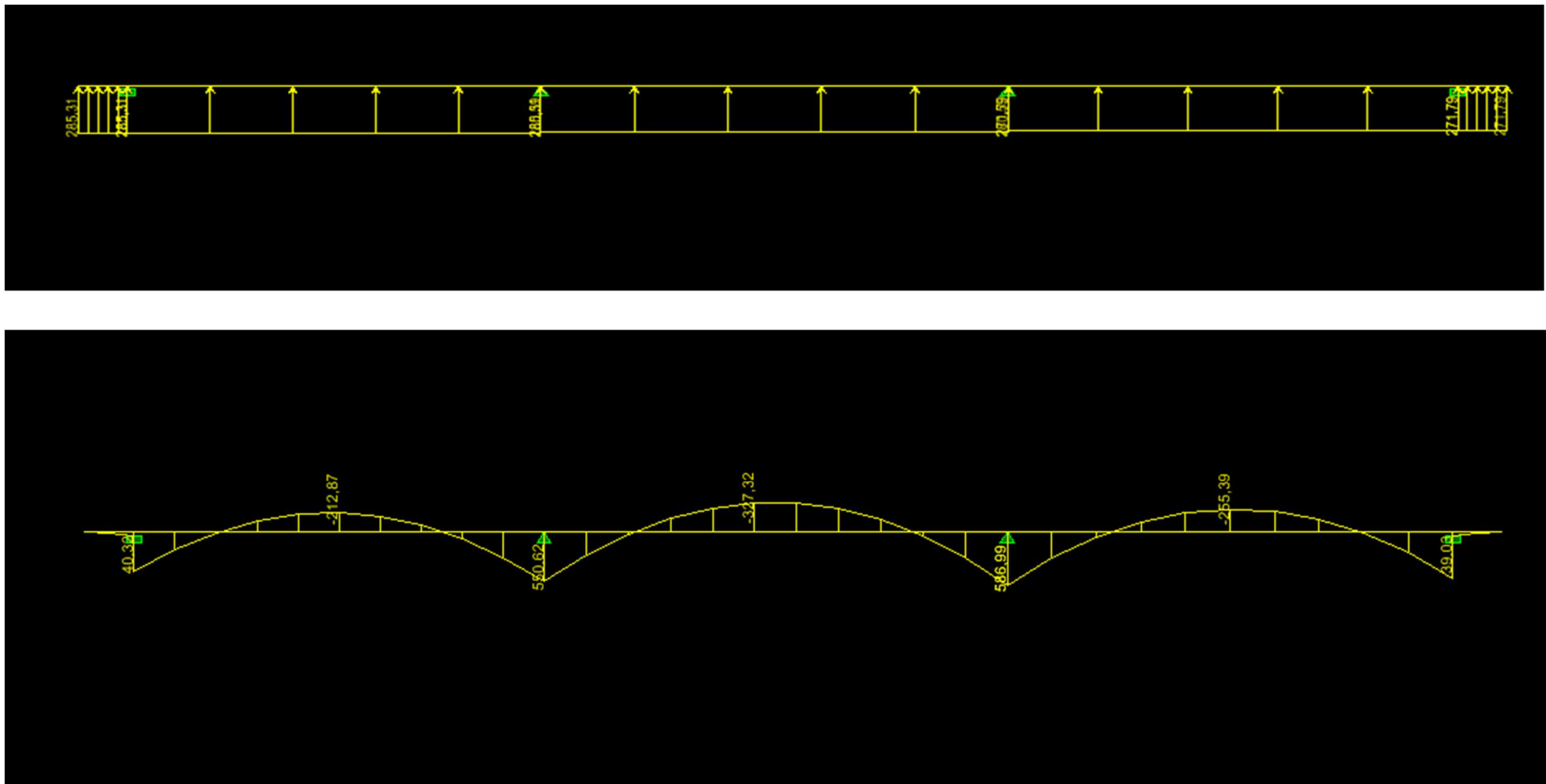


Fig VII-5 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (sens transversal).

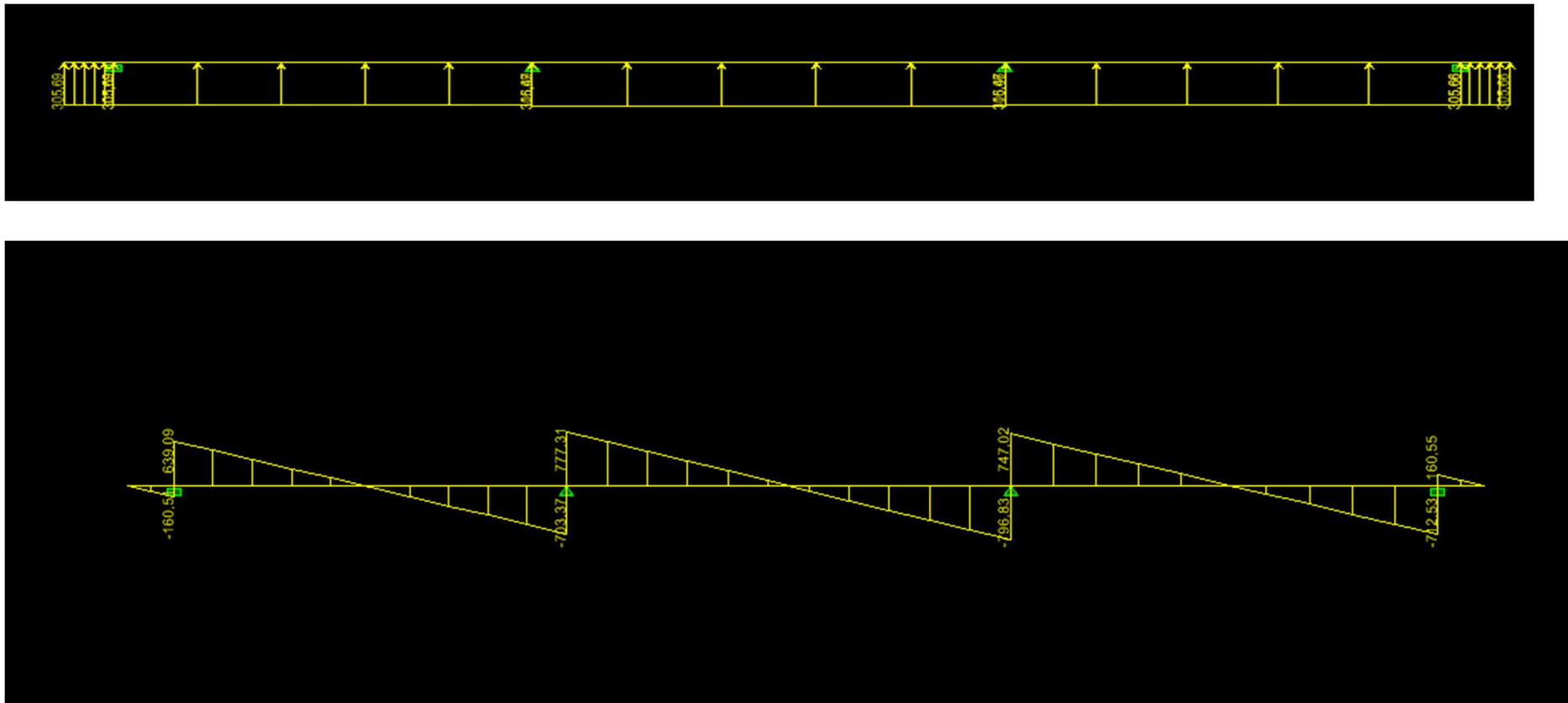


Fig VII-6 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELU (sens transversal).

➤ Sens longitudinal :

Tableau VII-23 : Moments fléchissant et efforts tranchant (X-X)

Les efforts	ELU	ELS
Moment fléchissant	$M_{tu} = 520.41\text{KN.m}$	$M_{tu} = 377.16\text{KN.m}$
	$M_{au} = 1006.71\text{KN.m}$	$M_{au} = 729.51\text{KN.m}$
Effort tranchant	$T_{max} = 812.46\text{KN}$	$T_{max} = 586.06\text{KN}$

➤ Sens transversal :

Tableau VII-24 : Moments fléchissant et efforts tranchant (Y-Y)

Les efforts	ELU	ELS
Moment fléchissant	$M_{tu} = 442.98\text{KN.m}$	$M_{tu} = 327.31\text{KN.m}$
	$M_{au} = 805.50\text{KN.m}$	$M_{au} = 586.98\text{KN.m}$
Effort tranchant	$T_{max} = 796.83\text{KN}$	$T_{max} = 577.86\text{KN}$

VII-4-4-3-1 : Ferrailage de la nervure :

➤ Armatures longitudinales : $b = 50\text{cm}$; $d = 105\text{cm}$

Le ferrailage adopté pour la nervure dans les deux sens est donné dans le tableau ci-dessous :

Tableau VII-25 : Le ferrailage adopté pour la nervure.

Sens	Zone	M_u	μ	Obs	β	A	Choix d'armature	A_{adop}
X-X	Travée	520.41	0.066	SSA	0.966	14.74cm ²	5HA20	15.71
	Appui	1006.71	0.128	SSA	0.931	29.59cm ²	5HA20+5HA20	31.40
Y-Y	Travée	442.98	0.056	SSA	0.971	12.48cm ²	5HA20	15.71
	Appui	805.50	0.102	SSA	0.946	23.30cm ²	5HA16+5HA20	25.76

➤ Armatures transversales :

Tableau VII-26 : Armature transversal.

Diamètre	$\phi_t \geq \frac{\phi_{lmax}}{3} = \frac{20}{3} = 6.66mm$ Soit : $\phi = 8mm$	
Espacement	Zone nodale	$S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 12\phi_{tmax}\right\} = \min\left\{\frac{110}{4}; 12 \times 2\right\}$ $S_t \leq \min\{27.50cm; 24cm\}$ $S_t = 10cm$
	Zone courante	$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{110}{2} = 55cm$ $S_t = 15cm$
Armatures transversales minimales (Art 7.5.2.2 RPA99 vs 2003)	$A_{min} = 0.003 \times S_t \times b$ $A_{min} = 0.003 \times 10 \times 50$ $A_{min} = 1.5cm^2$	

➤ Armatures de peau :

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins (3cm/ml) par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. En l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 110cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$A_p = \frac{3cm^2}{ml} \times 1 = 3cm^2$$

On opte pour : 2HA14= 3.08cm² (deux nappes).

VII-4-4-3-2 : Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité :

Tableau VII-27 : vérification de la condition de non fragilité.

A_{min}	$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$ $A_{min} = 0.23 \times 550 \times 1050 \times \frac{2.10}{400}$ $A_{min} = 6.97cm^2$
A_{adop}	$A_{adop} = 15.71cm^2 > A_{min} = 6.97cm^2$

b) Vérification de la contrainte de cisaillement :

Tableau VII-28: Vérification de la contrainte de cisaillement.

$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right\} = 2.50\text{MPa}$	
Sens longitudinale : $T_u^{\max} = 812.46\text{KN}$	$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d}$ $\tau_u = \frac{812.46 \times 10^3}{500 \times 1050} = 1.54\text{MPa}$
$\tau_u = 1.54\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2.50\text{MPa}$ Condition vérifiée	
Sens transversale : $T_u^{\max} = 796.83\text{KN}$	$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d}$ $\tau_u = \frac{796.83 \times 10^3}{500 \times 1050} = 1.51\text{MPa}$
$\tau_u = 1.51\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2.50\text{MPa}$ Condition vérifiée	

VII-4-4-3-3 : Vérification à l'ELS :

✓ Dans les aciers :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 348\text{MPa}$$

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

Avec :

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

✓ Dans le béton :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Tableau VII-29 : Vérification à l'ELS.

