

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mohamed khider –Biskra
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie civil et d'Hydraulique
Référence :/2019



جامعة محمد خيضر بسكرة
كلية العلوم و التكنولوجيا
قسم الهندسة المدنية و الري
المرجع:/2019

Mémoire de Master

Filière : Génie civil

Spécialité : Structure

Thème

**CALCUL D'UN BATIMENT A USAGE
D'HABITATION ET COMMERCIAL AVEC
CONTREVENTEMENT MIXTE R+10**

l'étudiant :
BEN BRAHIM DOUNIA

Encadreur :
BOUACIDA LINDA

Promotion Juillet 2019

Résumé

Le but de cette étude est la conception d'une structure à usage d'habitation et commercial de **R+10** étages qui sera implantée dans **la wilaya Saïda** classée en zone **I** selon le règlement parasismique Algérien (**RPA 99 version 2003**).

La stabilité de l'ouvrage est assurée par les poutres, les poteaux et les voiles.

L'étude et l'analyse de ce projet ont été établies par le logiciel (**ROBOT. version.2014**).

Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments résistants sont conformes aux règles applicables en vigueur à savoir (**BAEL91 modifié 99, RPA99 version 2003**).

Le ferrailage des éléments porteurs (poteaux, poutres) a été mené par le logiciel de ferrailage **ROBOT**, alors que celui des voiles et a été fait manuellement.

La fondation du bâtiment est composée d'un radier nervuré.

ملخص

يهدف هذا المشروع إلى دراسة بناية ذات طابق سكني و تجاري تتألف من طابق ارضي +10طوابق يتم انجازها بولاية سعيدة المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم 1 حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل (**RPA99version2003**)

إن استقرار البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمون بواسطة العارضات الأعمدة و الجدران خراسانية مسلحة.

دراسة وتحليل البناية باستعمال برنامج (**ROBOT. version. 2014**)

تحديد الأبعاد و تسليح كل العناصر المقاومة للبناية صمم طبق المعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر

BAEL91(RPA99version2003 modifié 99)

تسليح العناصر المقاومة الأعمدة و العارضات تم بواسطة **ROBOT** أما الجدران الخراسانية المسلحة تم يدويا نظام البنية التحتية لهذا المبنى هو عبارة عن أرضية.

REMERCIEMENTS

Nous voulons en premier à remercier Dieu qui nous a donné volonté, force, patience, courage et santé pour réaliser ce travail. Nous voulons à signifier nos profondes reconnaissances à nos encadreurs, Monsieur **LINDA BOUACIDA**, professeur à l'Université de Mohamed Khider de Biskra pour l'excellente orientation et les conseils pertinents apportés durant la réalisation de ce mémoire ainsi que pour la grande confiance qu'il m'a accordée. Nous remercions les membres de jury qui nous font l'honneur de présider et d'examiner Ce modeste travail.

Un grand merci à tous les professeurs de la 1^{ère} et 2^{ème} année master et 3^{ème} année licence Génie civil et à toute nos famille et nos collègues et les ingénieurs : de l'agence de BE.ETB (Ext. SETEB) **YAGOUB AMAR**

Un grand merci à toutes celles et tous ceux qui d'une manière ou d'une autre nous ont aidé et Soutenu.



Dédicace

Je dédie ce modeste travail à:

*A ma chère mère qui m'a soutenu moralement et financièrement
et de tendresse qu'**Allah** me les garde durant toute ma vie.*

✚ *Ma mère qui a toujours crue en moi et mes études.*

✚ *Mon père رحمه الله*

✚ *A mon frère: **Abd El Halim, Amar.***

✚ *A ma sœur : **Hanan, Nesma, Dalila, Nadia, Nahed, Samia***

✚ *A mes amies intimes : **Rufaida, Amina, Hanan, Nour iman,.....***

✚ *A toute les familles : **Ben Brahim***

✚ *A mes amis de l'université de: **Biskra***

✚ *A tous ma promotion de **Génie Civil 2019/2020.***

✚ *A Tous ceux qui me connaissent*

SOMMAIRE

Résumé.....	I
Remerciement.....	II
Dédicace.....	III
Sommaire.....	IV
Liste des figures.....	V
Liste des tableaux.....	VI
Introduction générale.....	

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1 : Introduction.....	02
I.2 : Présentation de l'ouvrage.....	02
I.3 : caractéristiques géométriques du bâtiment.....	02
I.4 : Description de l'ouvrage.....	03
I.5 : Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	04
I.6 : Conclusion.....	11

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et descente de charge

II.1 : Introduction.....	13
II.1.1 : Plancher à corps creux.....	13
II.1.2 : Les dalles pleines(<i>balcon</i>)	14
II. 1.3 : Pré-dimensionnement des poutres.....	15
II.1.4 : Les poteaux.....	17
II.1.5 : Les voiles.....	18
II.1.6 : Escalier.....	18
II.1.7 : L'acrotère.....	21
II.2 : la descente des charges.....	23
II.2.1 : Introduction	23
II.2.2 : Détermination des charges appliquées.....	23
II.2.2.1 : Plancher terrasse inaccessible.....	23
II.2.2.2 : Plancher étage courant.....	24
II.2.2.3 : Maçonnerie.....	24
II.2.2.4 : Balcon.....	25
II. 2.2.5: Escalier.....	26
II.3 : Descente des charges sur les poteaux.....	28

II.3.1 : Loi de dégression.....	28
II.3.2 : Descente des charges sur le poteau central (intermédiaire):(B – 3)	29
II.3.3 : Pour poteau de l'angle (E-2).....	33
II.3.4 : Vérification des conditions du RPA 99/version 2003.....	37
II.3.5 : Vérification de la section de poteau : C.B.A.93 (B.8.4.1).....	38
II.4 : Conclusion	39
<u>Chapitre III</u> : Calcul des éléments secondaires	
III.1. Introduction.....	41
III.2. Étude de L'acrotère.....	41
III .3.Les escaliers.....	47
III.4. Poutre palière.....	65
III.5. Balcon.....	70
III.6 : Etudes des planchers.....	77
<u>Chapitre IV</u> : Etude dynamique et vent	
IV.1.1 : Introduction.....	105
IV.1.2 : Présentation des différentes méthodes d'estimation Des forces sismiques.....	105
IV.1 .2.1 : La Méthode statique équivalente.....	106
IV.1 .2.2 : La Méthode modale spectrale.....	107
IV.1.2.3 : Calcul Des Actions Sismiques (Selon La Méthode Dynamique Modale Spectrale).....	107
IV.1.2.4 : Spectre de réponse de calcul.....	109
IV.1.3: Estimation de la période fondamentale de la structure.....	111
IV.1.4: Analyse de la structure.....	112
IV .1.5.Conclusion	114
IV.1.5.1 : Vérifications spécifiques pour l'ensemble de la structure.....	118
IV .1.5.2 : Calcul de force sismique total par la méthode statique équivalent.....	118
IV.1.5.3:Vérification des déplacements.....	123
IV.1 .6 : Caractéristiques Géométriques et Massique de la Structure.....	124
IV .1.6.1 : Centre de gravité des masses.....	124
IV .1.6. 2 : Centre de gravité des rigidités.....	124
IV .1.6.3 :L'excentricité.....	124

IV.1.6.4 : Justification de l'effort P- Δ	126
IV.1.6.5 : Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble.....	128
IV.1 .7 : Conclusion.....	129
IV.2 : Introduction.....	130
IV.2.1 : Application de RNV 99.....	130
IV.2.2 : Choix du sens du vent.....	132
IV.2 .3 : Coefficient dynamique Cd.....	133
IV.2.4 : Vérification.....	151
IV.2.5 : Conclusion.....	151

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

V.1 : Introduction.....	153
V.2 : Ferrailage des poteaux.....	153
V.2.1 : Combinaisons des charges.....	154
V.2.2 : Recommandations du RPA99/version 2003.....	154
V.2.3 : Calcule de ferrailage des poteaux.....	154
V.2.4 : Schéma du ferrailage du poteau.....	164
V .3 : Ferrailage des poutres.....	164
V.3.1 : Définition.....	164
V.3.2 : Recommandation des RPA 99/version 2003 : art 7.5.2.1.....	164
V.3.3 : Les poutres principales.....	165
V.3.4 : Les poutres secondaires.....	167
V.3.5 : Schéma du ferrailage des poutres.....	172
V.4 : Ferrailage des voiles.....	173
V.4.1 : Introduction.....	173
V.4.2:Types d'armatures.....	173
V.4.3: Choix de combinaison d'action (pour les armatures verticales).....	175
V.4.4.Calcul du ferrailage horizontal	178
V.4.5 : Schéma du ferrailage des voiles (RDC)	179
V.4.7 : Schéma du ferrailage des voiles(étage courant).....	181

Chapitre VI : Etude d'infrastructure

VI .1 : Introduction.....	184
VI .2 : Le choix de type de fondation.....	184
VI.3: Choix de type de fondation.....	184

VI.4 : Radier général.....	186
VI.5 : Ferrailage du radier.....	192
VI.6 : Etude du débord du radier.....	196
VI.7 : Calcul du ferrailage.....	200
VI.8 : Schémas ferrailage de radier.....	203
Conclusion Générale.....	205

LISTE DES FIGURES

Figure I.1: Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton	05
Figure I.2 : Evolution de la résistance à la traction f_{tj} en fonction de celle à la compression f_{cj}	05
Figure I.3 : Diagramme contraintes-déformation du béton ELU	07
Figure I.4 : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS	08
Figure I.5 : Diagramme contraintes-déformations d'acier à l'ELU	10
Figure II.1: coupe de Plancher à corps creux	14
Figure II.2: dimensionnement les poteaux	17
Figure II.3 : Schéma statique d'escalier	19
Figure II.4 : Schéma statique d'escalier	20
Figure II.5 : Dessin de l'acrotère	22
Figure II.6: Plancher terrasse	23
Figure II.7: Plancher étage	24
Figure II.8 : Mur extérieur	25
Figure. II.9. Surface afférente poteau (B- 3)	29
Figure. II.10 Coup verticale du poteau (B- 3)	29
Figure. II.11. Surface afférente poteau (E- 2)	33
Figure. II.12. Coup verticale du poteau (E- 2)	33
Figure III.1 Vue en plan d'un acrotère	41
Figure III.2 section à ferrailer	43
Figure III.3 schéma de ferrailage de l'acrotère	46
Figure III.4 Schéma des charges équivalentes	48
Figure III.5 : Schéma de ferrailage de l'escalier (RDC)Tyep1	53
Figure III.6 Schéma des charges équivalentes(RDC)	53
Figure III.7 Schéma de ferrailage de l'escalier (RDC)Tyep2	58
Figure III.8. Schéma des charges équivalentes(Etage)	59
Figure III.9 : Schéma de ferrailage de (l'étage courant)	64
Figure III.10 : poutre palière	65
Figure III.11 : Dessin de ferrailage de poutre palier (appuis et travée)	69
Figure III.12 Schéma statique des charges de balcon	70
Figure III.13 : plan de ferrailage du balcon(Étage courant)	73

Figure III.14 : plan de ferrailage du balcon (Niveau terrasse)	76
Figure III.15. Coupe du plancher en corps creux	77
Figure III.16: Diagramme des moments et des efforts tranchants type01 (Plancher terrasse)	83
Figure III.17: Diagramme des moments et des efforts tranchants type02 (Plancher terrasse)	86
Figure III.18: Diagramme des moments et des efforts tranchants type 01 (étage courant)	89
Figure III.19: Diagramme des moments et des efforts tranchants type 02 (étage courant)	92
Figure III.20 : Ferrailage des plancher(terrasse)	98
Figure III. 21: Ferrailage des plancher (étage courant)	103
Figure IV.1.1 Simulation de la for sismique	108
Figure IV.1.2 Spectre de Réponse	109
Figure IV.1.3 : variante n : 01 d'un voile	112
Figure IV.1.4 : Deuxième variante des voiles	113
Figure IV.1.5 : Premier mode de vibration Vue 3D et vue en plan (T1=0.95)	115
Figure IV.1.6 : Deuxième mode de vibration Vue 3D et vue en plan (T2=0.85 s)	115
Figure IV. 1. 7 : Troisième mode de vibration Vue 3D et vue en plan (T = 0.64s)	116
Figure IV.1 .8 : Distribution de la résultante des forces sismique sens x	122
Figure IV.1 .9 : Distribution de la résultante des forces sismique sens y	122
Figure IV.2.1: Forme de structure à étudier	132
Figure IV.2.2 : Répartition des Zones de Pression extérieur sur les parois	135
Figure IV.2.3 Valeur C_p sur les parois verticales	135
Figure IV.2.4: Répartition des zones de pression extérieure sur la toiture	136
Figure IV.2.5 : Valeur C_p sur parois verticales	144
Figure V.1 : Direction des moments et efforts sur un poteau	153
Figure V.2 : coupe de ferrailage du poteau50×65	164
Figure V.3 : ferrailage de poutre principale	172
Figure V.4 : ferrailage de poutre secondaire	173
Figure V.5 : coupe de ferrailage du voile	179
Figure V.6 : coupe de ferrailage du voile	182
Figure VI. 1. schéma isostatique et sollicitations de les débords	197

Figure VI. 2 : Diagramme des moments fléchissant sens x ELU	198
Figure VI. 3 : Diagramme des efforts tranchant sens x ELU	198
Figure VI. 4 : Diagramme des moments fléchissant sens y ELU	199
Figure VI. 5 : Diagramme des efforts tranchant sens y ELU	199
Figure VI. 6 : Diagramme des moments fléchissant sens x ELS	199
Figure VI. 7 : Diagramme des moments fléchissant sens y ELS	200
Figure VI.8 : schéma du ferrailage de la nervure sens X-X	203
Figure VI.9 : schéma du ferrailage de la nervure sens Y-Y	204
Figure VI.10 : Schéma de ferrailage du radier	204