	Zone	A_s	M_s	ρ_1	β	K_1	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	Obsr
X-X	Appui	31.40	729.51	0.593	0.886	28.86	249.73	348	8.65	15	CV
	Travée	15.71	377.16	0.299	0.914	43.14	250.15	348	5.79	15	CV
Y-Y	Appui	25.76	586.98	0.494	0.894	32.17	242.74	348	7.54	15	CV
	Travée	15.71	327.31	0.299	0.914	43.14	217.09	348	5.03	15	CV

VII-5 : Vérification de la stabilité au renversement (*Art 10-1-5 RPA99 vs 2003*) :

Quel que soit le type de fondation on doit vérifier que l'excentrement des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieure de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement

$$e = \frac{M}{N} < \frac{B}{4}$$

Tableau VII-30 : Vérification de la stabilité au renversement.

	N	M	$e = \frac{M}{N}$	B	$\frac{B}{4}$	Observation
X-X	24639.96	12370.86	0.50	18.40	4.6	CV
Y-Y	24639.96	11413.14	0.46	15.40	3.85	CV

VIII) Etude du voile périphérique :**Introduction :**

Afin de relier l'infrastructure à la superstructure dans le sol, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique qui reprendra les charges verticales et horizontales provenant du séisme et des poussées des terres.

Le voile périphérique assure un chaînage de la structure et forme un bloc rigide et indéformable. Il permet de remplir les fonctions suivantes :

- ✓ Assure une bonne stabilité de l'ouvrage et limiter les déplacements horizontaux relatifs aux fondations.
- ✓ Transmettre au sol de fondation la totalité des efforts apportés par la superstructure.

VIII -1) Pré dimensionnement du voile périphérique : (Art: 10.1.2 vs RPA 2003)

L'article prévoit pour les voiles périphériques une épaisseur minimale de 15 cm, On opte pour une épaisseur de 20 cm.

VIII -2) Contrainte des sollicitations :

σ_h : Contrainte horizontale

σ_v : Contrainte verticale

$$\sigma_h = k_0 \times \sigma$$

$$k_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi}$$

Avec: k_0 : coefficient de poussée des terres

φ : Angle de frottement interne

VIII -3) Caractéristiques du sol :

- ✓ Surcharge éventuelle : $q = 10 \text{ KN} / \text{m}^2$
- ✓ Poids volumique des terres : $\gamma = 19 \text{ KN} / \text{m}^3$
- ✓ Angle de frottement : $\varphi = 31^\circ$
- ✓ Cohésion : $C = 0$

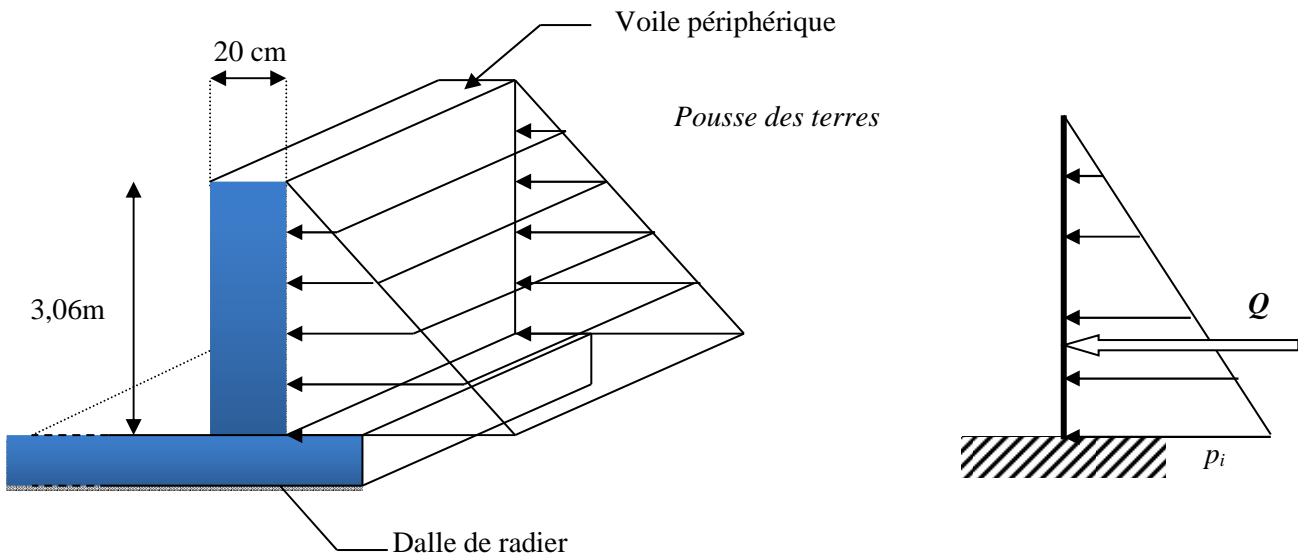


Fig- VIII-1 : Schéma statique d'un voile périphérique.

VIII -4) Calcul des sollicitations :

$$k_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi} = \frac{1 - \sin 31}{\cos 31} = 0.565$$

$$\sigma_v = q + \gamma h \quad \rightarrow 0 < h < 3.06 \text{ m}$$

✓ **ELU :**

$$\sigma_h = k_0 + \sigma_v = k_0(1.35 \times \gamma \times h + 1.5 \times q)$$

Pour h=0

$$\sigma_1 = 0.565(1.35 \times 19 \times 0 + 1.5 \times 10) = 8.48 \text{ KN/m}^2$$

Pour h=3.06

$$\sigma_2 = 0.565(1.35 \times 19 \times 3.06 + 1.5 \times 10) = 52.82 \text{ KN/m}^2$$

✓ **ELS :**

$$\sigma_h = k_0 \times \sigma_v = k_0(q + \gamma \times h)$$

Pour h=0

$$\sigma_1 = 0.565(10 + 19 \times 0) = 5.65 \text{ KN/m}^2$$

Pour h=3.06m

$$\sigma_2 = 0.565(10 + 19 \times 3.06) = 38.49 \text{ KN/m}^2$$

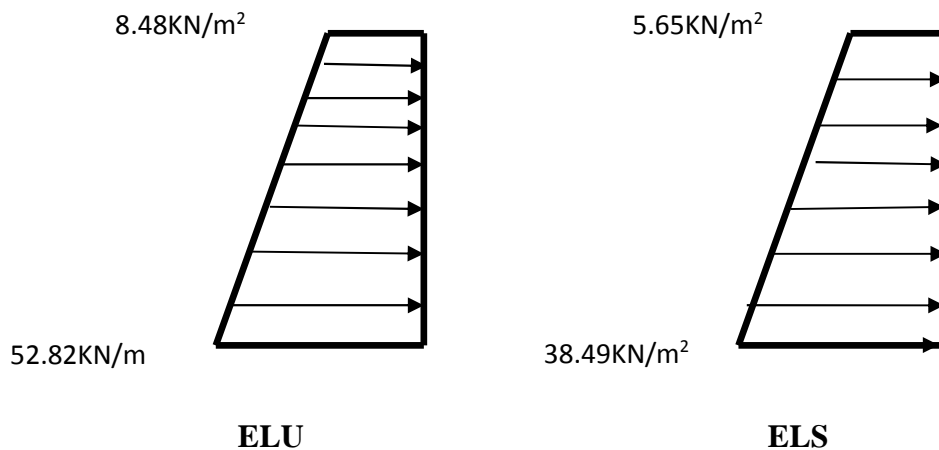


Fig-VII-2 : diagrammes des contraintes.

VIII -4-1) Charges moyennes :

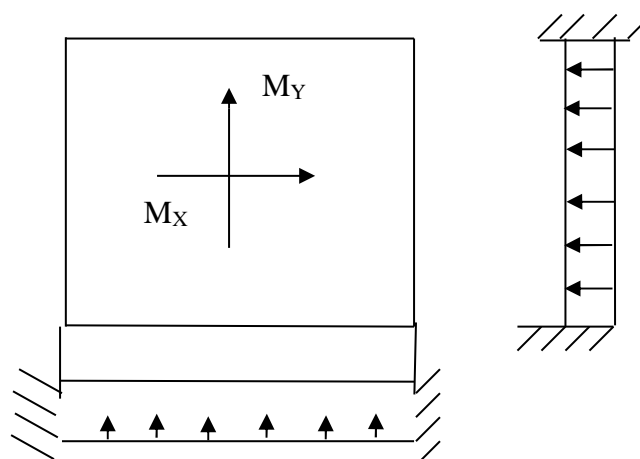
$$\text{ELU : } p_u = \frac{3\sigma_{h2} + \sigma_{h1}}{4} \times 1 = \frac{3 \times 52.82 + 8.48}{4} \times 1 = 41.73 \text{ kN/ml}$$

$$\text{ELS : } p_s = \frac{3\sigma_{h2} + \sigma_{h1}}{4} \times 1 = \frac{3 \times 38.49 + 5.65}{4} \times 1 = 30.28 \text{ kN/ml}$$

VIII -4-2) Ferrailage du voile périphérique :

VIII -4-2-1) Méthode de calcul :

Le voile périphérique sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastées sur 4 cotés au niveau des nervures et des poteaux.



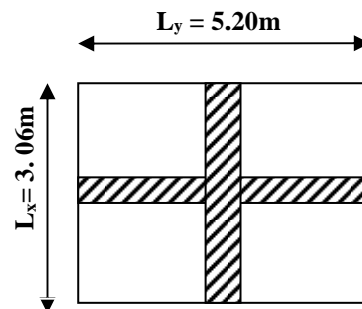
VIII -4-2-2) Détermination des moments :

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastrés sur 04 appuis ;

Le panneau considéré est un panneau de rive encastré à ses deux extrémités.

Pour tenir compte de la continuité de la dalle, les moments seront affectés des coefficients suivants :

- ✓ Moment en travée : 0.85
- ✓ Moment d'encastrement sur les grandes cotés :
 - 0.3 : Appuis de rive
 - 0.5 : Autre appuis

VIII -4-2-3) Identification des panneaux :

$$l_x = 3,06 \text{ m}$$

$$l_y = 5.20 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,06}{5.20} = 0.58; 0.4 < \rho < 1 \Rightarrow \text{le panneau travaille dans les deux sens}$$

VIII -4-2-4) Calcul à l'ELU :

$$\rho = 0,58 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0838 \\ \mu_y = 0,279 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x q l_x^2 = 0,0838 \times 41.73 \times 3.06^2 = 32.74 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0.279 \times 32.74 = 9.13 \text{ KN.m}$$

Correction des moments :➤ **Sens x- x :**

✓ Aux appuis :

$$M_a = 0.3M_{0x} = 0.3 \times 32.74 = 9.82 \text{KN.m}$$

✓ En travée :

$$M_t = 0.85M_{0x} = 0.85 \times 32.74 = 27.80 \text{KN.m}$$

➤ **Sens Y- Y :**

✓ Aux appuis :

$$M_a = 0.3M_{0y} = 0.3 \times 9.13 = 2.73 \text{KN.m}$$

✓ En travées :

$$M_t = 0.85M_{0y} = 0.85 \times 9.13 = 7.76 \text{KN.m}$$

VIII -4-2-5) Calcul à l'ELS :

$$\rho = 0,58 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0885 \\ \mu_y = 0,453 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x q l_x^2 = 0,0885 \times 30,28 \times 3,06^2 = 25,09 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0,453 \times 25,09 = 11,36 \text{ KN.m}$$

Correction des moments :➤ **Sens x - x :**

✓ Aux appuis :

$$M_a = 0.3M_{0x} = 0.3 \times 25.09 = 7.52 \text{KN.m}$$

✓ En travée :

$$M_t = 0.85M_{0x} = 0.85 \times 25.09 = 21.32 \text{KN.m}$$

➤ **Sens Y - Y :**

✓ Aux appuis :

$$M_a = 0.3M_{0y} = 0.3 \times 11.36 = 3.408 \text{KN.m}$$

✓ En travées :

$$M_t = 0.85M_{0y} = 0.85 \times 11.36 = 9.65 \text{KN.m}$$

VIII -4-2-6 Calcul des armatures :

✓ Armatures longitudinales :

Le ferrailage se fera pour une bande de 1 m, en considérant le moment maximal au niveau d'appuis et à la travée.

➤ Dans le sens X-X

Tableau VIII-1 : ferrailage de voile périphérique (X-X)

	En travée	Aux appuis
Moment	$M_{tx} = 27.80 \text{KN.m}$	$M_{ax} = 9.82 \text{KN.m}$
Calcul des moments réduits	$\mu = \frac{M_{ut}}{f_{bu} \times b \times d^2}$ $\mu = \frac{27.80 \times 10^6}{14.20 \times 1000 \times 180^2}$ $\mu = 0.060 < 0.392$ →SSA ($A_c=0\text{cm}^2$)	$\mu = \frac{M_{ua}}{f_{bu} \times b \times d^2}$ $\mu = \frac{9.82 \times 10^6}{14.20 \times 1000 \times 180^2}$ $\mu = 0.022 < 0.392$ →SSA ($A_c=0\text{cm}^2$)
β	0.969	0.989
A_{st}	$A_{st} = \frac{M_{ut}}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$ $A_{st} = \frac{27.80 \times 10^6}{0.969 \times 180 \times 348}$ $A_{st} = 4.58 \text{cm}^2$	$A_{st} = \frac{M_{at}}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$ $A_{st} = \frac{9.82 \times 10^6}{0.989 \times 180 \times 348}$ $A_{st} = 1.58 \text{cm}^2$
A_{adop}	5HA12=5.65cm²	5HA12=5.65cm²
Condition de non fragilité	$A \geq 0.80 \times b \times h \times \frac{(3 - \rho)}{2}$ Avec : $0.0008 \times b \times h$ pour HA Fe400. $A \geq 0.0008 \times 100 \times 20 \times \frac{(3 - 0.58)}{2} = 1.93 \text{cm}^2$ Condition vérifiée	
Espacement	$S_t = 20 \text{cm}$	$S_t = 20 \text{cm}$

➤ Dans le sens Y-Y :

Tableau VIII-2 : ferrailage de voile périphérique (Y-Y)

	En travée	Aux appuis
Moment	$M_{ty} = 7.76 \text{KN.m}$	$M_{ay} = 2.74 \text{KN.m}$
Calcul des moments réduits	$\mu = \frac{M_{ut}}{f_{bu} \times b \times d^2}$ $\mu = \frac{7.76 \times 10^6}{14.20 \times 1000 \times 180^2}$ $\mu = 0.016 < 0.392$ <p>→ SSA ($A_c=0\text{cm}^2$)</p>	$\mu = \frac{M_{ua}}{f_{bu} \times b \times d^2}$ $\mu = \frac{2.74 \times 10^6}{14.20 \times 1000 \times 180^2}$ $\mu = 0.006 < 0.392$ <p>→ SSA ($A_c=0\text{cm}^2$)</p>
β	0.992	0.997
A_{st}	$A_{st} = \frac{M_{ut}}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$ $A_{st} = \frac{7.76 \times 10^6}{0.992 \times 180 \times 348}$ $A_{st} = 1.24 \text{cm}^2$	$A_{st} = \frac{M_{at}}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$ $A_{st} = \frac{2.74 \times 10^6}{0.997 \times 180 \times 348}$ $A_{st} = 0.43 \text{cm}^2$
A_{adop}	5HA12=5.65cm²	5HA12=5.65cm²
Condition de non fragilité	$A \geq 0.80 \times b \times h \times \frac{(3 - \rho)}{2}$ <p>Avec : $0.0008 \times b \times h$ pour HA Fe400.</p> $A \geq 0.0008 \times 100 \times 20 \times \frac{(3 - 0.58)}{2} = 1.93 \text{cm}^2$ <p>Condition vérifiée</p>	
Espacement	$S_t = 20 \text{cm}$	$S_t = 20 \text{cm}$

VIII-5) Recommandations du RPA 99 :

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). $A \geq 0.001 bh = 0.001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$
- ✓ Les deux nappes sont reliées par 4 épingles de HA 8 par m²

VIII -6) Vérification à l'ELS :**VIII -6-1) Vérification des contraintes du béton et de l'acier :**

Le mur plaque étant exposé aux eaux emmagasinées dans le sol, de ce fait elles constituent un état de fissuration préjudiciable, les contraintes sont limitées alors :

✓ Dans les aciers :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{MPa}$$

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

Avec :

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times A_s}{100 \times 18}$$

✓ Dans le béton :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Tableau VIII-3 : Vérification des contraintes à l'ELS.

	Zone	A_s	M_s	ρ_1	β	K_1	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	Obsr
X- X	Appui	5.65	7.52	0.316	0.912	41.82	81.07	348	1.93	15	CV
	Travée	5.65	21.32	0.316	0.912	41.82	229.86	348	4.49	15	CV
Y- Y	Appui	5.65	3.408	0.316	0.912	41.82	36.74	348	0.87	15	CV
	Travée	5.65	9.65	0.316	0.912	41.82	104.04	348	2.53	15	CV

VIII -6-2) Vérification de la flèche :

Nous devons justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, cependant nous pouvons nous dispenser de cette vérification si les deux conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t}{20 M_0} \quad ; \quad \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t}{20 M_u}$$

$$\frac{h}{l_x} = \frac{20}{306} = 0,065 > \frac{M_t}{20 M_u} = \frac{21,32}{20 \times 35,44} = 0,030 \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{7,7}{100 \times 18} = 0,004 < \frac{4,2}{400} = 0,010 \Rightarrow \text{vérifiée}$$

Les deux conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.

CONCLUSION GENERALE

Au cours de ce Projet de Fin d'Etudes, une étude parasismique et statique d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial en cours de réalisation. Situé à DRRA BEN KHEDDA wilaya de TIZI-OUZOU, cette structure en béton armé de (SS+RDC+5 étages et étage COMBLE) est caractérisé par un contreventement mixte.

Le travail mené sur cette structure nous a permis de tirer les conclusions suivantes :

- ✓ Concernant le pré dimensionnement des éléments structuraux (portiques –voiles), nous avons veillé à pré dimensionner ces derniers en choisissant les dimensions les plus proches du minimum recommandé par les règlements parasismique et CBA.
- ✓ Pour notre cas nous avons pu valider ces choix dans le chapitre ferrailage, puisque les sections d'armatures sont correctes ainsi nous pouvons conclure que le rôle du béton et l'acier a été assuré.
- ✓ Concernant le choix du système de contreventement, du fait que la structure est composée de plusieurs portiques nous avons pris la décision de faire participer ces derniers au contreventement tout en veillant à injecter le minimum de voiles possibles, dans le but de ramener le système à un contreventement mixte, conformément à l'article 3.4.4a du RPA99 Version 2003. On a essayé de respecter le critère de symétrie et d'éloigner le plus possible les voiles du centre de gravité de la structure afin d'éviter tout problème de torsion. Nous pouvons constater que les ferrailages des voiles et portiques est presque du même ordre de grandeur. Cette remarque vient du fait que leur fonction est la même et que leur pourcentage de participation au contreventement est presque égal.
- ✓ Choix du type de fondation est conditionné par la lecture du rapport géotectonique et le respect de ses recommandations. Nous avons opté pour un radier nervurée à une profondeur de 4m. D'après le rapport de sol il n'y a pas présence de nappes phréatiques ni couche de sable, donc le risque de liquéfaction des sols est écarté. Les recommandations exigées par les règlements concernant les fondations sont toutes vérifiées.
- ✓ Après une analyse modale et un calcul sismique, les déplacements et la stabilité du bâtiment ont été vérifiés. Au final, le bâtiment est stable au renversement et au soulèvement.

En définitif, nous pouvons conclure que grâce au calcul effectué avec le logiciel ETABS, nous avons pu accélérer le travail surtout concernant les dispositions des voiles et en tirant rapidement les efforts internes max.

BIBLIOGRAPHIE

Règlements :

- Règles parasismiques Algériennes RPA 99/ version 2003.
- BAEL 91 règles techniques de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé suivant la méthode des états limites.
- Béton armé « BAEL 91 modifié 99 et DTU associés (Jean- Pierre Mougin).
- Document technique réglementaire (DTR B.C 2.2) : Charge permanentes et charges d'exploitation.

Logiciels :

- Logiciel ETABS 9.7.1
- Logiciel de ferrailage SOCOTEC.
- EXCEL 2007.
- WORD 2007.
- AUTOCAD 2016.

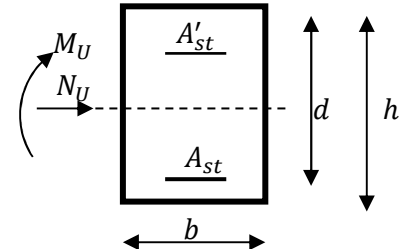
Ouvrage :

- Formulaire du béton armé de (Tomes 1et 2 Victor DAVIDOVICI).
- Les abaques de PIGEAUD.
- Formulaire de RDM youde xiong.
- Mémoire de fin d'étude des promotions précédentes.

Exposé de la méthode de calcul à l'ELU pour les poteaux

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 une section soumise à une flexion composée qui peut être une :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).
- Section entièrement tendue (SET).



Calcul du centre de pression : $e = \frac{M_u}{N_u}$

▪ Section partiellement comprimée : (SPC)

La section est partiellement comprimée si l'une des conditions suivantes est vérifiée :

$$\left\{ \begin{array}{l} e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - c \right) \\ (d - c')N_u - M_f \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h} \right) bh^2 f_{bc} \end{array} \right.$$

Avec : M_f : moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures.

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

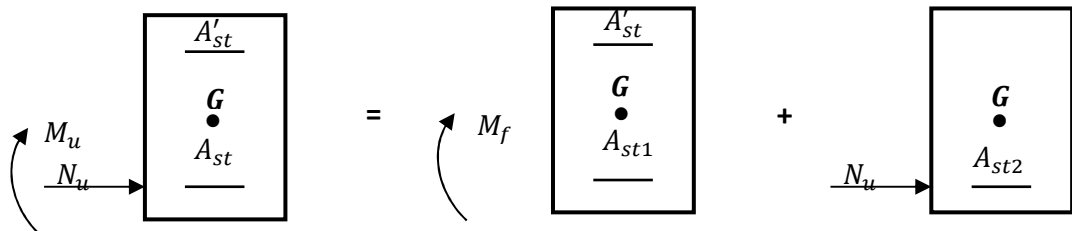


Schéma de calcul en flexion composée.

En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} \quad \text{Avec} \quad f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14.2 \text{ Mpa}$$

$\mu \leq \mu_l = 0.392 \implies$ La section est simplement armée \implies (SSA)

$$A_{st1} = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} \quad ; \quad A' = 0$$

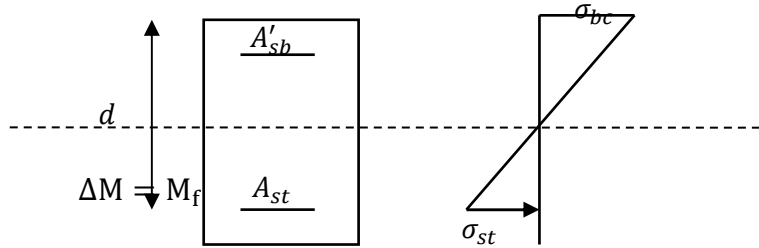
D'où la section réelle est : $A_{st} = A_{st1} - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$ si l'effort est négatif.

Si A_{st} est négative $A_{st} \geq \max\left(\frac{bh}{1000}, 0.23bh \frac{f_{t28}}{f_e}\right)$

➤ Si : $\mu > \mu_l = 0.392 \implies$ la section est doublement armée (SDA).