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1 : f_e en fonction du type d'acier	09
Tableau II. 1 : Dimensions finales des poutres	16
Tableau II. 2 : l'épaisseur des voiles	18
Tableau. II.3 : Charge permanente du Plancher – terrasse	23
Tableau. II.4 : Charge permanente du Plancher étage courant	24
Tableau. II.5 : Charge permanente murs extérieurs	24
Tableau .II.6 : Charge permanente murs intérieur	25
Tableau II.7 :Charge permanente d'un balcon terrasse	25
Tableau II.8 :Charge permanente d'un balcon terrasse	26
Tableau II.9 .Charge permanente du Palier	26
Tableau II.10 : Charge permanente de la volée RDC	27
Tableau II.11 : Charge permanente du volée 1à10 étage	32
Tableau. II.12 : tableau de décente de charge poteau(B – 3)	37
Tableau III.1 : récapitulatif des charges	43
Tableau III.2 : Calcul des combinaisons (RDC)	47
Tableau III.3 : Calcul des combinaisons (Etage)	59
Tableau IV.1.1 : coefficient d'accélération de zone A	109
Tableau IV. 1. 2 : Valeurs de ξ (%)	110
Tableau IV.1.3 : valeurs des pénalités P_q	110
Tableau IV.1.4 Périodes et factures da participation massique modale (Premier variante)	112
Tableau IV.1. 5 Périodes et factures da participation massique modale(deuxième variante)	114
Tableau IV.1.6 Distribution des forces sismiques (sens-x) au niveau de chaque étage	117
Tableau IV.1.7 Distribution des forces sismiques (sens-y) au niveau de chaque étage	117
Tableau IV.1.8 Le poids total de la structure	120
Tableau IV.1.9 : Déplacements absolus pour les deux directions principales	123
Tableau IV.1.10 : Les résultats des différents centres de gravité et de rigidité	125
Tableau IV.1.11 : L'excentricité Accidentelle des Etages	126
Tableau IV.1.12 : Vérification a L'effet (P- Δ) <Sens Longitudinal >	127
Tableau IV.1.13 : Vérification a L'effet (P- Δ) <Sens Transversal>	127
Tableau IV.1.14 : Le moment de renversement provoqué par effort sismique sens XX	128

Tableau IV.1.15: Le moment de RENVERCEMENT provoqué par effort sismique sens YY	129
Tableau IV.2.1 : valeur de la pression dynamique de référence	130
Tableau IV.2.2 : Catégories de terrain	131
Tableau IV.2.3 : coefficients de topographie	132
Tableau IV.2.4. : Pression dynamique q_{dyn} sens 1	134
Tableau IV.2.5 : Valeurs des C_{pe} sur parois plate	135
Tableau IV.2.6 : Valeurs des C_{pe} sur la toiture plate	136
Tableau IV.2.7: la pression due au vent (q) des parois vertical $C_{pi}=0.8$ Sens1	138
Tableau IV.2.8 : la pression due au vent (q) de la toiture $C_{pi}=0.8$ Sens1	138
Tableau IV.2.9 : Valeurs des forces de frottement $C_{pi}= 0.8$ sens1	139
Tableau IV.2.10: la pression due au vent (q) du parois vertical $C_{pi}=-0.5$ Sens1	141
Tableau IV.2.11 : la pression due au vent (q) de la toiture $C_{pi}=-0.5$ Sens1	141
Tableau IV.2.12 : Valeurs des forces de frottement $C_{pi}= -0.5$ Sens1	142
Tableau IV.2.13. : Pression dynamique q_{dyn} sens 2	143
Tableau IV.2.14 : Valeurs des C_{pe} sur la toiture plate	143
Tableau IV.2.15 : Valeurs des C_{pe} sur la toiture plate	144
Tableau IV.2.16 : la pression due au vent (q) de la toiture $C_{pi} =0.8$ sens 2	144
Tableau IV.2.17: la pression due au vent (q) des parois vertical $C_{pi}=0.8$ Sens2	146
Tableau IV.2.18 : Valeurs des forces de frottement $C_{pi}= 0.8$ Sens2	148
Tableau IV.2.19 : la pression due au vent (q) de la toiture $C_{pi}=-0.5$ Sens2	148
Tableau IV.2.20: la pression due au vent (q) des parois vertical $C_{pi}=-0.5$ Sens2	150
Tableau IV.2.21 : Valeurs des forces de frottement $C_{pi}= -0.5$ Sens2	151
Tableau V.1 : Caractéristique mécanique des matériaux	154
Tableau V.2 : pourcentages minimal et maximal des armatures longitudinales	154
Tableau V.3 : les résultats des efforts et moments pour chaque combinaison	155
Tableau V.4 : les résultats des efforts et moments pour chaque combinaison	165
Tableau V.5 : les résultats des efforts et moments pour chaque combinaison	167
Tableau VI.1 : La stabilité du radier sous (0.8G± E)	191
Tableau VI.2 : Vérification des contraintes des fondations	192
Tableau VI.3: résultats des moments sur appui et en travée(ELU)	193
Tableau VI.4: Tableau récapitulatif des résultats d'armature (ELU)	194

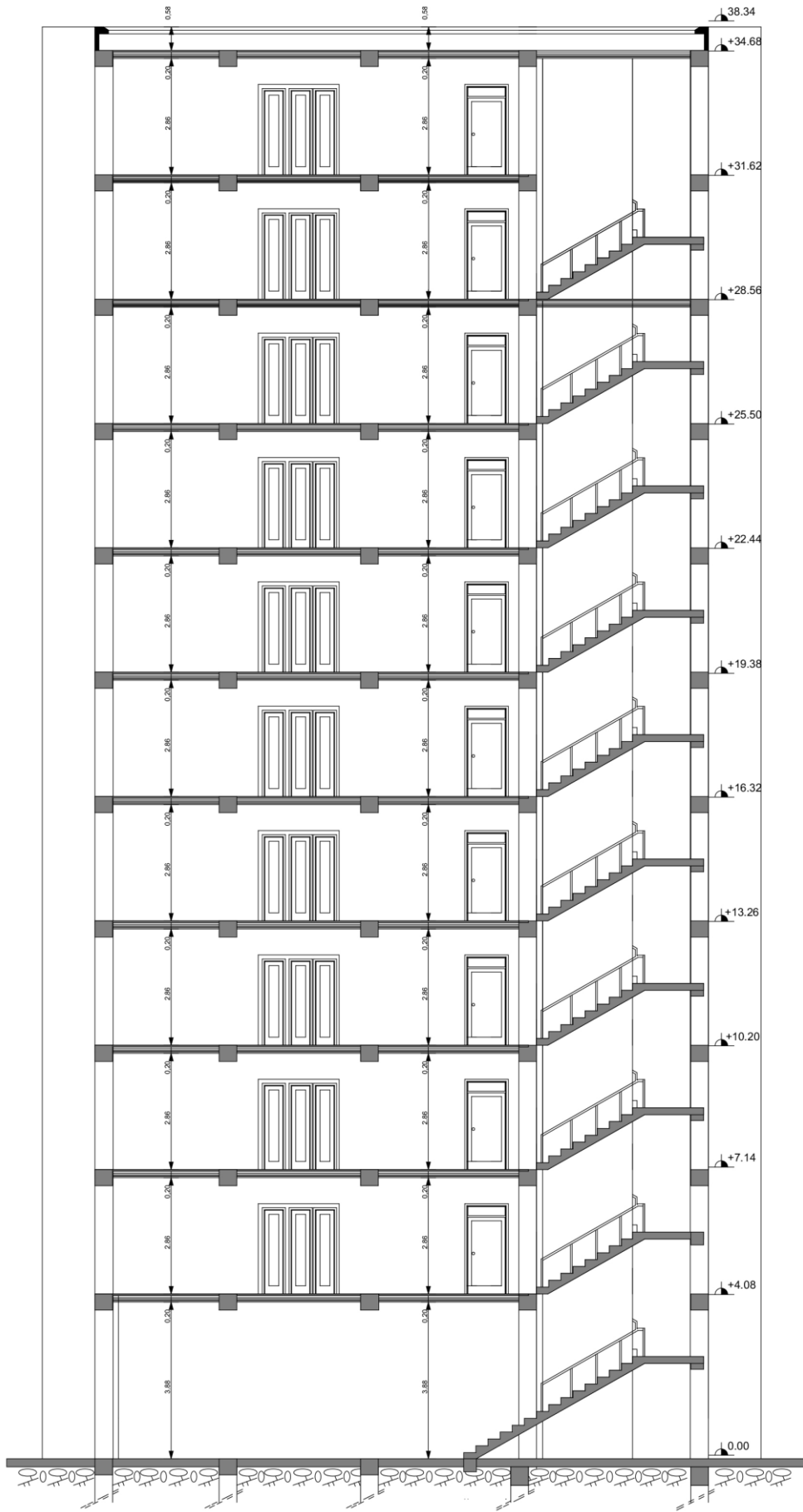
Tableau VI.5: résultats des moments sur appui et en travée(ELS)	195
Tableau VI.6: Tableau récapitulatif des résultats d'armature (ELS)	196

INTRODUCTION GENERALE

La construction des bâtiments a connu un développement rapide, surtout après la seconde guerre mondiale. L'homme doit toujours suivre le progrès et apprendre les nouvelles techniques de construction, pour améliorer le comportement des structures des bâtiments, surtout celle de grande hauteur qui offrent une grande surface aux forces du vent.

L'expansion démographique et le manque du foncier a fait que l'homme doit toujours construire plus haut pour des surfaces en plan réduites. La concentration des populations dans les villes est l'un des facteurs majeurs, qui obligent l'homme à opter pour ce genre de construction.

La construction dans une zone sismique nécessite des normes spéciales pour assurer la stabilité et la durabilité de bâtiment, pour cela il faut appliquer des règles parasismiques spécifiques pour chaque zone sismique.



Coupe A-A Ech 1/100



Façade principale Ech 1/100

Chapitre I :



Présentation du Projet

I.1 INTRODUCTION :

L'objectif de ce chapitre est de présenter le bâtiment à analyser, concernant le type de structure, les éléments géométriques et les propriétés des matériaux.

I.2 PRESENTATION DE L'OUVRAGE :

Dans le cas de ce projet de fin d'étude, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment R+10 un RDC commercial et 10 étages à destination d'habitations, dans le système de contreventement mixte assuré par voiles et des portiques,

-le bâtiment est implanté dans la wilaya de **Saïda** donc une zone de sismicité moyenne (**zone I**), groupe au d'usage **02** selon le classement des **RBA99/2003**.

I.3. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DU BATIMENT :

les caractéristiques de la structure sont :

I.3.1. Dimensions en plan :

-largeur en plan : ----- **16.67 m**

-longueur en plan : ----- **21.75 m**

-nombre de niveau 10 : ----- **RDC+10 étages**

I.3.2 Dimension en élévation :

-hauteur du RDC : ----- **4.08 m**

- hauteur d'étage courant : ----- **3.06 m**

-hauteur totale du bâtiment (sans acrotère) : ----- **34.68 m**

I.4 DESCRIPTION DE L'OUVRAGE :**a) Plancher :**

Nous avons optés pour des dalles à corps creux, pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation.
- Les portées de notre projet ne sont pas grandes.
- Réduire le poids du plancher et par conséquent l'effet sismique.
- Raison économique.

b) Terrasse :

La terrasse est inaccessible sauf pour entretien.

c) Maçonnerie :

Les murs de notre structure seront exécutés en brique creuse.

- **Murs extérieurs :**

Ils seront constitués d'une double cloison de **30cm** d'épaisseur :

- Brique creuse de **15cm** d'épaisseur pour la paroi externe du mur.
- Lamé d'air de **5cm** d'épaisseur.
- Brique creuse de **10cm** d'épaisseur pour la paroi interne du mur.

- **Murs intérieurs :**

Ils seront constitués par des cloisons de **10cm** d'épaisseur qui sert à séparer deux locaux.

d) Acrotère :

Les acrotères coulés en place doivent être solidaires de l'élément porteur et obligatoirement En béton armé, avec une section d'armatures en acier haute adhérence, définit un principe de Ferrailage aussi bien pour les acrotères bas [espacement maximum entre les armatures] Que pour les acrotères hauts armature de plus gros diamètre en partie supérieure.

e) Escaliers :

L'accès aux étages supérieurs est effectué à partir des escaliers qui sont droites et contiennent deux Paillasse et un palier.

f) Ascenseur :

Un ascenseur est un dispositif mobile qui assure le déplacement de personnes et d'objets sur les différents niveaux d'un bâtiment

I.5 CARACTERISTIQUES MECANQUES DES MATERIAUX :

Le béton et l'acier utilisés dans la construction de cet ouvrage seront choisis conformément aux règles techniques de conception, et de calcul des ouvrages en béton Armé **BAEL91**, ainsi que le règlement parasismique algérien **RBA99/2003**.

I.5.1 Le béton :

Le béton qu'on va utiliser comprend pour 1m^3 :

- ciment **350kg/m³** (CPI42.5).
- Granulats (sable **400kg** $D_s < 5\text{mm}$; gravier **800kg** 3/8 et 15/25).
- Eau **175 l/m**.

a) résistance à la compression:

- pour des résistances $f_{c28} \leq 40\text{Mpa}$:

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28}$$

- pour des résistances $f_{c28} > 40\text{Mpa}$:

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28}$$

- Pour $28\text{ jours} < j < 60\text{ jours}$ $f_{cj} = f_{c28}$

- Pour $j \geq 60\text{ jours}$ $f_{cj} = 1.1 f_{c28}$

al résistances à la compression à 28 jours $f_{c28} = 25\text{Mpa}$

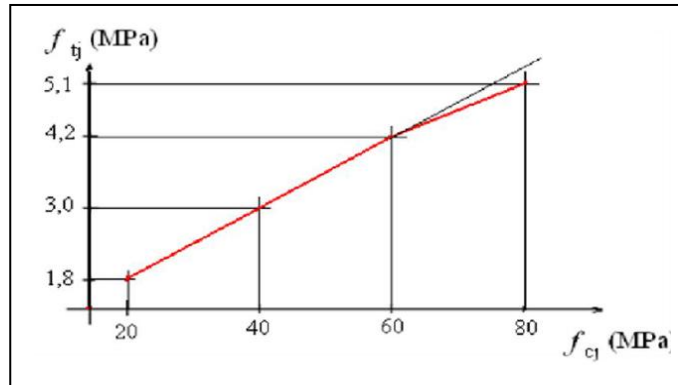


Figure I.1: Evaluation de la résistance f_{c_j} en fonction de l'âge du béton

b) résistance à la traction :

$$f_{t_j} = 0.6 + 0.06f_{c_j} \quad \text{si } f_{c_{28}} \leq 60 \text{ MPa}$$

$$f_{t_j} = 0.275(f_{c_j})^{2/3} \quad \text{si } f_{c_{28}} > 60 \text{ MPa}$$

La résistance a la traction $f_{t_{28}} = 2.10 \text{ Mpa}$

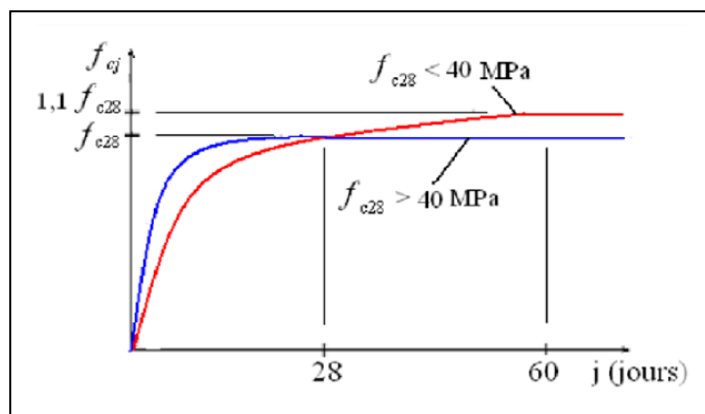


Figure I.2: Evolution de la résistance à la traction f_{t_j} en fonction de celle à la compression f_{c_j}

c) Modules de déformation :

- instantanée à j jours d'âge :

$$E_{ij} = 11\,000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{Mpa})$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$ on a $E_{ij} = 32164.195 \text{ Mpa}$

- Différée (charges de longue durée) (BAEL91/3.3.2)

$$E_{vj} = \frac{E_{ij}}{3} = \frac{3700}{(f_{cj})^{1/3}}$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$ on a $E_{vj} = 10818.865 \text{ Mpa}$

d) coefficient de poisson :

$\nu = 0.0$ Dans le cas des Etats limites ultimes (E.L.U) (section fissurée)

$\nu = 0.2$ Dans le cas des Etats limites service (E.L.S) (section non fissurée)

e) contraintes limites :

- Etat limite ultime ELU :

- de résistance.