On calcul

$$M_r = \mu_l b d^2 f_{bc}$$



Avec : M_r : moment ultime pour une section simplement armée

$$A_{st1} = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_{st}}$$

$$A'_{st} = \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_{st}} \text{ Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

La section réelle d'armature est $A'_{st} = A'$, $A_{st} = A_{st1} - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$

➤ **Section entièrement comprimée : (SEC)**

La section est entièrement comprimée si l'une des conditions suivantes est vérifiée :

$$\left\{ \begin{array}{l} e = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c\right) \\ N_u(d - c') - M_f > \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc} \end{array} \right.$$

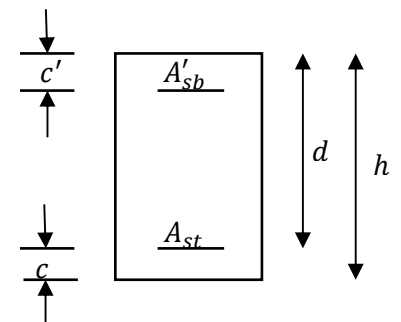
Il y a deux cas possible de ferrailage, après vérification de la condition ci-dessus :

1^{er} Cas : S.S.A (Section Simplement Armée)

➤ **Si :** $N_u(d - c') - M_f < \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc} \implies A'_{st} \neq 0$; $A_{st} = 0$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_{st} = \frac{N - 100 \cdot \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{100 \cdot \sigma_{st}} ; A_{st} = 0$$



Avec :
$$\Psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d-c') - 100M_u}{100bh^2f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

2^{eme} Cas : S.D.A (Section Doublement Armée)

➤ **Si :** $N_u(d - c') - M_f \geq \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right) bh^2f_{bc}$ Les sections d'armatures sont :

$$A'_{st} = \frac{M_u - (d - 0.5h)bhf_{bu}}{(d - c')\sigma_{st}} \quad ; \quad A_{st} = \frac{N - bhf_{bu}}{\sigma_{st}} - A'_{st}$$

➤ **Si :** $e = \frac{M_u}{N_u} = 0$ (excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera a

l'état limite de stabilité de forme et la section d'armature sera : $A = \frac{N_u - Bf_{bu}}{\sigma_{st}}$

Avec B : Aire de la section du béton seul

σ_{st} : Contrainte de l'acier

Exposé de la méthode de calcul à l'ELU pour les poutres

1) Calcul du moment réduit « μ »

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

2) Calcul du moment réduit limite « μ_l »

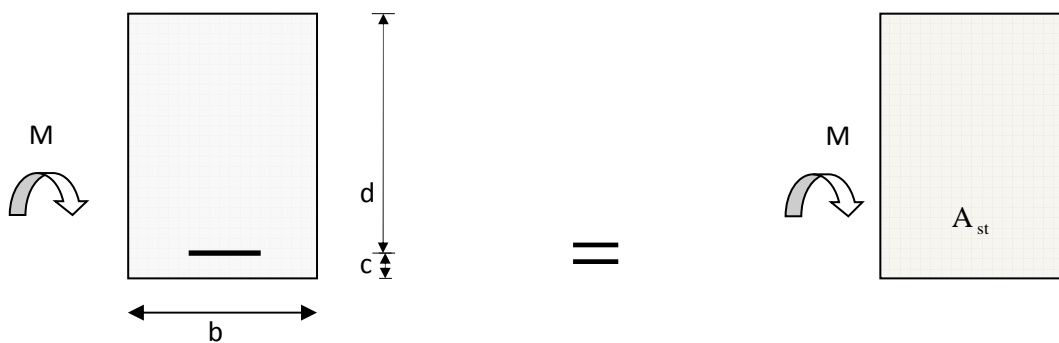
Le moment réduit limite μ_l est égale à **0.392** pour les combinaisons aux états limites, et pour les combinaisons accidentelles du RPA.

3) On compare les deux moments réduits « μ » et « μ_l »

a. 1er cas : $\mu \leq \mu_l \Rightarrow$ Section simplement armée (SSA).

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $\rightarrow A_{sc}=0$.

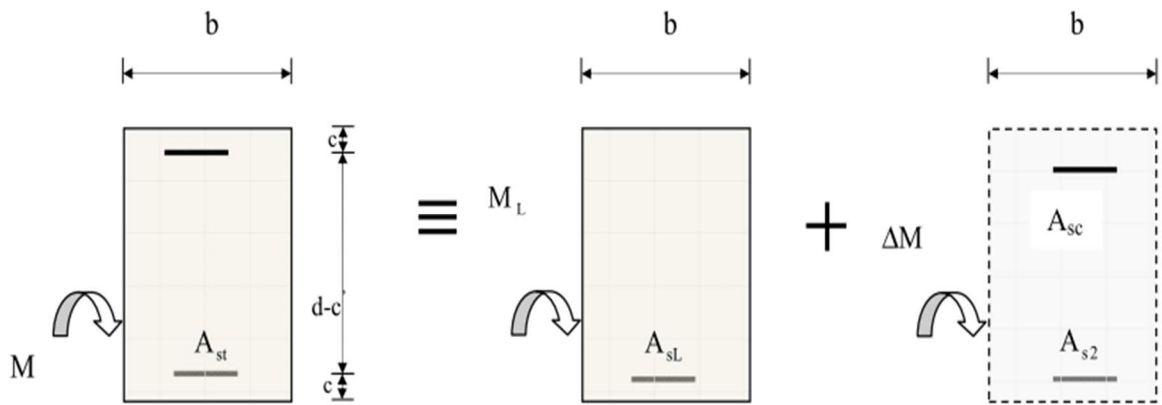
$$A_{st} = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s}$$



Disposition des armatures tendus S.S.A

b. 2ème cas : $\mu \geq \mu_l \Rightarrow$ Section doublement armée (SDA)

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.