- de stabilité de forme.

Les déformations du béton sont :

$$E_{bc1} = 2 / 100$$

$$E_{bc2} = 3.5 / 100 \text{ si } \rightarrow f_{cj} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$\text{Min}(4.5; 0.025 f_{cj}) / 100 \text{ si } \rightarrow f_{cj} \geq 40 \text{ MPa}$$

- la valeur de calcul de la résistance en compression du béton f_{bu} est donnée par

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{(\theta \times \gamma_b)}$$

Dans notre cas : $f_{bu} = 14.17 \text{ Mpa}$ (BAEL91/ 3.3.3)

Avec :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,15 : \text{combinaisons accidentelles} \\ 1,50 : \text{autres cas} \end{cases} ; \quad \gamma_b : \text{coefficient de sécurité partiel}$$

Et en fonction de la durée t d'application des combinaisons d'actions :

$$\theta = \begin{cases} 1,00 : t > 24 \text{ heures.} \\ 0,9 : 1 \text{ heure} \leq t \leq 24 \text{ heures.} \\ 0,85 : t < 1 \text{ heure.} \end{cases}$$

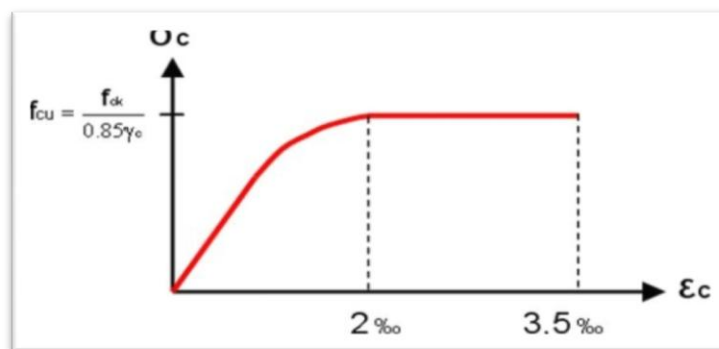


Figure I.3 : Diagramme contraintes-déformation du béton ELU

- **Etat limite ultime ELS :**

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} ; \text{ dans notre cas : } \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

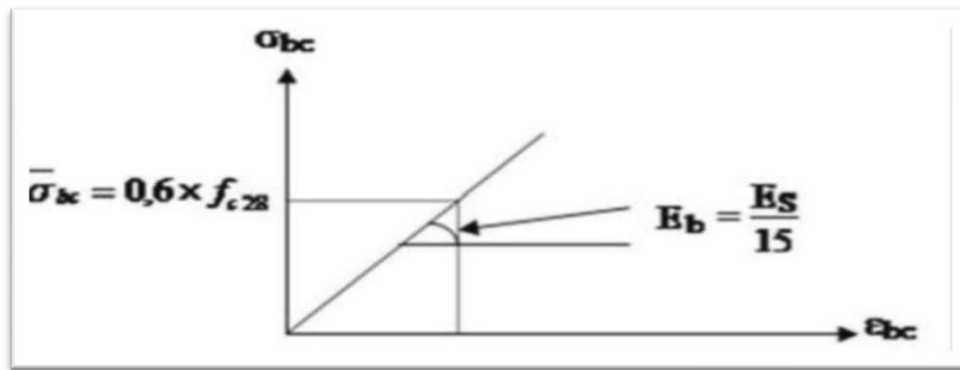


Figure I.4 : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS

- **Contraint limite de cisaillement :**

$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa}$ fissuration peut **préjudiciable**, déduite de la formule suivante :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right\}$$

$\bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa}$ fissuration peut et **très préjudiciable**, déduite de la formule suivante :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right\}.$$

I.5.2 L'acier :**a) caractéristiques géométriques :**

Les aciers utilisés sont résumés dans le tableau suivant :

Nature	Utilisation	Nuance	Diamètre(mm)	F_e (Mpa)
Rond lisse	Armatures transversales	FeE 235	$\emptyset 6$ et $\emptyset 8$	235
Barre à haute adhérence	Armatures longitudinales	FeE 400	$HA \geq 10$	400
Treillis soudé	Ferraillage de la table de compression	TLE 520	$0 \leq \emptyset \leq 6$	520

Tableau I.1 : f_e en fonction du type d'acier.

f_e = Limite d'élasticité garantie (résistance caractéristiques).

b) Les contraintes limites de calcul :

- **Etat limite ultime (ELU) :**

Le diagramme déformations (ϵ_s) contraintes (σ_s) à considérer pour l'application de l'état limite ultime de résistance est conventionnellement défini ci-après.

- Pour un acier à haute adhérence ayant f_e

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s \quad (\text{BAEL91 / 3.2.3})$$

$$\epsilon_{es} = \sigma_s / E_s \quad ; \quad E_s = 200000 \text{ Mpa}$$

γ_s : Coefficient de sécurité

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,00 & \text{pour les combinaisons accidentelles} \rightarrow \sigma_s = 400 \text{ Mpa} \\ 1,15 & \text{dans les autres cas} \rightarrow \sigma_s = 348 \text{ Mpa} \end{cases}$$

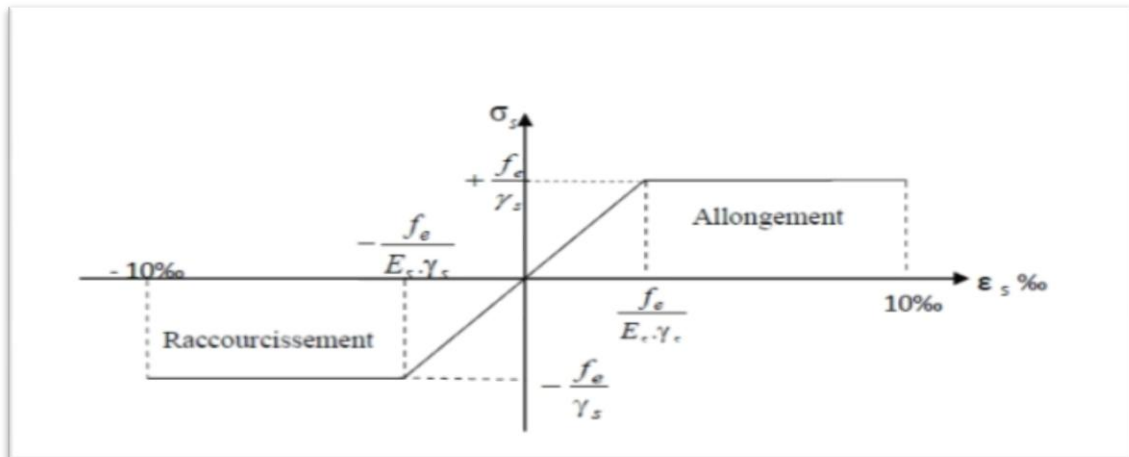


Figure I.5 : Diagramme contraintes-déformations d'acier à l'ELU

- **Etat limite de service (ELS):**

On ne limite pas de la contrainte de l'acier sauf en état d'ouverture des fissures :

- fissuration peu préjudiciable : $\sigma_s = f_e$ MPa

- fissuration préjudiciable : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \max\left(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right)$.

Dans notre cas : $\bar{\sigma}_s = 226.67\text{MPa}$

- fissuration très préjudiciable : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \max\left(0.5f_e ; 90\sqrt{\eta f_{tj}}\right)$

Dans notre cas : $\bar{\sigma}_s = 200\text{ MPa}$

$$\eta = \begin{cases} 1 & \text{pour les aciers ronds lisses (RA)} \\ 1.6 & \text{pour les aciers à hautes adhérences} \end{cases}$$

c) Le coefficient d'équivalence:

Le coefficient d'équivalence noté « n » est le rapport de : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$

n : coefficient d'équivalence.

E_s : module de déformation de l'acier.

E_b : module de déformation du béton

I.6.CONCLUSION :

Pour notre projet, les valeurs standard a utilisé sont :

$$f_{c28} = 25\text{Mpa} \quad f_{t28} = 2.1\text{Mpa} \quad E_{i28} = 32164.195\text{Mpa}$$

$$E_{v28} = 10818.865\text{Mpa} \quad \bar{\sigma}_{bc} = 15$$

$$\sigma_{bc} = 14.2 \text{ Mpa} \quad : \text{ Situation durable.}$$

$$\sigma_{bc} = 18.48 \text{ Mpa} \quad : \text{ Situation accidentelle.}$$

Chapitre II :

**Pré-dimensionnement
Et Descente des
charges**

II-1 INTRODUCTION :

Le pré dimensionnement des éléments porteurs (voiles, poteaux, poutres ... etc.) est une Étape indispensable dans l'étude génie civil. Il a pour but de pré-calculer les sections des Différents éléments résistants. Il est fait selon les règles du **BAEL91** modifié99, **RPA 99** Version 2003 et le **CBA93**, afin d'aboutir à des dimensions économiques. Les sections Obtenues ne sont pas définitives, elles peuvent être augmentées après vérifications dans la Phase de dimensionnement.

II.1.1.PLANCHER A CORPS CREUX :

On appelle plancher nervurée l'ensemble constitué de nervures (*ou poutrelles*) supportant des dalles de faible portée.

Les nervure sont en béton armé, coulées sur place, et reposant sur des poutres principales ou des voiles.

L'épaisseur totale des planchers doit satisfaire la condition suivent :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5}$$

Avec :

h_t : Epaisseur de la dalle de compression + corps creux.

L : la portée maximale entre nus d'appuis.

$$L_{\max} = 510\text{cm}$$

$$h_t = 22.66\text{cm}$$

On choisit : **$h_t = 24\text{cm}$** on adoptera donc un plancher à corps creux du type **(20 + 4)**

20 cm : l'épaisseur de corps creux.

4 cm : dalle de compression.

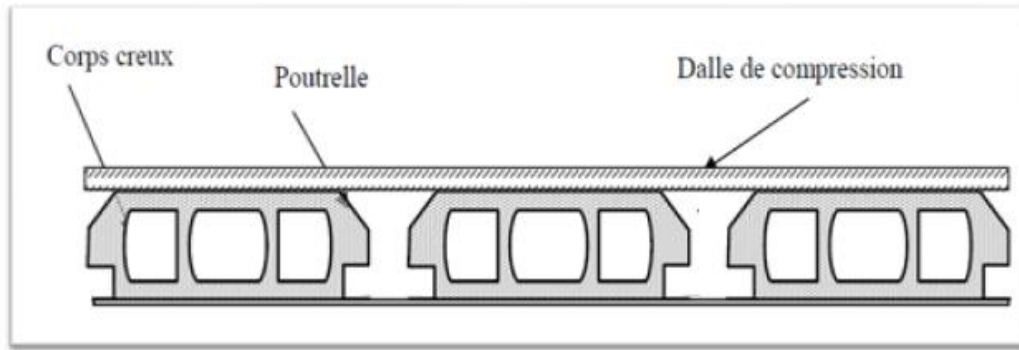


Figure II.1: coupe de Plancher à corps creux

II.1.2 : LES DALLES PLEINES (*balcon*) :

Le balcon est une dalle pleine étudiée comme une console encastrée dans les poutres soumise à la flexion simple. Dans le calcul on prend une bande de 1 mètre linéaire, l'épaisseur est conditionnée par :

- **Résistance à la flexion :**

-dalle reposante sur un seul appui :

$$e \geq \frac{L_x}{20}$$

Ou :

e : Épaisseur de la dalle.

L : la plus grande portée mesurée entre nus

$$e \geq \frac{130}{20} \quad e \geq 12.75$$

on prend une épaisseur de : **e = 12cm**

II. 1.3. PRE-DIMENSIONNEMENT DES POUTRES:

Selon « RPA 99 version 2003 ». Les dimensions des poutres doivent respecter les normes suivantes :

II.1.3.1. Poutres secondaires (non porteuses) :

D'après le (BAEL91/99):

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

$$0.3h \leq b \leq 0.7h$$

Avec :

L : La portée maximale de la poutre.

h : La hauteur de la section.

b : La largeur de la section.

- **Détermination de la hauteur « h » :**

On a : $L_{\max} = 5.10m$

$$4 \text{ cm} \leq h \leq 51 \text{ cm}$$

On prend: **h = 35cm**

- **Détermination de la largeur « b » :**

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \rightarrow 13.5 \text{ cm} \leq b \leq 31.5 \text{ cm}$$

On prend : **b = 30cm**

- **Vérification selon le « RPA 99 version 2003 » :**

Les dimensions des poutres doivent respecter les dimensions ci-après

$$b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$b/h \leq 4 \rightarrow b/h = 1.5 < 4 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

II.1.3.2. Poutres principales (porteuses) :

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

$$0.3h \leq b \leq 0.7h$$

- **Détermination de la hauteur « h » :**

On a : $L_{\max} = 5.20\text{m}$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \rightarrow 34.66\text{cm} \leq h \leq 52\text{cm}$$

On prend: **h = 45cm**

- **Détermination de la largeur « b » :**

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \rightarrow 9\text{cm} \leq b \leq 21\text{cm}$$

On prend: **b = 30cm**

➤ **Vérification selon le « RPA 99 version 2003 »:**

Les dimensions des poutres doivent respecter les dimensions ci-après

$$b \geq 20\text{cm} \rightarrow b = 30\text{cm} > 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$h \geq 30\text{cm} \rightarrow h = 45\text{cm} > 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$b/h \leq 4 \rightarrow b/h = 1 < 4 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$



Type de poutre	Lmax(m)	Section (b × h)(cm ²)
non porteuses	5.10	
Porteuses	5.20	

Tableau II. 1: Dimensions finales des poutres.

II.1.4. LES POTEAUX :

Les poteaux sont les éléments porteurs et assure un certain contreventement plancher poutre, ils doivent supportent principalement les charge et les surcharge verticales leurs dimensions doivent satisfaire les conditions données selon « **RPA 99 version 2003** »:

$$\text{Min } (b_i; h_i) \geq 25\text{cm} \rightarrow 45\text{cm} \geq 25\text{cm} \dots \dots \dots \text{cv}$$

$$\text{Min } (b_i; h_i) \geq \frac{h_{(\text{RDC})}}{20} \rightarrow 45\text{cm} > \frac{408}{20} = 20.4\text{cm} \dots \dots \dots \text{cv}$$

$$\text{Min } (b_i; h_i) \geq \frac{h_{(\text{E.C 1 à 9})}}{20} \rightarrow 45\text{cm} > \frac{306}{20} = 15.3\text{cm} \dots \dots \dots \text{cv}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{b_i}{h_i} < 4 \rightarrow 0.25 < 1 < 4 \dots \dots \dots \text{cv}$$

Les conditions de« **RPA 99 version 2003** », on prend un poteau de section

(45 × 45)cm² Pour RDC+10 étage.

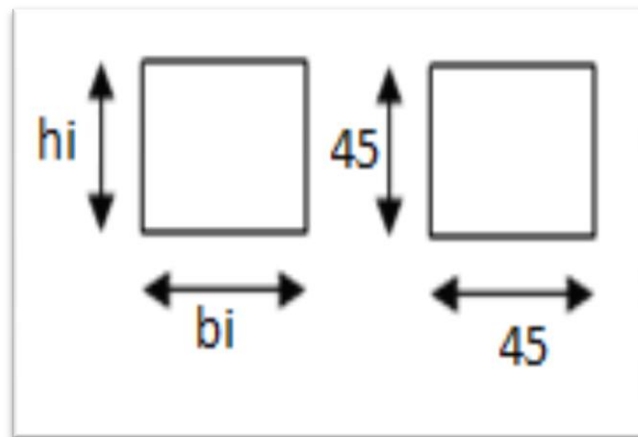


Figure II.2: dimensionnement les poteaux

II.1.5 LES VOILE :

- L'épaisseur des voiles doit être satisfaire la condition suivant :

RDC	E.C 1 à 10
$e \geq \text{Max}(15\text{cm}; h_e/25; h_e/22; h_e/20)$ $h_{e(RDC)} = 408\text{cm}$ $e \geq \text{Max} \left(\begin{array}{l} 15\text{cm}; 16.32\text{cm}; \\ 18.54\text{cm}; 20.4\text{cm} \end{array} \right)$ $e \geq 20.4\text{cm}$ Donc en prend $e = 16\text{cm}$	$e \geq \text{Max} (15\text{cm}; h_e/25; h_e/22; h_e/20)$ $h_{(E.C 1 \text{ à } 9)} = 306\text{cm}$ $e \geq \text{Max} \left(\begin{array}{l} 15\text{cm}; 12.24\text{cm} \\ 13.90\text{cm}; 15.3\text{cm} \end{array} \right)$ $e \geq 15.3\text{cm}$ Donc en prend $e = 16\text{cm}$

Tableau II. 2: l'épaisseur des voiles.

II.1.6. ESCALIER :

Un escalier dans une construction, est une suite régulière de plans horizontaux permettant de passer à pied d'un niveau à un autre.

1) Escalier d'étage courant :

-Hauteur d'étage : $H = 3.06\text{cm}$

-La largeur g : $22\text{ cm} \leq g \leq 33\text{cm}$

-Giron : $g = 30\text{cm}$

D'après Relation de Blondel

Un escalier se montera sans fatigue s'il respecte la relation de Blondel

On a : $59 < 2h + g < 66$ $14.5\text{cm} < h < 18\text{cm}$ pour $h = 17\text{cm}$

$N_c = H/h = 306/17 = 18$ on aura **18** contre marches entre chaque deux étage :

On a deux volées, donc **9** contre marches par volée ;

$N = N_c - 1 = 8$ marches

A. Détermination de giron :

à partir de la formule de blondel on a :

$$L = g(n - 1) \rightarrow L = (9 - 1) \times 30 = \mathbf{240\text{cm}}$$

B. Détermination d'inclinaisons de pailasse:

à partir de la formule de blondel on a :

$$\text{tg}(\alpha) = H/2/L = 306/2/240 = 0.6375$$

$$\alpha = \mathbf{32.52^\circ}$$

$$\cos \alpha = L/L_1 \rightarrow L_1 = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{240}{\cos 32.52} = \mathbf{2.85\text{cm}}$$

C. Epaisseur de palier d'escalier :

$$\frac{L_1}{30} \leq e \leq \frac{L_1}{20} \quad \frac{285}{30} \leq e \leq \frac{285}{20} \quad 9.5\text{cm} \leq e \leq 14.25\text{cm}$$

on prend: **e = 15cm**

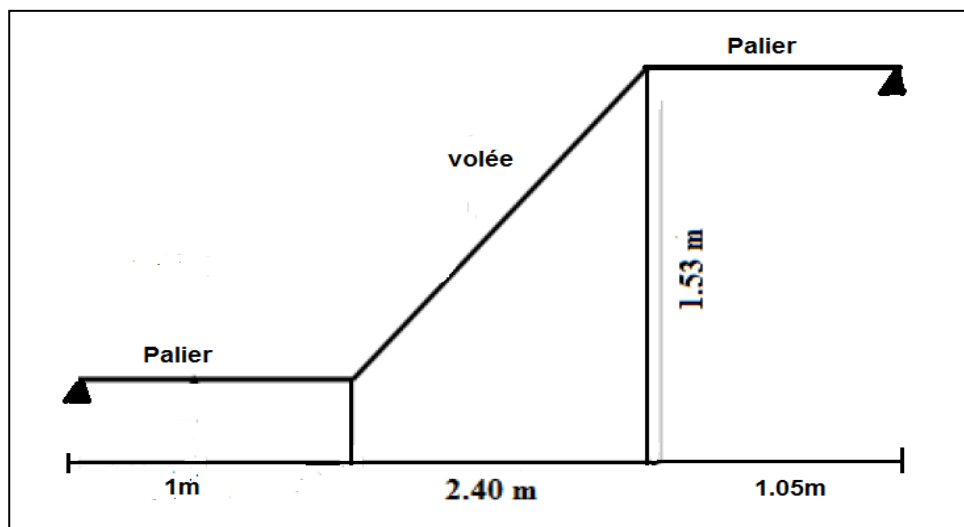


Figure II.3 : Schéma statique d'escalier

2) Escalier de (RDC):**Hauteur :** $H = 408\text{cm}$ **La largeur g :** $22\text{ cm} \leq g \leq 33\text{cm}$ **Giron :** $g = 30\text{cm}$ **D'après Relation de Blondel**

Un escalier se montera sans fatigue s'il respecte la relation de Blondel

On a : $59 < 2h + g < 66$ $14.5\text{cm} < h < 18\text{cm}$ pour $h = 17\text{cm}$ $N_c = H/h = 408/17 = 24$ on aura **24** contre marches entre chaque deux étage :On a deux volées, donc **12** contre marches par volée ; $N = N_c - 1 = 11$ marches**A. Détermination de giron :**

à partir de la formule de blondel on a :

$$L = g(n - 1) \rightarrow L = (12 - 1) \times 30 = 330\text{cm}$$

B. Détermination d'inclinaisons de paillasse:

à partir de la formule de blondel on a :

$$\text{tg}(\alpha) = H/2/L = 408/2/330 = 0.618 \quad \alpha = 31.72^\circ$$

$$\cos \alpha = L/L_1 \rightarrow L_1 = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{330}{\cos 31.72} = 387.95\text{cm}$$

C. Epaisseur de palier d'escalier :

$$\frac{L_1}{30} \leq e \leq \frac{L_1}{20} \quad \frac{387.95}{30} \leq e \leq \frac{387.95}{20} \quad 12.93\text{cm} \leq e \leq 19.97\text{cm}$$

On prend: **e = 15cm**

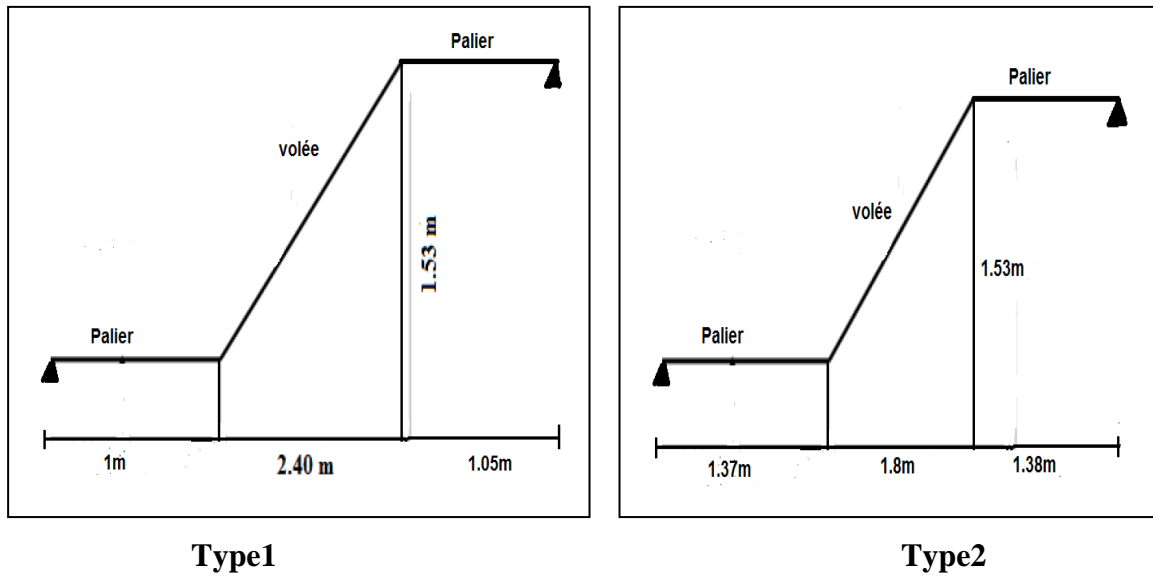


Figure II.4 : Schéma statique d'escalier

II.1.7. L'ACROTÈRE :

L'acrotère est un élément non structural, il sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse qui est la section dangereuse, d'après sa disposition, L'acrotère est soumis à la flexion composé due à :

- Un effort normale du à son poids propre (**G**).
- Un moment dû à la surcharge(**Q = 1 kN/m²**).
- Les dimensions de l'acrotère :
 - Hauteur**H = 60cm**.
 - Epaisseur = **10cm**.
 - Poids propre de l'acrotère : **P = 25 x S**

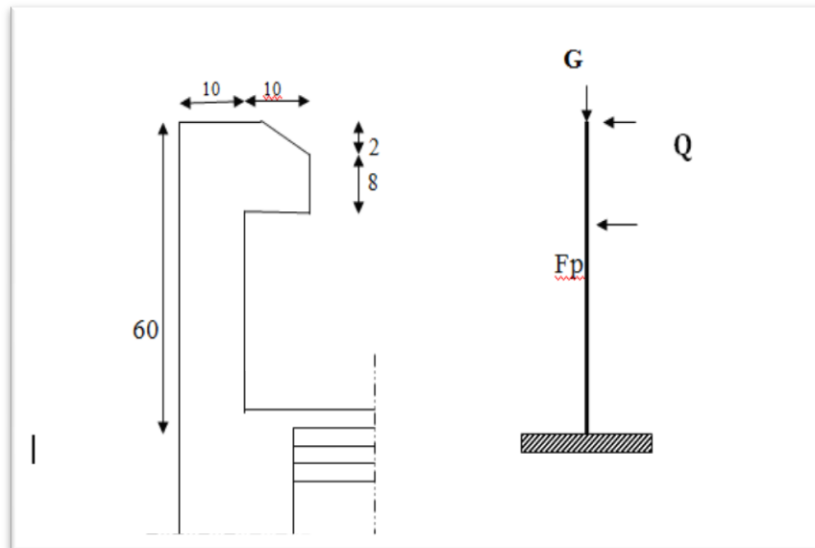


Figure II.5 : Dessin de l'acrotère

Tel que :

$$S = (0.02 \times 0.1)/2 + (0.08 \times 0.2) + (0.1 \times 0.6) = \mathbf{0.069 \text{ m}^2/l}$$

$$P = 25 \times 0,069 = \mathbf{1.725 \text{ KN/ml}}$$

$$P = G = \mathbf{1.725 \text{ KN/ml.}}$$

II.2.LA DESCENTE DES CHARGES :

II.2.1. Introduction :

Afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage, une distribution des charges et Surcharges pour chaque élément s'avèrent nécessaire. La descente des charges permet L'évaluation de la plus part des charges revenant à chaque élément de la structure, on aura à Considérer :

- le poids propre de l'élément.
- la charge de plancher qu'il supporte.
- la part de cloison répartie qui lui revient.
- les éléments secondaires (escalier, acrotère,.....)