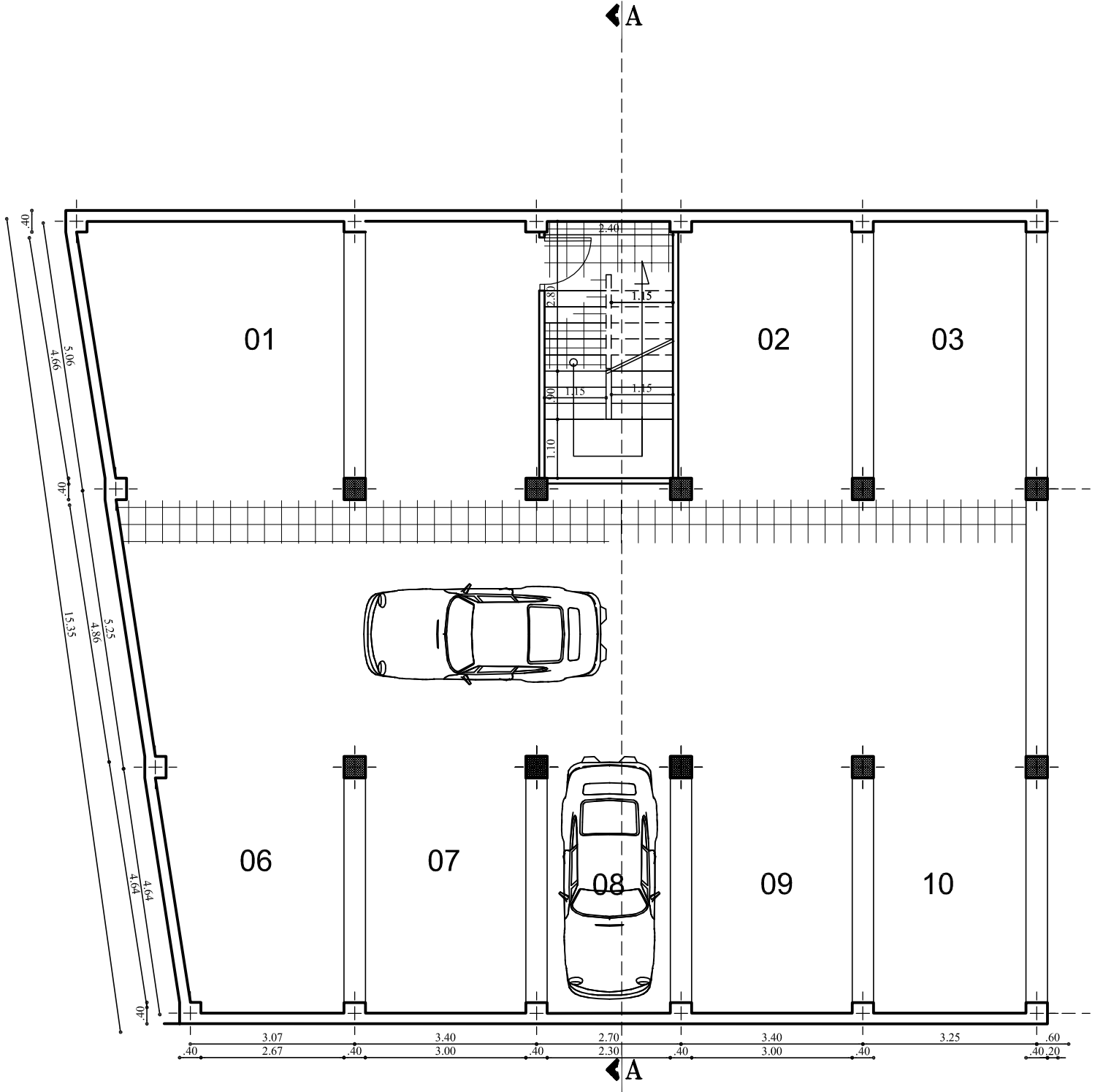


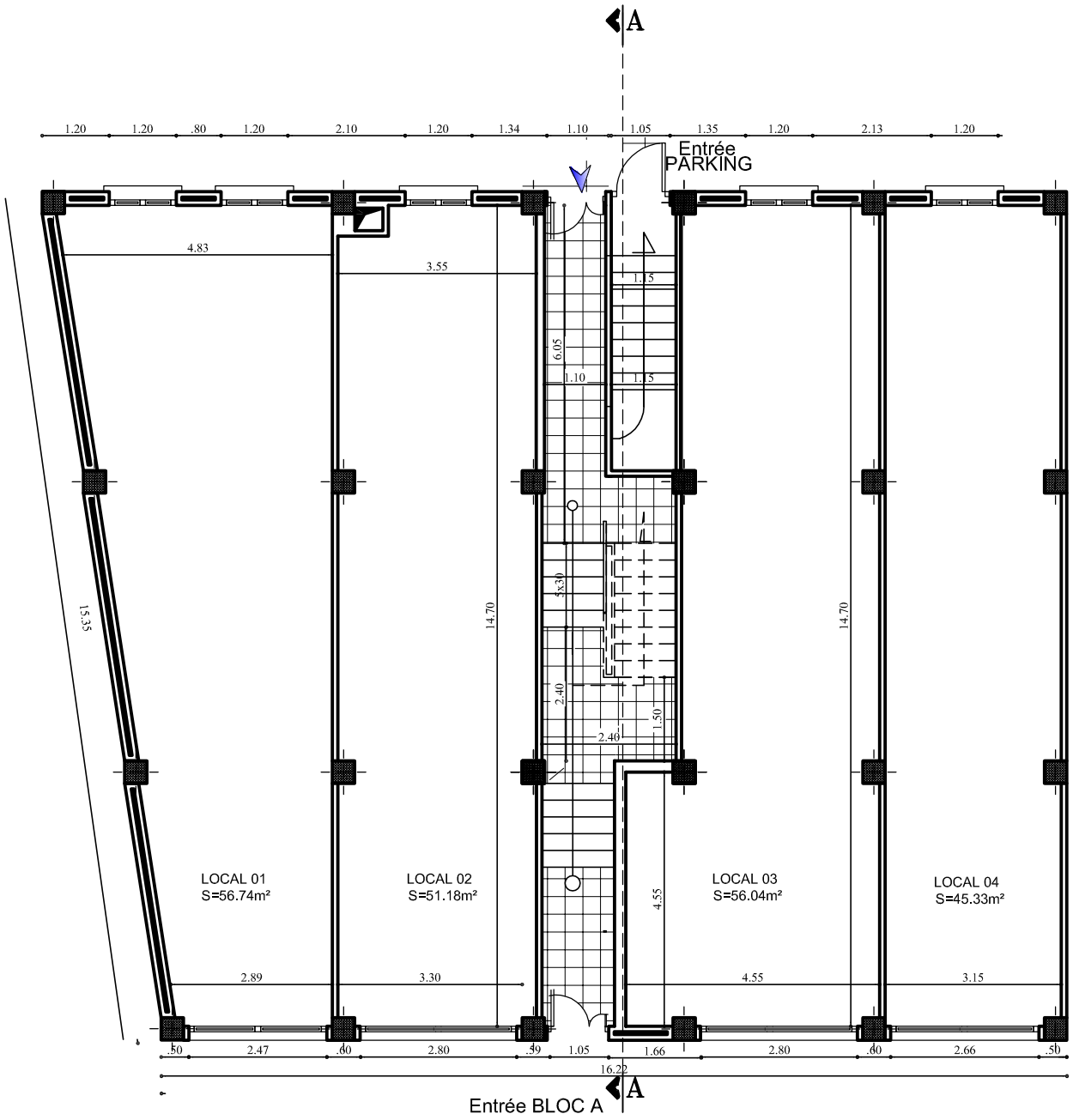
Disposition des armatures SDA

$$A_{st} = A_{sL} + A_{s2} = \frac{M_L}{\beta_L \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \quad A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s}$$

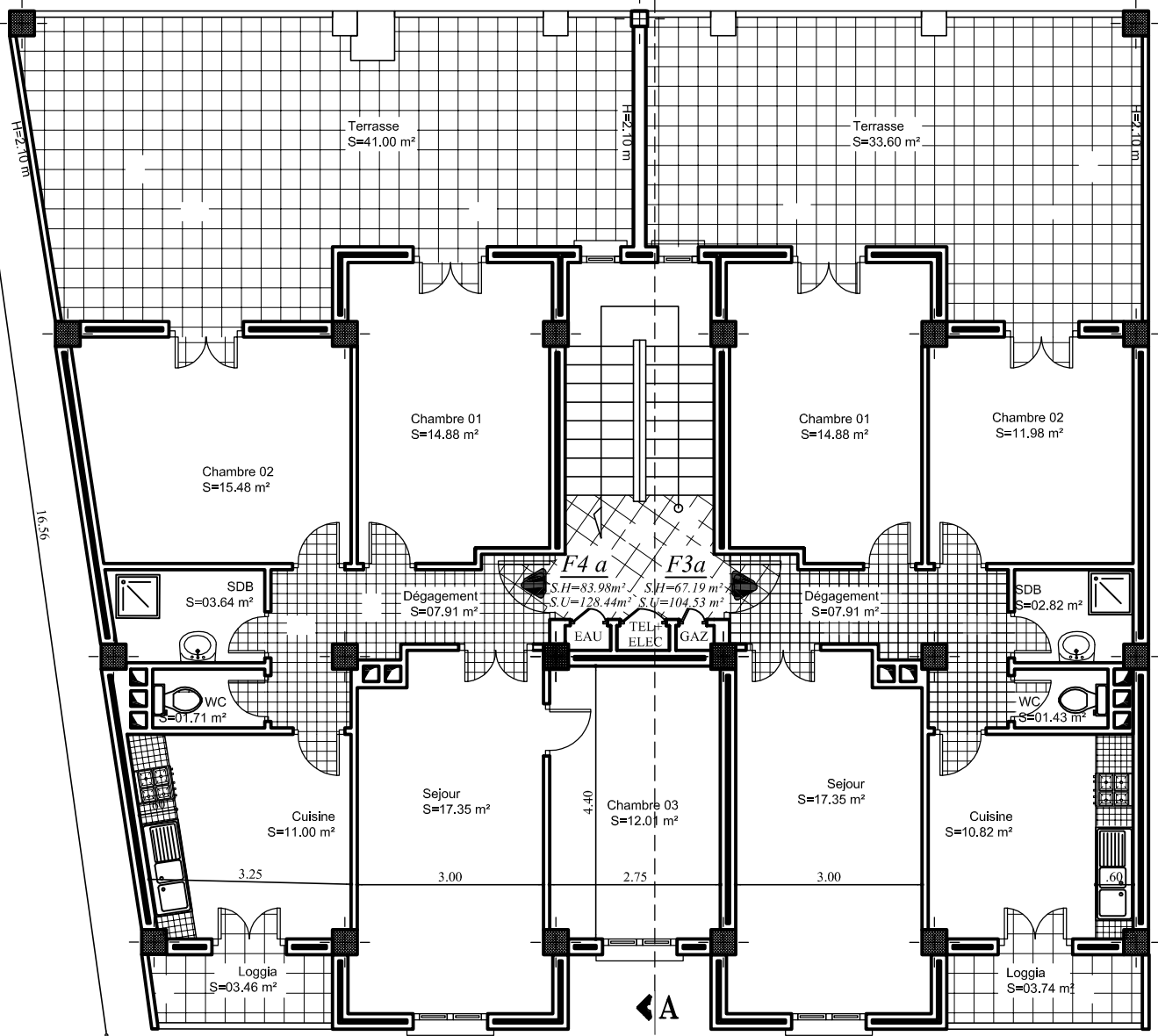
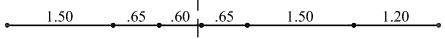
$$\text{Avec : } f_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{\gamma_b \theta} \quad , \quad \gamma_b = 1.5 \Rightarrow f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$$

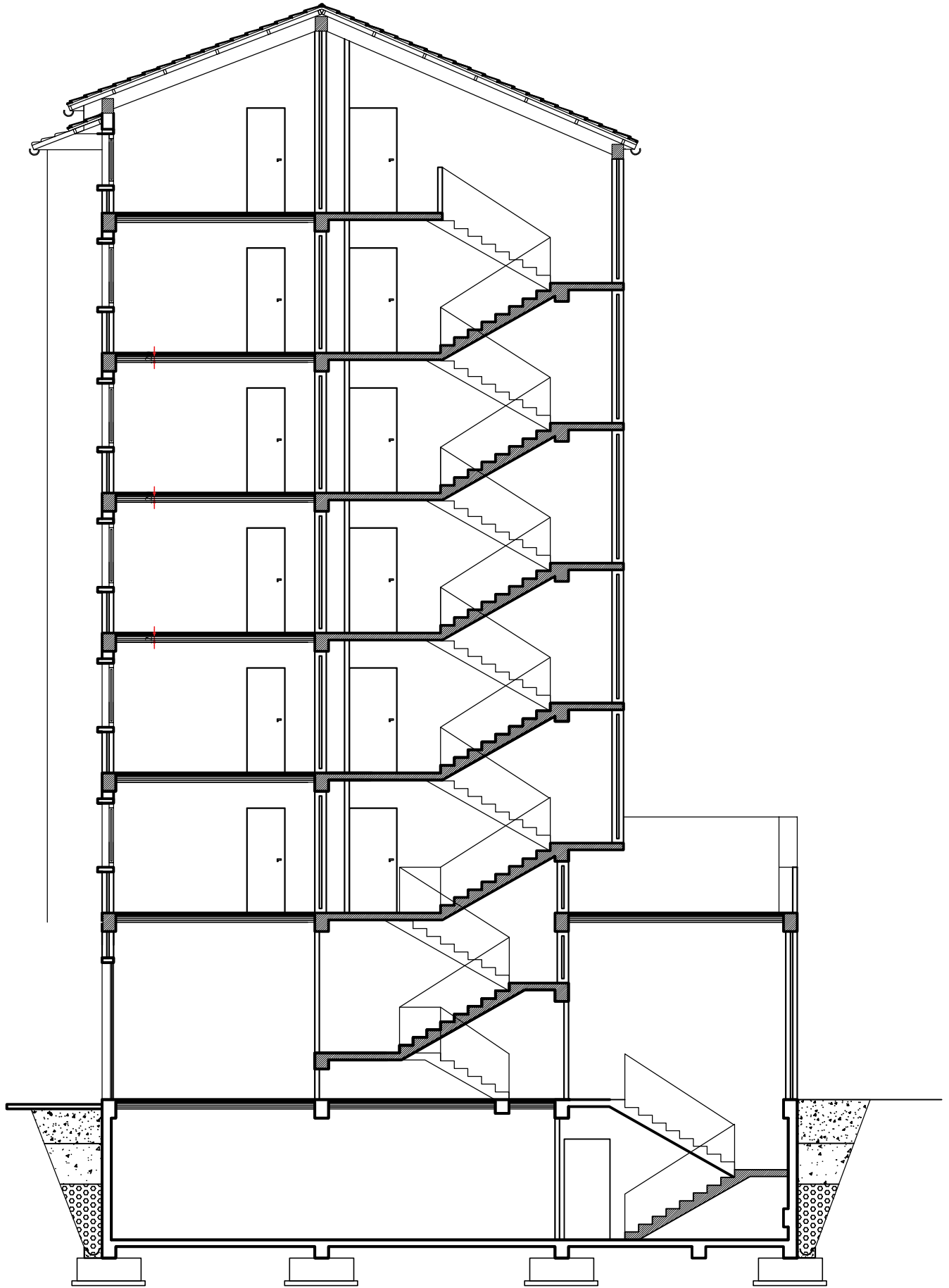
$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad , \quad \gamma_s = 1.15 \Rightarrow \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$