II.2.2. Détermination des charges appliquées :

II.2.2.1. Plancher terrasse inaccessible :

a. Charges permanentes :

1	Gravillon de protection ($e=5\text{cm}$; $\rho=17\text{kN}/\text{m}^3$)	$0,85\text{kN}/\text{m}^2$
2	Etanchéité multicouche	$0,12\text{kN}/\text{m}^2$
3	Forme de pente ($e_{\text{moy}}=10\text{cm}$; $\rho=22\text{kN}/\text{m}^3$)	$2,20\text{kN}/\text{m}^2$
4	Isolation thermique (liège) ($e=4\text{cm}$; $\rho=4\text{kN}/\text{m}^3$)	$0,16\text{kN}/\text{m}^2$
5	Dalle de compression + corps creux (16+4)	$2,85\text{kN}/\text{m}^2$
6	Enduit en plâtre ($e=2\text{cm}$; $\rho=10\text{kN}/\text{m}^3$)	$0,20\text{kN}/\text{m}^2$
G		$6,38\text{kN}/\text{m}^2$

Tableau. II.3: Charge permanente du Plancher - terrasse

b. Surcharge d'exploitation :

$$Q = 1 \text{ KN}/\text{m}^2$$

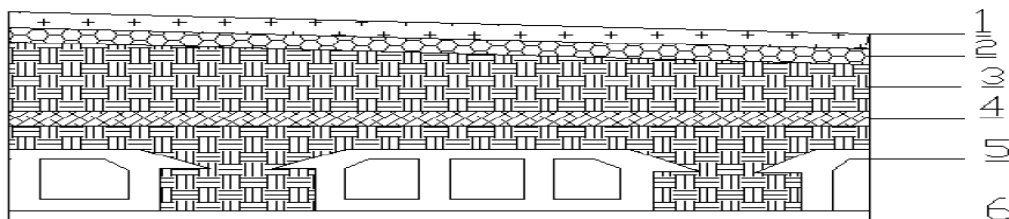


Figure II.6: Plancher terrasse.

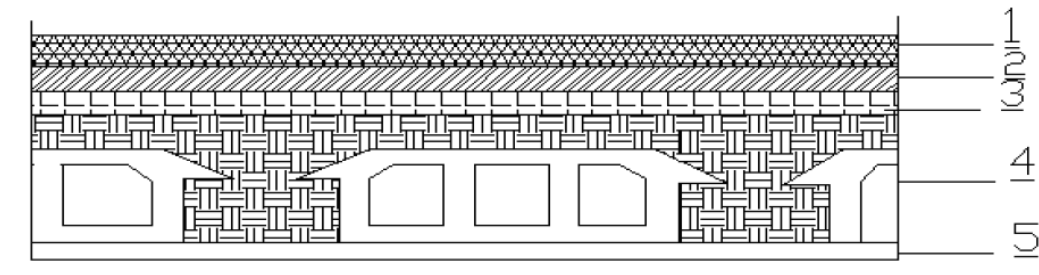
II.2.2.2. Plancher étage courant : (Habitation).**a. Charges permanentes :**

1	Carrelage (e=2cm; $\rho=22\text{kN/m}^3$)	0,44kN/m ²
2	Mortier de pose (e=2cm ; $\rho=20\text{kN/m}^3$)	0,40kN/m ²
3	Lit de sable (e=2cm ; $\rho=18\text{kN/m}^3$)	0,36kN/m ²
4	Dalle de compression + corps creux (20+4)	2.85kN/m ²
5	Enduit en plâtre (e=2cm ; $\rho=10\text{kN/m}^3$)	0,20kN/m ²
6	Cloisons légères (10 cm)	1.00kN/m ²
G		5, 25kN/m²

Tableau. II.4 : Charge permanente du Plancher étage courant.**b. Charge d'exploitation**

$Q=1,50\text{kN/m}^2$ Etage courant

$Q = 1, 50\text{kN/ m}^2$ RDC

**Figure II.7:** Plancher étage**II.2.2.3. Maçonnerie :****a. Murs extérieurs :**

Enduit en ciment (e=2cm ; $\rho=18\text{kN/m}^3$)	0,36kN/m ²
Brique creuse (e=15cm)	1,30kN/m ²
Brique âme (e=10cm)	0,90kN/m ²
Enduit en plâtre (e=2cm ; $\rho=10\text{kN/m}^3$)	0,20kN/m ²
G	2,76kN/m²

Tableau. II.5: Charge permanente murs extérieurs.

Avec : 30% d'ouverture $G = 2.76 \times 0.7 = 1.932 \text{ kN/m}^2$

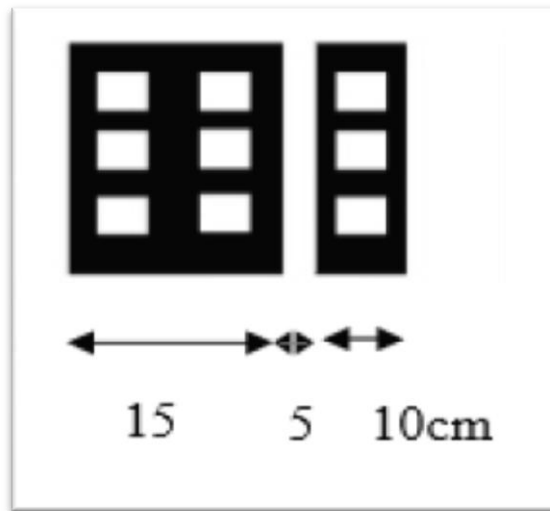


Figure II.8 : Mur extérieur

b. Murs intérieur :

Brique creuse (e=10cm)	0.90 kN/m^2
Enduit en plâtre (e=2cm ; $\rho=10 \text{ kN/m}^3$)	$0,20 \text{ kN/m}^2$
Enduit en plâtre (e=2cm ; $\rho=10 \text{ kN/m}^3$)	$0,20 \text{ kN/m}^2$
G	$5,06 \text{ kN/m}^2$

Tableau .II.6: Charge permanente murs intérieur.

II.2.2.4 Balcon :

a. Balcon terrasse :

1	Gravillon de protection(e=0.05m ; $\varphi = 16 \text{ kN/m}^2$)	$0,8 \text{ kN/m}^2$
2	Etanchéité multicouche (e=0.02m; $\varphi = 06 \text{ kN/m}^2$)	$0,12 \text{ kN/m}^2$
3	Isolant thermique lige (e=0.04m; $\varphi = 04 \text{ kN/m}^2$)	$0,16 \text{ kN/m}^2$
4	Forme de pente (e=0.05m; $\varphi = 22 \text{ kN/m}^2$)	1.10 kN/m^2
5	Plancher en dalle pleine (e=0.12m; $\varphi = 25 \text{ kN/m}^2$)	3 kN/m^2
6	Enduit en plâtre (e=0.02m; $\varphi = 10 \text{ kN/m}^2$)	0.2 kN/m^2
G		$5,38 \text{ kN/m}^2$

Tableau II.7: Charge permanente d'un balcon terrasse.

c. Charge d'exploitation :

$$Q = 1 \text{ kN/m}^2$$

d. Balcon étage courant :

1	Carrelages (e=0.02m ; $\rho = 22\text{kN/m}^2$)	0,44kN/m ²
2	Mortier de pose (e=0.02m; $\rho = 20\text{kN/m}^2$)	0,40kN/m ²
3	Lite de sable (e=0.03m; $\rho = 18\text{kN/m}^2$)	0,54kN/m ²
4	Dalle pleine (e=0.12m; $\rho = 25\text{kN/m}^2$)	3kN/m ²
5	Enduit de ciment (e=0.01m; $\rho = 18\text{kN/m}^2$)	0.18kN/m ²
G		4.56kN/m²

Tableau II.8:Charge permanente d'un balcon terrasse**e. Charge d'exploitation :**

$$Q = 3.5 \text{ kN/m}^2$$

II.2.2.5 Escalier :**a. Palier :****a.1. Charges permanente**

1	Carrelage (e=2cm; $\rho=22\text{kN/m}^3$)	0,44kN/m ²
2	Mortier de pose (e=2cm ; $\rho=20\text{kN/m}^3$)	0,40kN/m ²
3	Lit de sable (e=2cm ; $\rho=18\text{kN/m}^3$)	0,36kN/m ²
4	Dalle pleine (e=14cm)	3.5kN/m ²
5	Enduit en ciment (e=2cm ; $\rho=18\text{kN/m}^3$)	0,36kN/m ²
G		5,06kN/m²

Tableau II.9.Charge permanente du Palier.**a.2. Charge d'exploitation :**

$$Q = 2,50 \text{ kN/m}^2$$

b. Paillasse :**b.1. Charges permanentes(RDC):**

1	Carrelage (e=2cm; $\rho=22\text{kN/ m}^2$)	0,44kN/ m ²
2	Mortier de pose (e=2cm ; $\rho=20\text{kN/ m}^2$)	0,40kN/ m ²
3	Poids propre de la marche $\frac{25 \times 0.17}{2}$	2,13kN/m ²
4	Poids propre de la paillasse $\frac{25 \times 0.15}{\cos 31.72}$	4.40kN/m ²
5	Garde-corps	1,00kN/m ²
6	Enduit en ciment (e=2cm)	0,36kN/m ²
G		8.73kN/ m²

Tableau II.10.Charge permanente du volée RDC.**b.2. Charge d'exploitation :**

$$Q = 2,50 \text{ kN/m}^2$$

b.3. Charges permanentes(etage courant 1à10):

1	Carrelage ($e = 2\text{cm}; \rho = 22\text{kN/ m}^2$)	0,44kN/ m ²
2	Mortier de pose (e=2cm ; $\rho=20\text{kN/ m}^2$)	0,40kN/ m ²
3	Poids propre de la marche $\frac{25 \times 0.17}{2}$	2,13kN/m ²
4	Poids propre de la paillasse $\frac{25 \times 0.15}{\cos 32.52}$	4.44kN/m ²
5	Garde-corps	1,00kN/m ²
6	Enduit en ciment (e=2cm)	0,36kN/m ²
G		8.77kN/ m²

Tableau II.11.Charge permanente du volée 1à10 étage.**b.4. Charge d'exploitation :**

$$Q = 2,50 \text{ kN/m}^2$$

- **Tableau récapitulatif :**

Elément		Charge permanente G "KN/m ² "	Surcharge d'exploitation Q " KN/m ² "
Plancher terrasse		6.38	1.00
Plancher étage courant		5.25	1.50
Mur extérieur		2.76	–
Mur intérieur		1.30	–
Balcon accessible	étage courant	4.56	3.50
	Terrasse	5.38	1
Acrotère		1.45	1.00
Escalier	Paillasse	8.34	2.50
	Palier	5.06	2.50

II.3.DESCENTE DES CHARGES SUR LES POTEAUX :

II.3.1.Loi de dégression :

Les charges d'exploitation de chaque étage sont réduites dans les proportions

Indiquées ci-dessous :

- Pour la toiture ou terrasse : Q_0

- Pour le dernier étage : Q

- Pour l'étage immédiatement inférieur : $0.9Q$

- Pour l'étage immédiatement inférieur : $0.8Q$

et ainsi de suite réduisant de 10% par étage jusqu'à $0.5Q$ (valeur conservée pour les Étages inférieurs suivants).

II.3.2 Descente des charges sur le poteau central (intermédiaire):(B – 3)

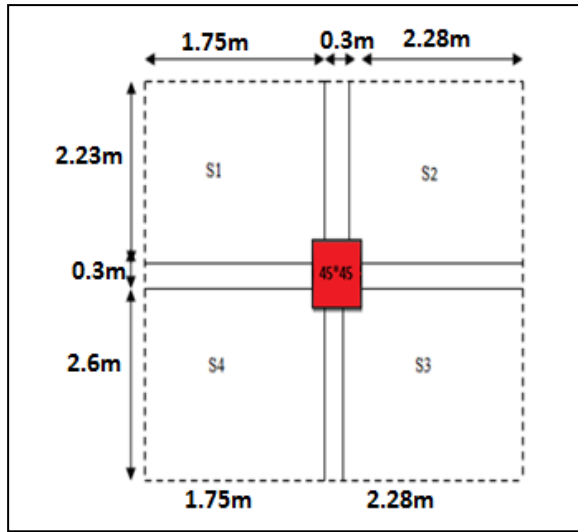


Figure. II.9.Surface afférente poteau (B- 3)

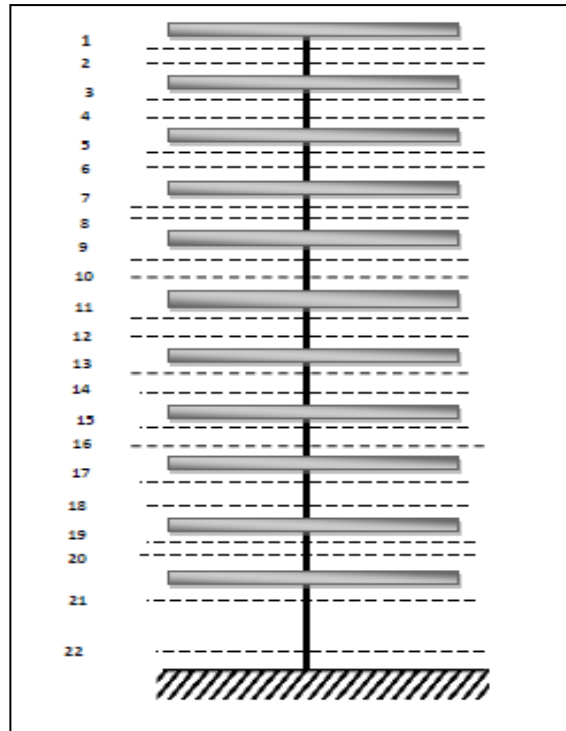


Figure. II.10 Coup verticale du poteau (B- 3)

- surface afférente :

$$S_G = (1.75 + 2.28) \times (2.6 + 2.23) = 19.46m^2$$

$$S_{QT} = (1.75 + 2.28 + 0.30) \times (2.6 + 0.30 + 2.23) = 22.21m^2$$

$$S_{Q\acute{e}tage} = 22.21 - (0.45 \times 0.45) = 22.01m^2$$

Niveau	Désignation des éléments et le calcul	G(KN)	Q(KN)
1-1	Plancher terrasse $19.46 \times 6.38 = 124.15$		
	Poutre principale $0.30 \times 0.45 \times 25 \times 4.83 = 16.30$		
	Poutre secondaire $0.30 \times 0.35 \times 25 \times 4.03 = 10.79$		
	Venant de niveau 1-1	151.24	
2-2	Venant 1-1	151.24	22.21
	Poteau $0.45 \times 0.45 \times 3.06 \times 25 = 15.49$		
	surcharge : $1 \times 22.21 = 22.21$		
	Venant de niveau 2-2	166.73	22.21
3-3	Venant 2-2	166.73	
	Plancher étage $19.46 \times 5.25 = 102.17$		
	Poutre principale 16.30		

	Poutre secondaire 10.79 Escalier : 31.38			
	Venant de niveau 3-3	327.37		
4-4	Venant 3-3 327.37 Poteau 15.49 Surcharge $1.5 \times 22.01 = 33.02$	342.86	55.23	
	Venant de niveau 4-4	342.86	55.23	
5-5	Venant 4-4 342.86 Plancher étage 102.17 Poutre principale 16.30 Poutre secondaire 10.79 Escalier : 31.38	503.5		
	Venant de niveau 5-5	503.5		
6-6	Venant 5-5 503.5 Poteau 15.49 Surcharge $0.9 \times 22.01 \times 1.5 = 29.71$	518.99	84.94	
	Venant de niveau 6-6	518.99	84.94	
7-7	Venant 6-6 518.99 Plancher étage 102.17 Poutre principale 16.30 Poutre secondaire 10.79 Escalier : 31.38	679.63		
	Venant de niveau 7-7	679.63		
8-8	Venant 7-7 679.63 Poteau 15.49 Surcharge $0.8 \times 22.01 \times 1.5 = 26.41$	695.12	111.35	
	Venant de niveau 8-8	695.12	111.35	
9-9	Venant 8-8 695.12 Plancher étage 102.17 Poutre principale 16.30 Poutre secondaire 10.79 Escalier : 31.38	855.76		
	Venant de niveau 9-9	855.76		

10-10	Venant 9-9 855.76	871.25	134.46
	Poteau 15.49 Surcharge $0.7 \times 22.01 \times 1.5 = 23.11$		
	Venant de niveau 10-10	871.25	134.46
11-11	Venant 10-10 871.25	1031.89	
	Plancher étage 102.17 Poutre principale 16.30 Poutre secondaire 10.79 Escalier : 31.38		
	Venant de niveau 11-11	1031.89	
12-12	Venant 11-11 1031.89	1047.38	154.27
	Poteau 15.49 Surcharge $0.6 \times 22.01 \times 1.5 = 19.81$		
	Venant de niveau 12-12	1047.38	154.27
13-13	Venant 12-12 1047.38	1208.02	
	Plancher étage 102.17 Poutre principale 16.30 Poutre secondaire 10.79 Escalier : 31.38		
	Venant de niveau 13-13	1208.02	
14-14	Venant 13-13 1208.02	1223.51	170.77
	Poteau 15.49 Surcharge $0.5 \times 22.01 \times 1.5 = 16.50$		
	Venant de niveau 14-14	1223.51	170.77
15-15	Venant 14-14 1223.51	1384.15	
	Plancher étage 102.17 Poutre principale 16.30 Poutre secondaire 10.79 Escalier : 31.38		
	Venant de niveau 15-15	1384.15	
16-16	Venant 15-15 1384.15	1399.64	187.27
	Poteau 15.49 Surcharge 16.50		

	Venant de niveau 16-16	1399.64	187.27
17-17	Venant 14-14 1399.64 Plancher étage 102.17 Poutre principale 16.30 Poutre secondaire 10.79 Escalier : 31.38	1560.28	
	Venant de niveau 17-17	1560.28	
18-18	Venant 17-17 1560.28 Poteau 15.49 Surcharge 16.60	1575.77	203.87
	Venant de niveau 18-18	1575.77	203.87
19-19	Venant 18-18 1575.77 Plancher étage 102.17 Poutre principale 16.30 Poutre secondaire 10.79 Escalier : 31.38	1736.41	
20-20	Venant de niveau 19-19	1736.41	
	Venant 19-19 1736.41 Poteau 15.49 Surcharge 16.60	1751.9	220.47
	Venant de niveau 20-20	1751.9	220.47
21-21	Venant 20-20 1751.9 Plancher étage 102.17 Poutre principale 16.30 Poutre secondaire 10.79 Escalier : 31.38	1912.54	
	Venant de niveau 21-21	1912.54	
22-22	Venant 21-21 1912.54 Poteau $0.45 \times 0.45 \times 25 \times 4.08 = 20.66$ Surcharge 16.60	1949.8	237.07
	Venant de niveau 22-22	1949.8	237.07

Tableau. II.12. tableau de décente de charge poteau($B - 3$).

II.3.3. Pour poteau de l'angle (E-2) :

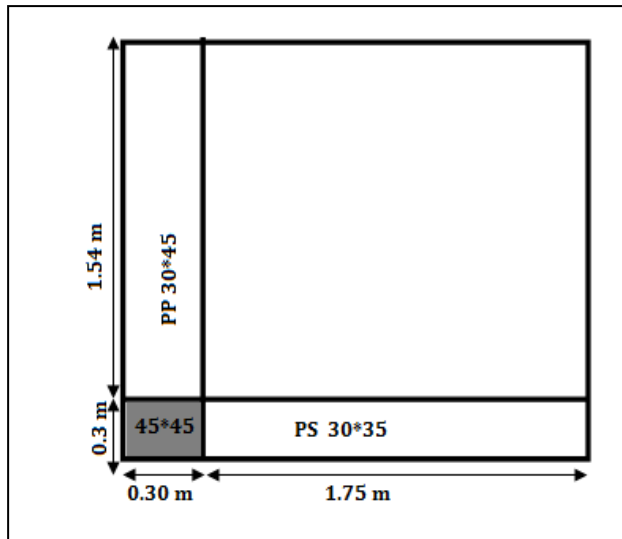


Figure. II.11.Surface afférente poteau (E- 2)

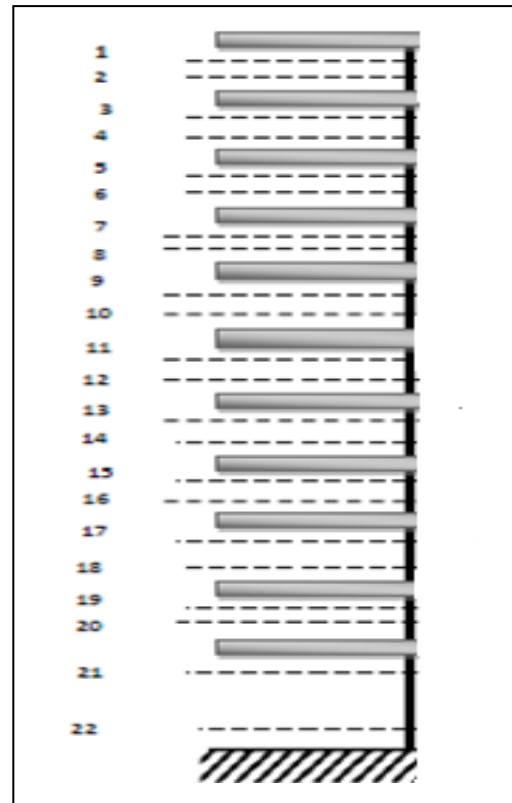


Figure. II.12. Coup verticale du poteau (E- 2)

- **surface afférente :**

$$S_G = (1.75 + 1.54) = 2.70m^2$$

$$S_{QT} = (1.75 + 0.30) \times (0.30 + 1.54) = 3.77m^2$$

$$S_{Q\acute{e}tage} = 3.77 - (0.45 \times 0.45) = 3.57m^2$$

Niveau	Désignation des éléments et le calcul	G(KN)	Q(KN)
1-1	Acrotère $0.069 \times 3.89 \times 25 = 6.71$		
	Plancher terrasse $6.38 \times 2.70 = 17.23$		
	Poutre principale $0.30 \times 0.45 \times 25 \times 1.75 = 5.91$		
	Poutre secondaire $0.30 \times 0.35 \times 25 \times 1.54 = 4.04$		
	Balcon $5.38 \times 1.30 \times 5.35 = 37.42$		
	Venant de niveau 1-1	71.31	

2-2	Venant 1-1 71.31 Poteau $0.45 \times 0.45 \times 3.06 \times 25 = 15.49$ Mur extérieure $(1.75 - 0.15) \times 1.30 \times 2.81 = 5.84$ $(1.5 - 0.1) \times 2.76 \times 2.81 = 10.86$ surcharge : $1 \times 3.77 = 3.77$	103.5	3.77
	Venant de niveau 2-2		
3-3	Venant 2-2 103.5 Plancher étage $2.70 \times 5.25 = 14.18$ Poutre principale 5.91 Poutre secondaire 4.04 Balcon 37.42	165.05	
	Venant de niveau 3-3		
4-4	Venant 3-3 165.05 Poteau 15.49 Mur extérieure 16.7 Surcharge $1.5 \times 3.57 = 5.36$	197.24	9.13
	Venant de niveau 4-4		
5-5	Venant 4-4 197.24 Plancher étage 14.18 Poutre principale 5.91 Poutre secondaire 4.04 Balcon 37.42	258.79	
	Venant de niveau 5-5		
6-6	Venant 5-5 258.79 Poteau 15.49 Mur extérieure 16.7 Surcharge $0.9 \times 3.57 \times 1.5 = 4.82$	290.98	13.95
	Venant de niveau 6-6		
7-7	Venant 6-6 290.98 Plancher étage 14.18 Poutre principale 5.91 Poutre secondaire 4.04 Balcon 37.42	352.53	

	Venant de niveau 7-7	352.53	
8-8	Venant 7-7 Poteau 15.49 Mur extérieure 16.7 Surcharge $0.8 \times 3.57 \times 1.5 = 4.28$	352.53	384.72 18.23
	Venant de niveau 8-8		384.72 18.23
9-9	Venant 8-8 Plancher étage 14.18 Poutre principale 5.91 Poutre secondaire 4.04 Balcon 37.42	384.72	446.27
	Venant de niveau 9-9		446.27
10-10	Venant 9-9 Poteau 15.49 Mur extérieure 16.7 Surcharge $0.7 \times 3.57 \times 1.5 = 3.75$	446.27	478.46 21.98
	Venant de niveau 10-10		478.46 21.98
11-11	Venant 10-10 Plancher étage 14.18 Poutre principale 5.91 Poutre secondaire 4.04 Balcon 37.42	478.46	525.83
	Venant de niveau 11-11		525.83
12-12	Venant 11-11 Poteau 15.49 Mur extérieure 16.7 Surcharge $0.6 \times 3.57 \times 1.5 = 3.21$	525.83	558.02 25.19
	Venant de niveau 12-12		558.02 25.19
13-13	Venant 12-12 Plancher étage 14.18 Poutre principale 5.91 Poutre secondaire 4.04 Balcon 37.42	558.02	619.57

	Venant de niveau 13-13	619.57		
14-14	Venant 13-13 Poteau 15.49 Mur extérieure 16.7 Surcharge $0.5 \times 3.57 \times 1.5 = 2.68$	619.57	651.76	27.87
	Venant de niveau 14-14		651.76	27.87
15-15	Venant 14-14 Plancher étage 14.18 Poutre principale 5.91 Poutre secondaire 4.04 Balcon 37.42	651.76	713.31	
	Venant de niveau 15-15		713.31	
16-16	Venant 15-15 Poteau 15.49 Mur extérieure 16.7 Surcharge 2.68	713.31	745.5	30.55
	Venant de niveau 16-16		745.5	30.55
17-17	Venant 14-14 Plancher étage 14.18 Poutre principale 5.91 Poutre secondaire 4.04 Balcon 37.42	745.5	807.05	
	Venant de niveau 17-17		807.05	
18-18	Venant 17-17 Poteau 15.49 Mur extérieure 16.7 Surcharge 2.68	807.05	839.24	33.23
	Venant de niveau 18-18		839.24	33.23
19-19	Venant 18-18 Plancher étage 14.18 Poutre principale 5.91 Poutre secondaire 4.04 Balcon 37.42	839.24	900.79	

20-20	Venant de niveau 19-19	900.79	
	Venant 19-19	900.79	932.98
	Poteau 15.49		
	Mur extérieure 16.7 Surcharge 2.68		
	Venant de niveau 20-20	932.98	35.91
21-21	Venant 20-20	932.98	994.53
	Plancher étage 14.18		
	Poutre principale 5.91		
	Poutre secondaire 4.04		
	Balcon 37.42		
	Venant de niveau 21-21	994.53	
22-22	Venant 21-21	994.53	1031.89
	Poteau $0.45 \times 0.45 \times 25 \times 4.08 = 20.66$		
	Mur extérieure 16.7		
	Surcharge 2.68		
	Venant de niveau 22-22	1031.89	38.59

Tableau. II.13. tableau de décente de charge poteau($E - 2$).

II.3.4.Vérification des conditions du RPA 99/version 2003 :

L'article (7.4.3.1) du R.P.A99/version 2003 outre les vérifications prescrites par le C.B.A 93 et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous Sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est Limité par la Condition suivante :

$$N = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3 \quad \rightarrow \quad B \geq \frac{N_d}{0.3 \times f_{c28}} = \frac{N_d}{7.5}$$

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

Br : section réduite du poteau.

f_{c28} : résistance à la compression du béton.

$$N_d = N_{ser} = G + Q \quad N_d = 1949.8 + 237.07 = 2186.87 \text{ KN} = \mathbf{2186870 \text{ N}}$$

$$B = 450 \times 450 = \mathbf{202500 \text{ mm}^2}$$

$$F_{c28} = \mathbf{25 \text{ Mpa}}$$

$$N = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3 \quad \rightarrow \quad \frac{2186870}{202500 \times 25} = \mathbf{0.43} \geq 0.3 \text{ Condition non vérifié.}$$

On prend une section (50×65)

$$N = \frac{2171910}{325000 \times 25} = \mathbf{0.26} \leq 0.3 \text{ Condition vérifié.}$$

$$B \geq \frac{N_d}{0.3 \times f_{c28}} \rightarrow B = \mathbf{325000} \geq \frac{2171910}{0.3 \times 25} = \mathbf{289588} \text{ Condition vérifié.}$$

II.3.5. Vérification de la section de poteau : C.B.A.93 (B.8.4.1)

Le calcul de la section du béton sera fait en compression centrée, les règles

C.B.A.93 préconisent de prendre la section réduite (due à la ségrégation du béton).

D'après l'article B.8.4.1 du C.B.A.93 : l'effort normal ultime N_u d'un poteau doit être au plus égal à la valeur suivante :

$$N_u \leq \bar{N}_u = \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + \frac{A_s \cdot f_e}{\gamma_s} \right]$$

N_u : Effort normal ultime (compression) $1,35G + 1,5Q$.

α : Coefficient fonction de l'élanement mécanique λ .