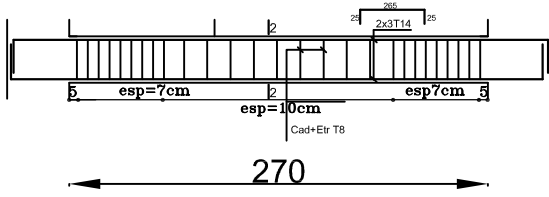


A

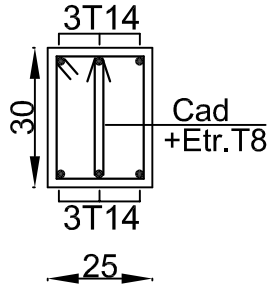




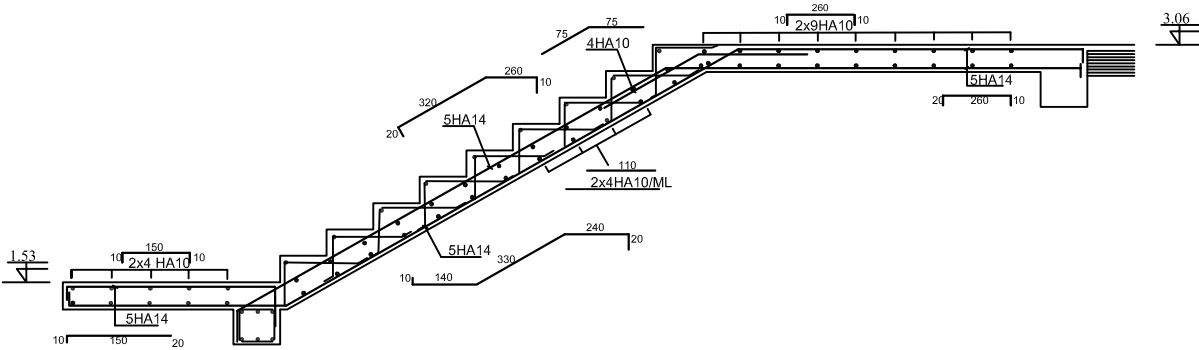
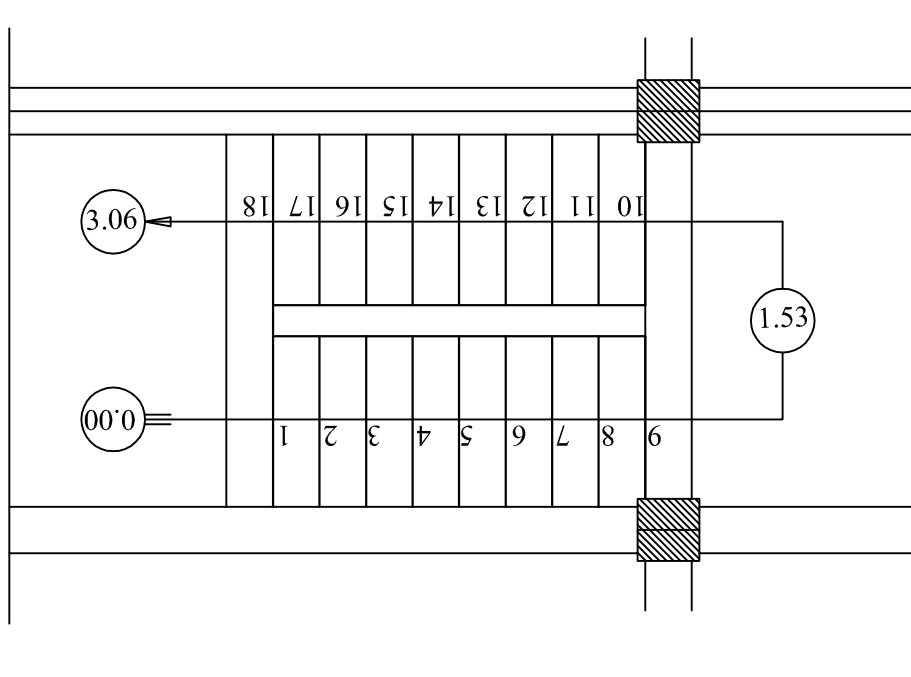
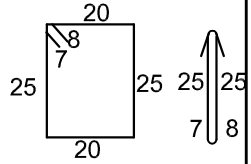
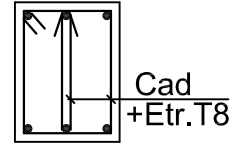
POUTRE PALIERE- Niveau: 1.53



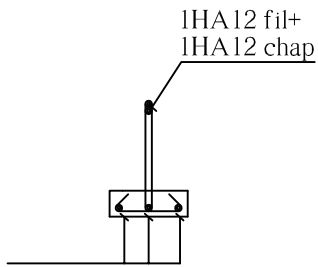
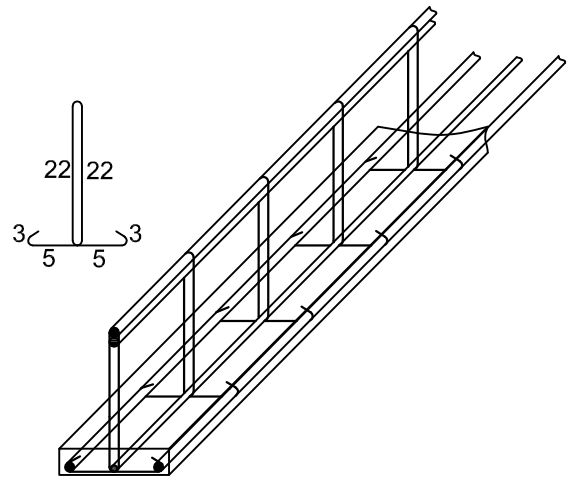
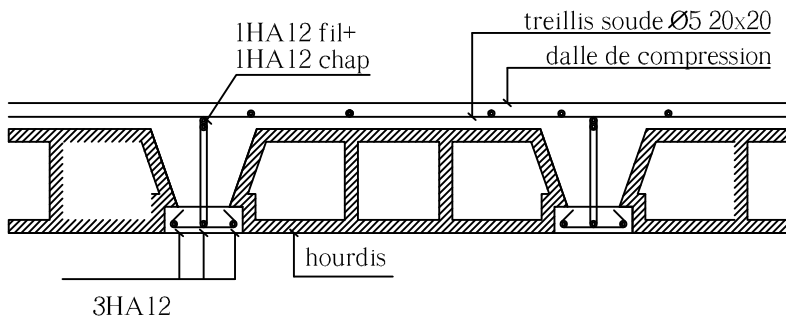
COUPE 1-1



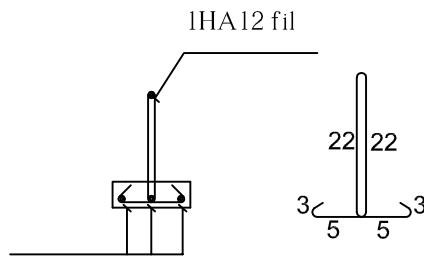
Cadres



DETAIL DU PLANCHER + POUTRELLES



Appuis



Travée

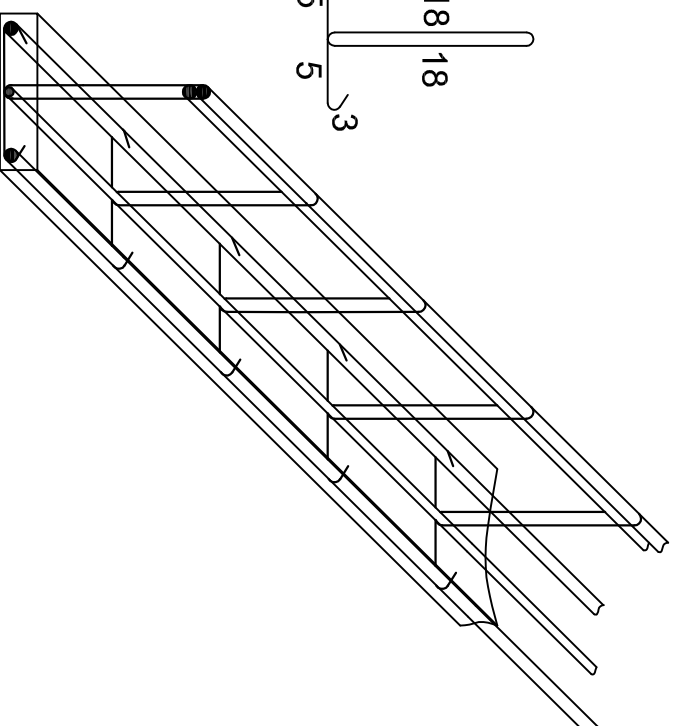
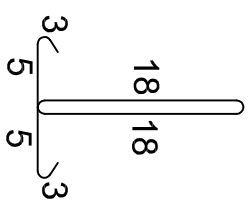
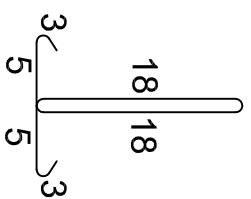
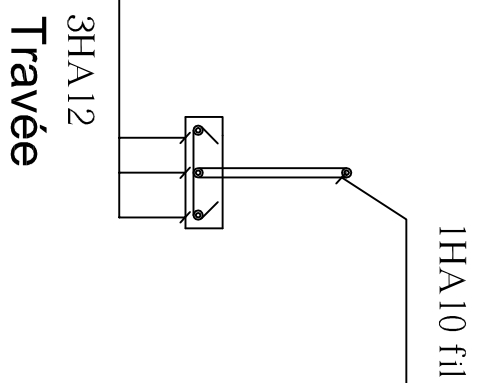
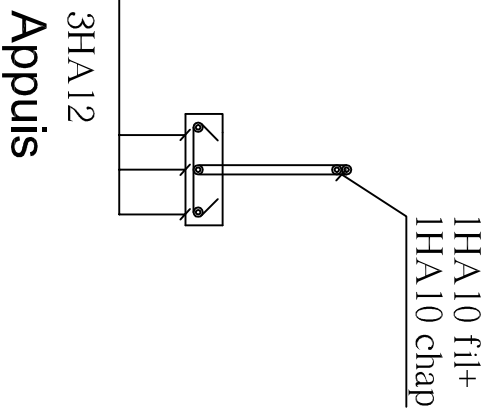
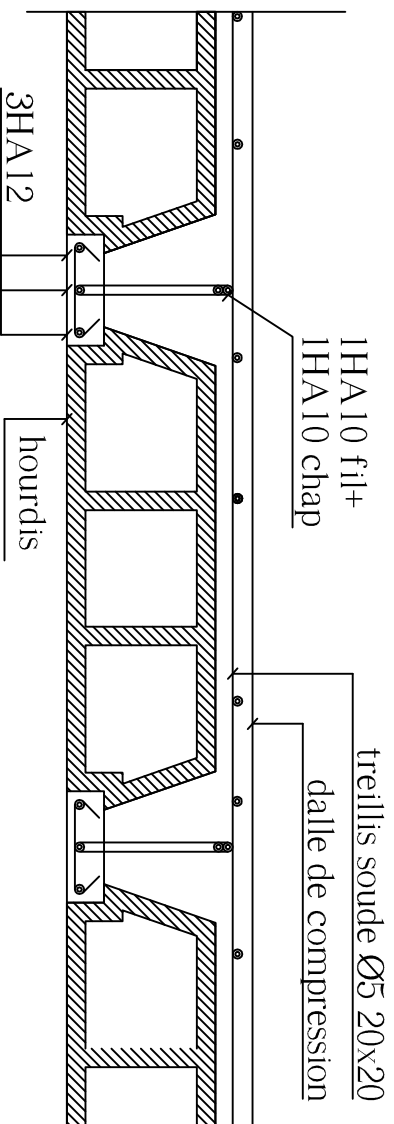
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 Universite de MOULOU D MAMMERI Tizi Ouzou
 Faculte du Genie de la Construction
 Departement de Genie Civil

DIRIGE PAR :
 Mme SI AHMED

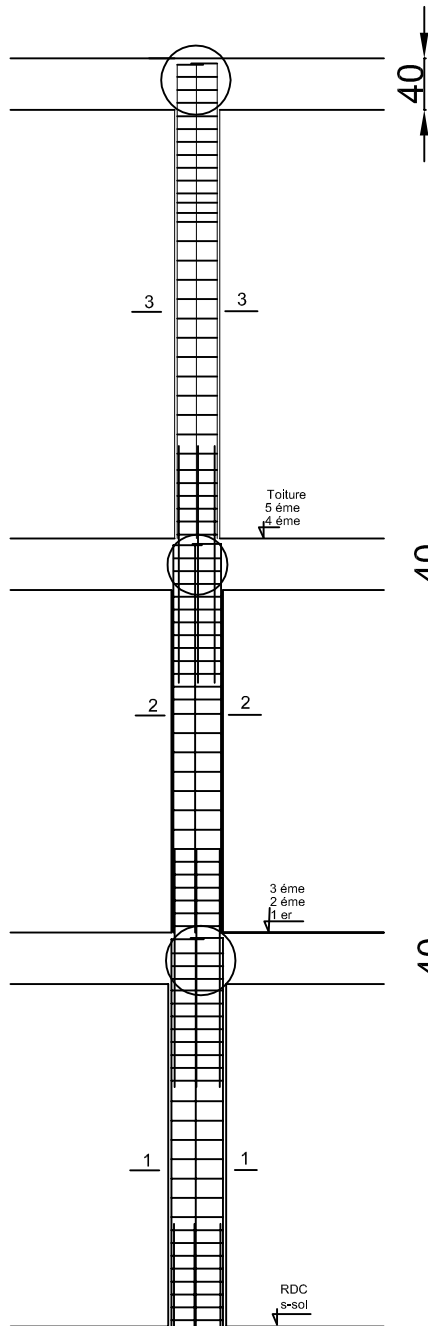
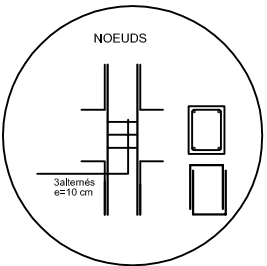
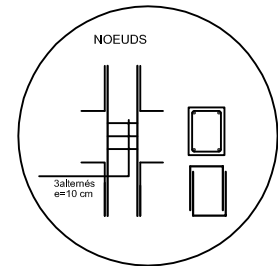
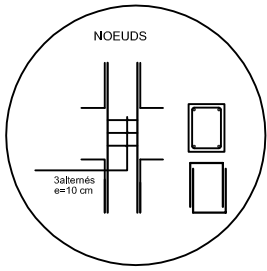
ETUDIER PAR: BOUDEFOUA RIMA
 BOUARAB LILIA