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 + \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad \text{Pour : } \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0.6 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \quad \text{Pour : } 50 \leq \lambda \leq 70$$

λ : Elancement d'EULER ($\lambda = \frac{l_f}{i}$).

l_f : Longueur de flambement.

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

γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b = 1,5$) \rightarrow Situation durable.

γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma_s = 1,15$) \rightarrow Situation accidentel.

f_e : Limite élastique de l'acier ($f_e = 400 \text{ Mpa}$).

f_{c28} : La résistance à la compression du béton à 28 jours ($f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$).

A_s : Section d'acier comprimée.

B_r : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm

D'épaisseur sur toute sa périphérie [$B_r = (a - 2)(b - 2) \text{ cm}^2$]

Section de poteaux :

$$B_r = (b - 2)(h - 2) = (50 - 2)(65 - 2) = \mathbf{3024 \text{ cm}^2} = \mathbf{302400 \text{ mm}^2}$$

Section d'acier A :

$$A_{\min}^{RPA} = 0.7\% \cdot B$$

$$A_{\min}^{RPA} = \frac{0.7}{100} \times B = \frac{0.7}{100} \times (50 \times 65) = \mathbf{22.75 \text{ cm}^2}$$

$$A_{\min}^{RPA} = \mathbf{2275 \text{ mm}^2}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad l_f = 0.7l_0 = 0.7 \times 2.66 \quad l_f = \mathbf{1.83}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{bh^3}{12bh}} = \sqrt{\frac{0.50 \times (0.65)^3}{12 \times 0.50 \times 0.65}} = \mathbf{0.19}$$

$$\lambda = \frac{1.83}{0.19} = \mathbf{9.63} \leq 50 \quad \text{Alors : } \alpha = \frac{0.85}{1+0.2+\left(\frac{9.63}{35}\right)^2} = \mathbf{0.66}$$

$$\gamma_b = \mathbf{1.5} \quad \gamma_s = \mathbf{1.15} \quad f_e = \mathbf{400 \text{ Mpa}} \quad f_{c28} = \mathbf{25 \text{ Mpa.}}$$

$$Nu = 1.35G + 1.5Q \quad Nu = (1.35 \times 1934.84) + (1.5 \times 237.07) = \mathbf{2967.64 \text{ KN}}$$

$$Nu = 0.66 \left[\frac{325000 \times 25}{0.9 \times 1.5} + \frac{2275 \times 400}{1.15} \right] \rightarrow Nu = 4494483.092 \text{ N} = \mathbf{4494.48 \text{ KN}}$$

Donc : $N = 4494.48 \text{ KN} > N = 2967.64 \text{ KN} \dots\dots$ **Condition vérifiée.**

On a : toutes les conditions sont vérifiées, les dimensions adoptées pour les poteaux Sont convenables (**50 × 65**).

II.4 CONCLUSION :

Le pré dimensionnement, l'évaluation de charges et la descente de charges sont des Étapes nécessaires à achever, afin de pouvoir entamer la suite de notre étude. Ce chapitre nous a permis de pré dimensionner les éléments porteurs (poutres, poteaux et voile) et les éléments Secondaires (escaliers, acrotère et plancher) et de déterminer les charges sollicitant ces Derniers dans le but de récolter les informations essentielles pour le calcul de ces éléments Dans les chapitres qui suivent.

Chapitre III :

Etude des éléments secondaires

III.1. INTRODUCTION :

Les éléments secondaires sont des éléments qui ne contribuent pas directement au Contreventement, dont l'étude de ces éléments est indépendante de l'action sismique. Le Calcul de ses éléments s'effectue suivant le règlement « **BAEL 91 modifié 99** » en Respectant le règlement parasismique Algérien « **RPA 99 version 2003** ».

III.2.ÉTUDE DE L'ACROTÈRE:

Le calcul de l'acrotère se fait pour une bande de 1m de largeur.

III.2.1 Principe de calcul :

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

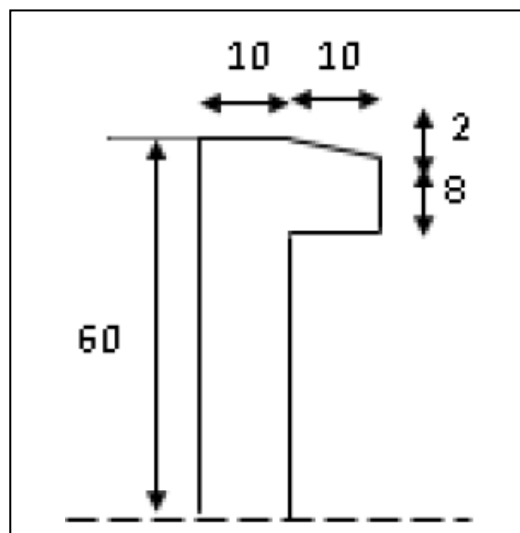


Figure III.1 Vue en plan d'un acrotère.

III.2.2 vérification de la résistance à l'effort sismique :

Spécifications des règles(RPA99) :

Les forces horizontales de calcul F_p agissant sur les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone varie selon la zone et le groupe d'usage.

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8

W_p : Poids de l'acrotère.

L'acrotère est un élément en console $\rightarrow C_p = 0.8$

On détermine le coefficient A selon notre zone (zone I) groupe 2

$$A = 0.10$$

$$W_p = 1.725 \text{ KN/ml}$$

$$F_p = 4 \times 0.10 \times 0.8 \times 1.725 = \mathbf{0.552 \text{ KN/ml}} < Q = 1 \text{ KN/ml} \dots \dots \dots \text{ (Vérifiée).}$$

Donc il n'y a pas nécessité d'armature transversale et le ferrailage trouvé reste valable

III.2.3 Calcul des efforts :

- **Efforts normal dus au poids propre :**

$$G_1 = [(0.02 \times 0.1)/2 + (0.08 \times 0.2) + (0.1 \times 0.6)] \times 25 = \mathbf{1.725 \text{ KN/ml}}$$

$$G_1 = \mathbf{1725 \text{ N/ml}}$$

$$G_2 = 1 \times (0.01 \times 0.6) \times 2000 = \mathbf{120 \text{ N/ml}}$$

$$\mathbf{G = G_1 + G_2 = 1845 \text{ N/ml}}$$

-Efforts horizontal dus à la main courante :

$$Q = \mathbf{1000 \text{ N/ml}} \text{ D'après D.T.R.B.C.2.2}$$

- **Moment de renversement M dus à l'effort horizontal :**

$$M = Q \times H = 1000 \times 0.6 = \mathbf{600 \text{ N/m}}$$

$$N = G = \mathbf{1845 \text{ N/ml}}$$

$$T = Q = \mathbf{1000 \text{ N/ml}}$$

III.2.4 Combinaison d'action :**1) E.L.U :**

$N_u = 1 \times N_G = 1 \times 1845 = \mathbf{1845 \text{ N/ml}}$; L'effort n'est pas pondéré puisque

Le poids du béton travaille dans le sens favorable.

$$M_u = 1.5 M = 1.5 \times 600 = \mathbf{900 \text{ N.m}}$$

$$T_u = 1.5 T = 1.5 \times 1000 = \mathbf{1500 \text{ N/ml}}$$

2) E.L.S :

$$N_{ser} = N_G = \mathbf{1845 \text{ N/ml}}$$

$$M_{ser} = M = \mathbf{600 \text{ N.m}}$$

Désignation	E.L.U	E.L.S
M (N. m)	900	600
N (N. m)	1845	1845
T (N. m)	1500	—

Tableau III.1 : récapitulatif des charges.

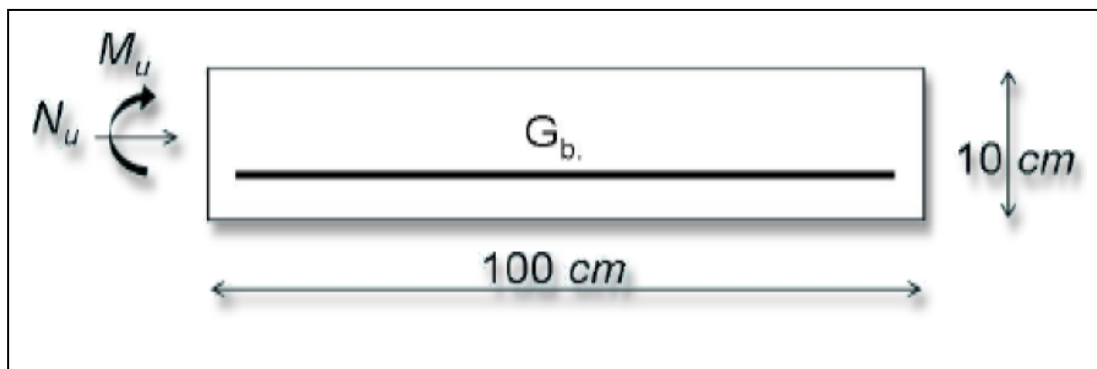
III.2.5 Calcul du ferrailage :

Figure III.2.section à ferrailer.

La section de calcul est rectangulaire de largeur $b = \mathbf{100 \text{ cm}}$ et de hauteur $h = \mathbf{10 \text{ cm}}$

III.2.5.1 : Armatures Longitudinales :

- **E.L.U :**

a) Calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{M_u}{N_u} \rightarrow e = \frac{900}{1845} = \mathbf{0.488 \text{ m}} > \frac{0.10}{2} = \mathbf{0.05 \text{ m}}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieure de la section. Dans la section est Partiellement comprimée, et par conséquence sera calculée en flexion simple soumise à un moment M_1 égale au moment par rapport aux armatures tendues.

b) Détermination de la section des armatures à la flexion simple :

$$M_1 = M_u + N_u \left[\left(\frac{h}{2} - c \right) \right]$$

$$M_1 = 900 + 1845 \left[\left(\frac{0.10}{2} - 0.02 \right) \right] = 955.35 \text{ N.m}$$

$$\sigma_b = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{955.35}{14.2 \times 100 \times 8^2} = 0.0105 < \mu_1 = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ($A' = 0$).

$$A_u = \frac{M_1}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}; \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0105}}{0.8} = 0.0137$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \rightarrow \beta = 0.994$$

$$A_u = \frac{955.35}{0.994 \times 8 \times 348} = 0.345 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_u = 0.345 \text{ cm}^2$

• **Détermination de la section des armatures à la flexion composée :**

N est un effort de compression

$$A = A_u - \frac{N}{100\sigma_s}$$

$$\text{On a } A' = A'1 = 0 \rightarrow 0.345 - \frac{1845}{100 \times 348} = 0.292 \text{ cm}^2$$

➤ **E.L.S :**

a) Calcule de l'excentricité :

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} \rightarrow e = \frac{600}{1845} = 0.325 \text{ m}$$

Donc La section est partiellement comprimée.

b) Détermination de la section des armatures à la flexion simple :

$$M_1 = M_{ser} + N_{ser} \left[\left(\frac{h}{2} - c \right) \right]$$

$$M_1 = 600 + 1845 \sigma \left[\left(\frac{0.10}{2} - 0.02 \right) \right] = \mathbf{655.35 N.m}$$

$$\text{Fissuration Préjudiciables : } \bar{\sigma}_{st} < \min \left(\frac{2}{3} F_e; \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right)$$

L'acier utilise de nuance **FEE400** à haut adhérence $\rightarrow \eta = 1.6$ pour les barres **HA**.

$$\bar{\sigma}_{st} < \min \left(\frac{2}{3} 400; \sqrt{1.6 \times 2.1} \right) \rightarrow \bar{\sigma}_{st} < \min(266.67; 201.63)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \mathbf{201.63 MPa}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_s \times b \times d^2} = \frac{655.35}{201.63 \times 100 \times 8^2} = 0.000508 \rightarrow \begin{cases} \beta = \mathbf{0.9998} \\ k = \mathbf{0.0095} \end{cases}$$

$$\sigma_b = k \times \bar{\sigma}_{st} \rightarrow \sigma_b = 0.0095 \times 201.63 = 1.92 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_b = \mathbf{1.92 MPa}$$

$$\sigma_b = 1.92 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ($A' = 0$).

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{\bar{\sigma}_{st} \cdot \beta \cdot d}$$

$$A_{ser} = \frac{655.35}{201.63 \times 0.9998 \times 8} = \mathbf{0.406 cm^2}$$

c) Détermination de la section des armatures à la flexion composée :

$$A = A_{ser} - \frac{M_{ser}}{100 \cdot \bar{\sigma}_{st}}$$

$$A = 0.406 - \frac{1845}{100 \times 201.63} = \mathbf{0.314 cm^2}$$

d) Condition de non fragilité : BAEL91 article(A.4.2.1)

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

$$A_{min} \geq 0.23 \times 100 \times 8 \times \frac{2.1}{400} \geq \mathbf{0.966 cm^2}$$

➤ **Pourcentage minimal d'armature longitudinale : BAEL(B.5.3.1)**

$$A_l \geq 0.0025 \times b \times h = 0.0025 \times 100 \times 10 = \mathbf{2.5 cm^2}$$

$$\text{Donc : } A = \max(A_u; A_{ser}; A_l; A_{min}) \rightarrow A = \max(0.292; 0.314; 2.51; 0.966)$$

$$A = A_l = 2.5 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : $A = 2.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$ $A = 2.51 \text{ cm}^2$; on adopte soit **5HA8**

$$S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

III.2.5.2 Vérification de l'effort tranchant : BAEL91 article(A.5.1.1)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} < \bar{\tau}_u \rightarrow \tau_u = \frac{1500}{1000 \times 80} = \mathbf{0.0187 \text{ MPa}}$$

La fissuration est préjudiciable, alors :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) \rightarrow \bar{\tau}_u = \min(3.62 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa})$$

$$\tau_u = \mathbf{0.0187 \text{ MPa}} < \bar{\tau}_u = \mathbf{3.62 \text{ MPa}} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.2.5.3 Armatures de répartition :

$$A_r = A_s/4 = 2.01/4 = 0.5025 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc : $A_r = 0.5025 \text{ cm}^2/\text{ml}$ $A_r = 1.13 \text{ cm}^2$ on adopte soit : **4Ø6**