Ferraillage de PLANCHER

DETAIL DU PLANCHER + POUTRELLES



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE Université de MOULOUD MAMMERY Tizi Ouzou Faculté du Genie de la Construction Departement de Genie Civil	
DIRIGE PAR : Mme SIHMED	Ferrailage de PLANCHER
ETUDIÉ PAR : BOUDEFOUA RIMA BOTARAB LILIA	

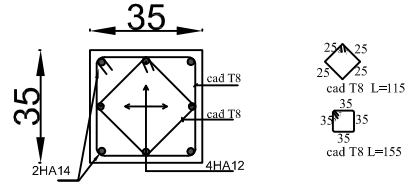


40

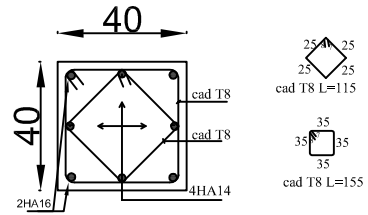
40

40

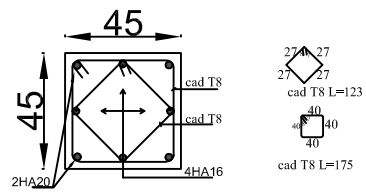
coupe 3-3



coupe 2-2



coupe 1-1



373

306

306

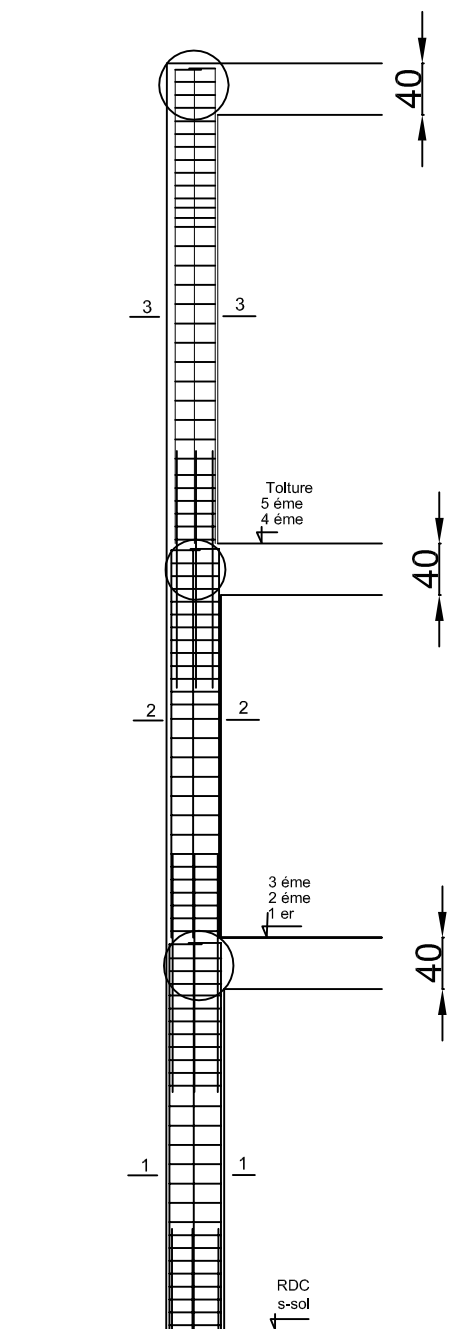
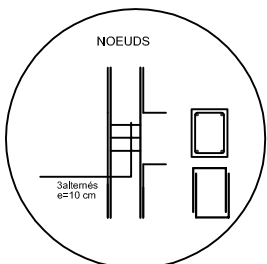
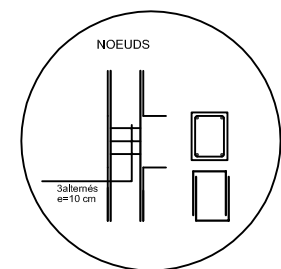
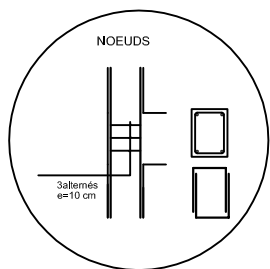
POTEAU CENTRAL

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 Université de MOULOD MAMMERY Tizi Ouzou
 Faculté du Genie de la Construction
 Département de Genie Civil

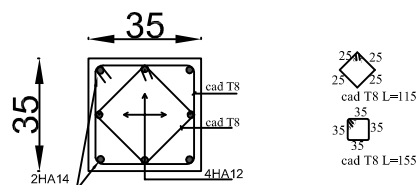
DIRIGE PAR:
 Mme SI AHMED

**Ferrailage
 des poteaux**

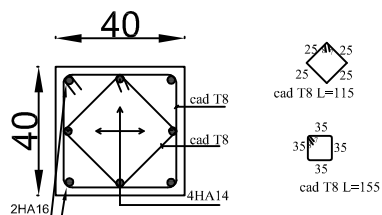
ETUDIER PAR:
 Mlle BOUDEFOUA RIMA
 Mlle BOUARAB LILIA



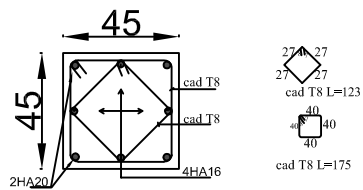
coupe 3-3



coupe 2-2



coupe 1-1

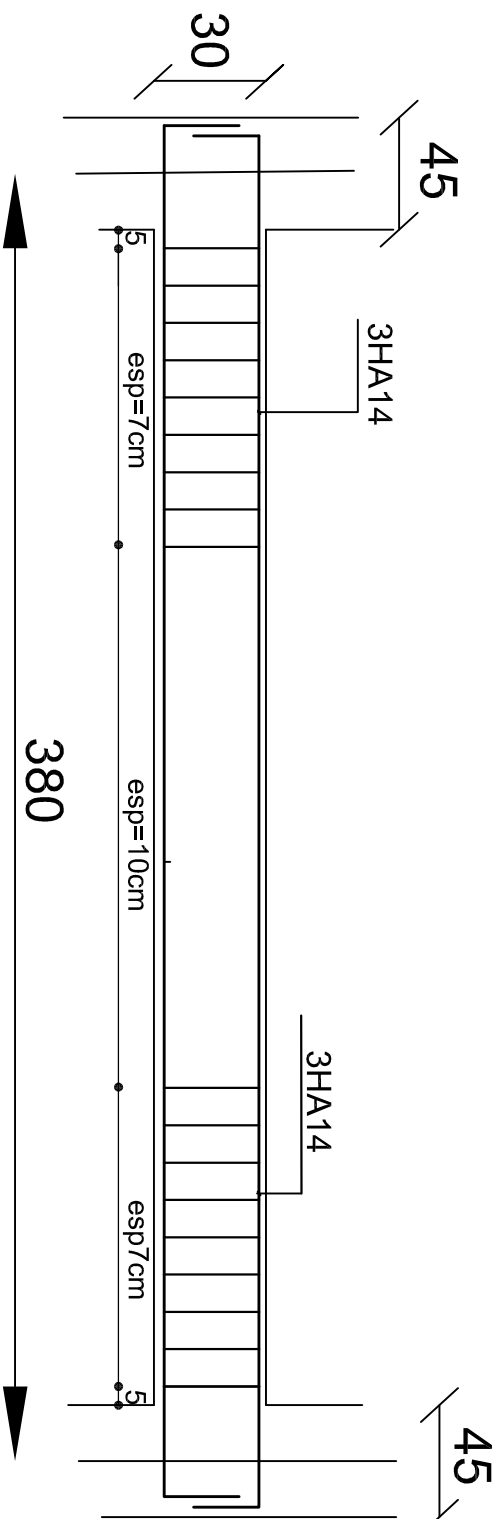


373
306
306

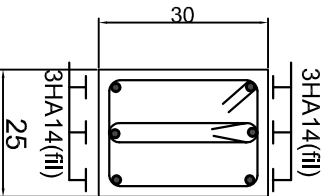
POTEAU DE RIVE

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE Université de MOULOUD MAMMERRI Tizi Ouzou Faculté du Genie de la Construction Département de Genie Civil	
DIRIGE PAR: Mme SI AHMED	Ferrailage des poteaux
ETUDIÉ PAR: Mlle BOUDEFUOJA RIMA Mlle BOUAFAB LILIA	

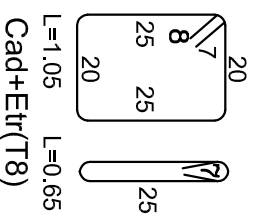
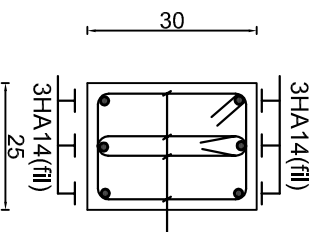
FERRAILLAGE POUTRE DE CHAINAGE



Coupe A-A

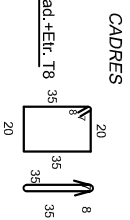
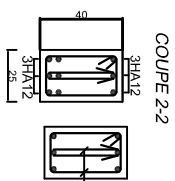
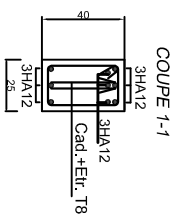
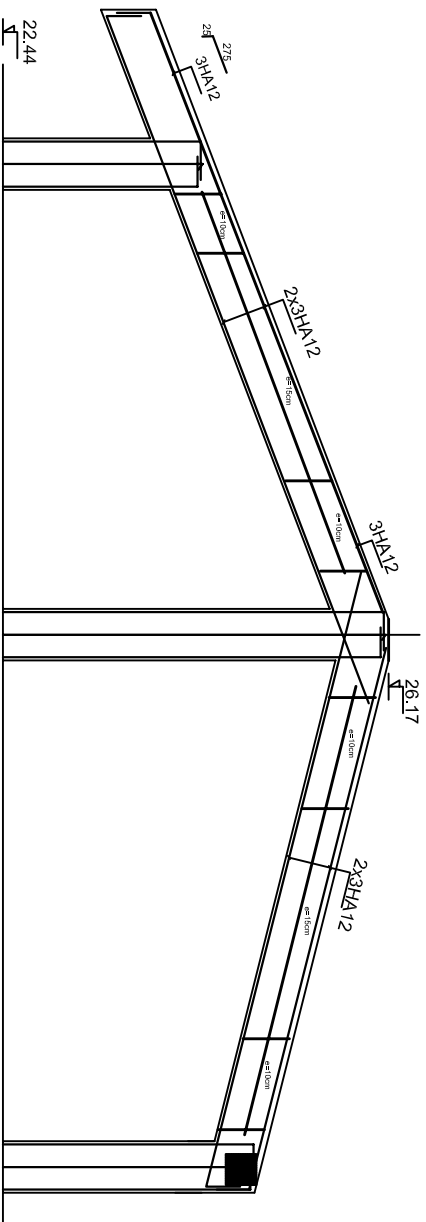


Coupe B-B



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE Universite de MOULOUD MAMMERY Tizi Ouzou Faculte du Genie de la Construction Departement de Genie Civil	
DIRIGE PAR: Mme SI AHMED	Ferrailage de la poutre de chaînage
ETUDIER PAR: Mlle BOUDEFOUA RIMA Mlle BOUARAB LILIA	

POUTRE INCLINEE



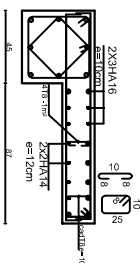
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 Université de MOULOUD MAMMERI Tizi Ouzou
 Faculté du Genie de la Construction
 Département de Genie Civil

DIRIGE PAR:
 Mm SI AHMED

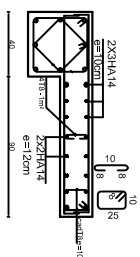
ETUDIANT PAR:
 Mlle BOUDERFOUA RIMA
 Mlle BOUKARAB LILIA

Ferrailage de la
 poutre inclinée

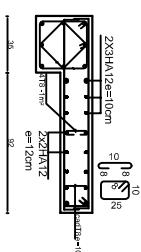
Voile longitudinale 1, zone 1



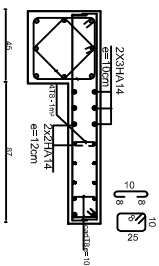
Voile longitudinale 1, zone 2



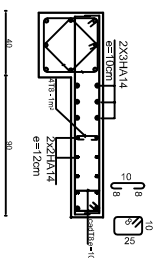
Voile longitudinale 1, zone 3



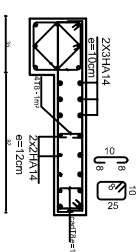
Voile transversale 1, zone 1



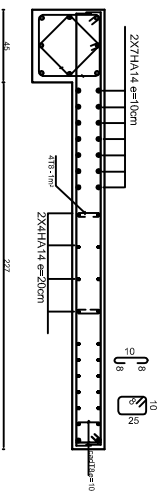
Voile transversale 1, zone 2



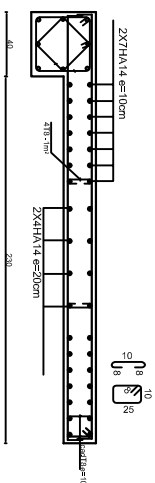
Voile transversale 1, zone 3



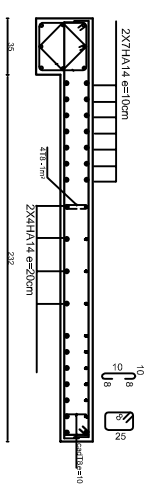
Voile transversale 2, zone 1



Voile transversale 2, zone 2



Voile transversale 2, zone 3

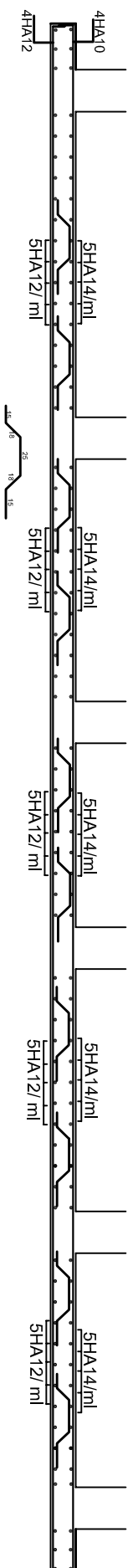


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 Université de MOULOUD MAMMERI Tizi Ouzou
 Faculté du Genie de la Construction
 Département de Genie Civil

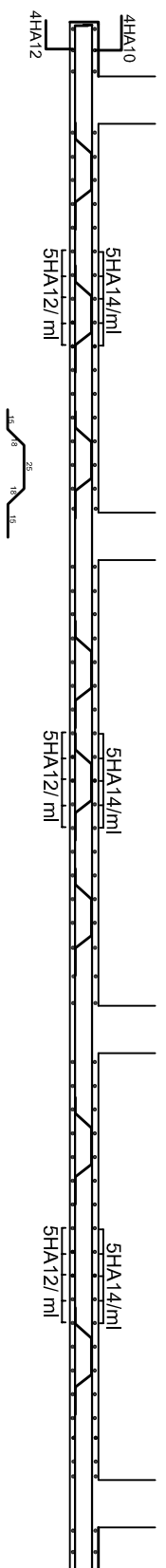
DIRIGE PAR:
 SI AHMED
 ETUDIER PAR:
 Mlle BOUDEFOUA RIMA
 Mlle BOUARAB LILA

Ferrailage
 des voiles

Sens "XX"



Sens "YY"



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Université de MOULOUD MAMMERY Tizi Ouzou

Faculte du Genie de la Construction

Departement de Genie Civil

DIRIGE PAR:

Mm SI AHMED

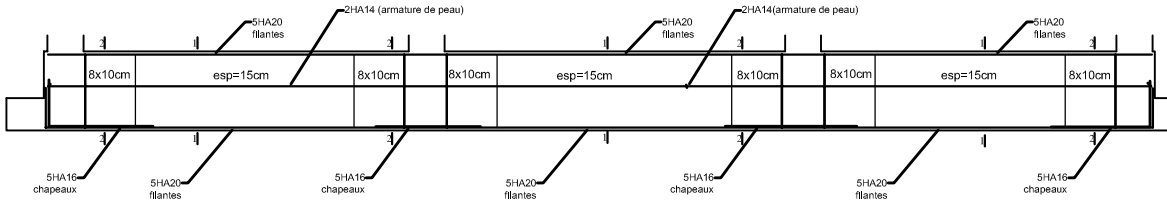
ETUDIANT PAR:

Mlle BOUDEFOUA RIMA

Mlle BOUARAB LILIA

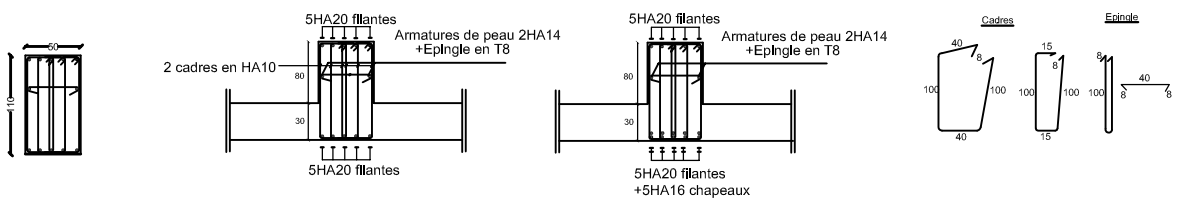
**Ferrailage
du Radier**

NERVURE SENS "YY"

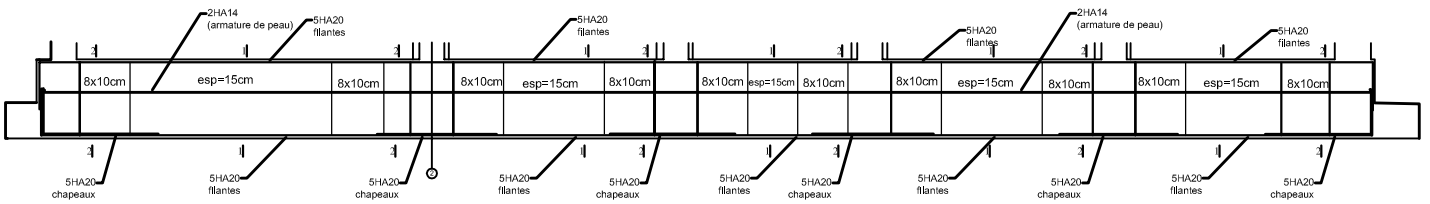


Coupe 1-1

Coupe 2-2

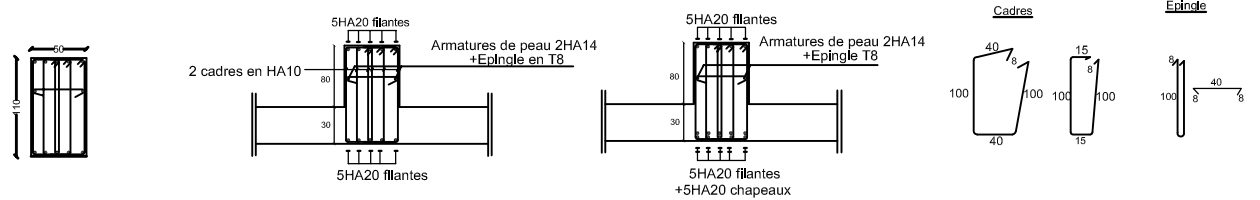


NERVURE SENS "XX"



Coupe 1-1

Coupe 2-2



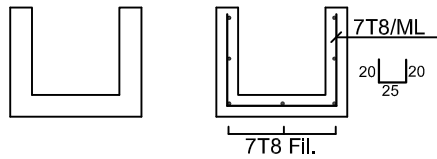
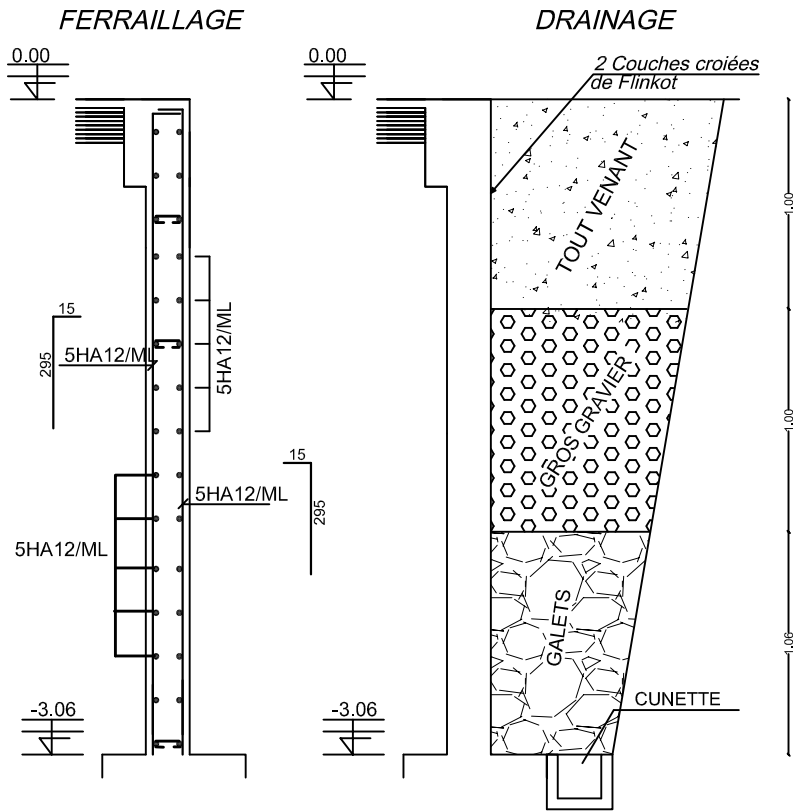
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 Université de MOULOU MAMMERI Tizi Ouzou
 Faculté du Genie de la Construction
 Département de Genie Civil

DIRIGE PAR:
 Mme SI AHMED

ETUDIER PAR:
 Mlle BOUDEFUOA RIMA
 Mlle BOUARAB LILIA

**Ferrailage
 de la nervure**

VOILE DE SOUTÈNEMENT



UNE COUCHE DE GROSSES PIERRES SERA POSEE A LA MAIN SUR LA CUNETTE

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE Université de MOULOUD MAMMÈRI Tizi Ouzou Faculté du Génie de la Construction Département de Génie Civil	
DIRIGE PAR: Mme SI AHMED	Ferrailage de voile périphérique
ETUDIÉ PAR: Mlle BOUDEFOUA RIMA Mlle BOUARAB LILIA	