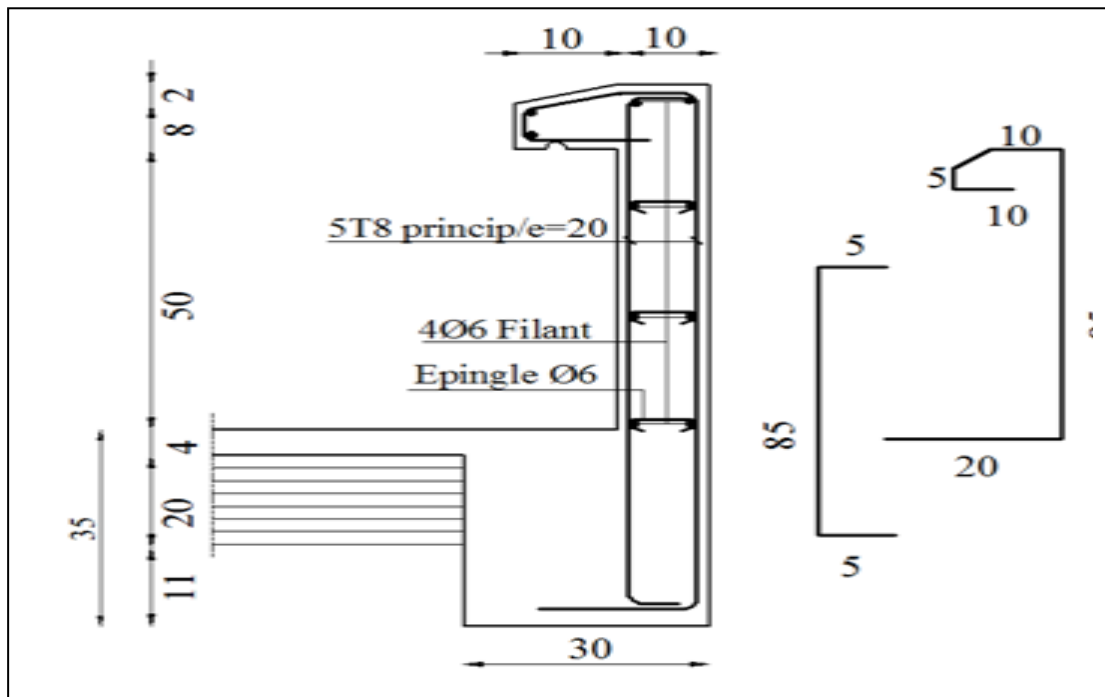


Figure III.3: schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.3 : LES ESCALIERS :

III.3.1 : Introduction :

L'escalier est un élément essentiel dans un bâtiment, puisqu'il joue le rôle d'une liaison entre Les différents niveaux de ce dernier et assure la circulation verticale. Il est fait en béton armé coulé sur place et comporte un palier intermédiaire qui sépare les deux volées (paillasse) , il sert aussi à relier deux différents niveaux d'une construction.

III .3.2 : Méthode de calcul :

L'escalier est calculé comme une poutre à section rectangulaire travaillant à la flexion simple. Le calcul des armatures se fait sur une bande de 1 m de largeur.

➤ Escalier (RDC):

Tyep1 :

➤ Combinaison des charges :

- La volée

$$G = 8730 \text{ N/m}^2$$

$$Q = 2500 \text{ N/m}^2$$

- Le palier

$$G = 5060 \text{ N/m}^2$$

$$Q = 2500 \text{ N/m}^2$$

➤ Combinaison d'actions :

- E.L.U :

$$P_u = (1.35G + 1.5Q) \times 1m$$

- E.L.S :

$$P_s = (G + Q) \times 1m$$

Le chargement de la rampe pour une bande de 1m est donné par le tableau suivant :

Combinaison	La volée (N/ml)	Le palier (N/ml)
E.L.U (N/ml)	15535.5	10581
E.L.S(N/ml)	11230	7560

Tableau III.2 : Calcul des combinaisons (RDC).

III.3.3 : Détermination des sollicitations :

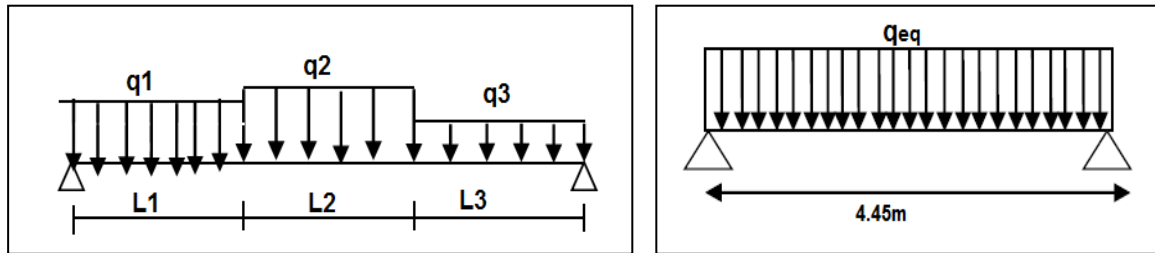


Figure III.4 Schéma des charges équivalentes.

La charge équivalente : $q_{eq} = \frac{q_1 L_1 + q_2 L_2 + q_3 L_3}{L_1 + L_2 + L_3}$

-Le moment isostatique : $M_0 = \frac{q_{eq} \cdot L^2}{8}$

-Moment en appuis : $M_a = 0.3M_0$

-Moment en travée : $M_t = 0.85M_0$

L'effort tranchant : $T_u = \frac{q_{eq} \cdot l}{2}$

Tableau récapitulatif :

Désignation	$q_{eq}(N/m)$	$M_0(N/m)$	$M_a = 0.3M_0$	$M_t = 0.85M_0$	$T_u(N)$
E.L.U	13253.09	32805.54	9841.66	27884.71	29488.13
E.L.S	9539.33	23612.82	7083.85	20070.89	—

III .3.4 : Calcule du ferrailage :

Le calcul de ferrailage se fera pour une bande de 1 m de largeur.

III .3.4.1 : Les armatures longitudinales :

a) **E.L.U :**

$f_e = 400 MPa$, $\sigma_s = 348 MPa$, $\sigma_b = 14.2 MPa$, $\mu_l = 0.392$

$b = 100cm$, $d = h - c = 15 - 2 = 13cm$ (c: l'enrobage).

$\mu < \mu_l \rightarrow A' = 0$

$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}$, $\beta = (1 - 0.4\alpha)$, $\alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d}$

Désignation	$M_u(N.m)$	μ	μ_l	Condition	A'	α	β	$A(cm^2)$
Travée	27884.71	0.116	0.392	$\mu < \mu_l$	0	0.155	0.938	6.57
Appui	9841.66	0.041	0.392	$\mu < \mu_l$	0	0.053	0.979	2.22

b) ELS

Il faut vérifier : $\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$; avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_{esr}}$

Désignation	α	$M_u(N.m)$	$M_{ser}(N.m)$	γ	$f_{c28}(MPa)$	$\bar{\alpha}$	Condition
Travée	0.155	27884.71	20070.89	1.39	25	0.445	Vérifiée
Appui	0.053	9841.66	7083.85	1.39	25	0.445	Vérifiée

➤ Condition de non fragilité : BAEL91 (art A.4.2.1) :

$$A_{\min}(1) \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{FeE}$$

$$A_{\min}(1) \geq 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{cm}^2$$

$$A_{\min}(1) \geq \mathbf{1.57 \text{cm}^2}$$

➤ Pourcentage minimal : BAEL91 (art B.6.4) :

$$A_{\min}(2) \geq 0.001 \times b \times h$$

$$A_{\min}(2) \geq 0.001 \times 100 \times 15 = 1.5 \text{cm}^2$$

$$A_{\min}(2) \geq \mathbf{1.5 \text{cm}^2}$$

$$A_{\min}(\max) = \max(A_{\min}(1); A_{\min}(2))$$

$$\text{Donc : } A = \max(A_u; A_{\min}(\max))$$

Désignation	A_s (cm^2)	$A_{\min}(1)$ (cm^2)	$A_{\min}(2)$ (cm^2)	A_{\max} (cm^2)	A_{adp} (cm^2)
Travée	6.57	1.57	1.5	6.57	6HA12= 6.79
Appui	2.22	1.57	1.5	2.22	6HA8= 3.02

➤ Armatures de répartition :

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

Désignation	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_r(\text{cm}^2)$	$A_{\text{adp}}(\text{cm}^2)$
Travée	6.79	1.69	5HA8 =2.51
Appui	3.02	0.76	5HA8 =2.51

III.3.4.2 : Espacement entre les armatures : (BAEL 91 A.8.2.42)

a) Armatures longitudinales :

$$S_t \leq \min(3h; 33\text{cm}) = \min(45; 33) = \mathbf{33 \text{cm}}$$

$$\text{- Travée : } S_t = \frac{b}{4} = \frac{100}{4} = 25 \text{cm}$$

$$\text{-appui : } S_t = \frac{b}{4} = \frac{100}{4} = 25\text{cm}$$

b) Armatures de répartitions :

$$S_t \leq \min(4h; 45\text{cm}) = \min(60; 45) = 45\text{ cm}$$

$$\text{Travée : } S_t = \frac{b}{3} = \frac{100}{3} = 33.3\text{cm}$$

$$\text{-appui : } S_t = \frac{b}{3} = \frac{100}{3} = 33.3\text{cm}$$

III.3.5 : Vérification de l'effort tranchant:

$$T_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \rightarrow \tau_u = \frac{23454.97}{1000 \times 130} = 0.180\text{MPa}$$

Les armatures d'âme sont droites et les fissurations peu nuisibles, donc :

$$\bar{T}_u = \min\left(\frac{0.15f_{c28}}{1.15}; 5\text{MPa}\right) \rightarrow \bar{\tau}_u = 3.26\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.180\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.26\text{MPa} \dots \dots \dots \text{(CV)}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III .3.6 : Vérification de la flèche BAEL91 (art B.6.5, 1) :

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow M_t = 0.85M_0 \quad ; \frac{15}{445} = 0.034 \geq \frac{0.85}{10} = 0.085 \dots \dots \dots \text{(C. NV)}$$

$$2) \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{6.79}{100 \times 13} = 0.0052 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{(CV)}$$

$$3) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{15}{445} = 0.034 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{(C. NV)}$$

-Comme les conditions (1) et (3) ne sont pas vérifiées, donc il faut évaluer la flèche.

III .3.7: Evaluation des flèches BAEL(B. 6. 5. 2):

La part de la flèche totale Δf_t qui doit être comparée aux limites admissibles a pour

$$\text{valeur : } \Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} + f_{gi} < f_{adm}$$

Pour les éléments supports reposant sur 2 appuis et la portée L au plus égale à 5m

$$\text{BAEL 91(art B.6.5, 3) ; } f_{adm} = L/500$$

1) La pailleasse :

Position du centre de gravité de la section homogène :

$$y_G = \frac{b \cdot h \cdot \frac{h}{2} + \eta \cdot A \cdot d}{b \cdot h + \eta \cdot A} = \frac{100 \times 15 \times \frac{15}{2} + 15 \times 6.79 \times 13}{100 \times 15 + 15 \times 6.79} = 7.84\text{cm}$$

$$\text{Alors : } YG' = h - YG = 15 - 7.84 = 7.16\text{ cm}$$

$$\delta = d - YG = 13 - 7.84 = 5.16\text{ cm}$$

On prend la racine positive : **y = 7.84 cm**

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \cdot y^3}{12} + 15A(d - y)^2$$

$$I = \frac{100.7.84^3}{12} + 15 \times 6.79(13 - 7.84)^2$$

$$I = 6727.57 \text{ cm}^4$$

Calcul du moment d'inertie rendue homogène :

$$I_0 = \left[\frac{b.h^3}{12} + b.h \left(\frac{h}{2} - y_G \right)^2 \right] + \eta \cdot A(d - y_G)^2$$

$$I_0 = \left[\frac{100 \times 15^3}{12} + 100 \times 15 \left(\frac{15}{2} - 7.84 \right)^2 \right] + 15 \times 5.15(13 - 7.84)^2$$

$$I_0 = 31010.217 \text{ cm}^4$$

- **Déformations instantanées :**

$$P = \frac{A}{b.d} = \frac{6.79}{100 \times 13} \rightarrow \rho = 0.0052$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{c28}}{5\rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{5 \times 0.0052} = 4.04$$

- **Déformations de longue durée :**

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 1.62$$

III.3.8 : Calcul des moments fléchissant a E.L.S :

Charge avant mise du revêtement(J) :

$$J_{eq} = \frac{[G_{dalle \text{ pleine}} \times L_{palier}] + [(poide \text{ de la paillasse} + \text{poids de marche}) \times L_{paillasse}]}{L_{palier} + L_{paillasse}}$$

$$J_{eq} = \frac{[(3500 \times 1.05) + (3500 \times 1)] + [(4400 + 2130) \times 2.4]}{1.05 + 2.4 + 1} = 5134.16 \text{ N/ml}$$

Charge après mise du revêtement(g) :

$$g_{eq} = \frac{(G_{palier} \times L_{palier}) + (G_{paillasse} \times L_{paillasse})}{L_{paillasse} + L_{palier}}$$

$$g_{eq} = \frac{((5060 \times 1.05) + (5060 \times 1)) + (8730 \times 2.4)}{1.05 + 2.4 + 1} = 7039.33 \text{ N/ml}$$

Charge à l'ELS : $P = g_{eq} + Q \rightarrow P = 7039.33 + 2500 = 9539.33 \text{ N/ml}$

- **Les moments correspondants :**

$$M_j = \frac{J_{eq} \times L^2}{8} = \frac{5134.16 \times 4.45^2}{8} = 12708.65 \text{ N/ml}$$

$$M_g = \frac{g_{eq} \times L^2}{8} = \frac{7039.33 \times 4.45^2}{8} = 17424.54 \text{ N/ml}$$

$$M_p = \frac{p \times L^2}{8} = \frac{9539.33 \times 4.45^2}{8} = 23612.82 \text{ N/ml}$$

- **Calcul des contraintes de traction effective de l'armature :**

$$\sigma_g^s = \frac{(d - y_G)}{I} \times 15M_g = \frac{(13 - 7.84)}{6727.57} \times 15 \times 17424.54 = 200.47 \text{ MPa}$$

$$\sigma_j^s = \frac{(d - y_G)}{I} \times 15M_j = \frac{(13 - 7.84)}{6727.57} \times 15 \times 12708.65 = 146.21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_p^s = \frac{(d-y_G)}{I} \times 15M_p = \frac{(13-7.84)}{6727.57} \times 15 \times 23612.82 = \mathbf{271.66MPa}$$

- **Calcul du coefficient μ :**

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75f_{t28}}{4 \times \rho \times \rho_j + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0052 \times 146.21 + 2.1} = \mathbf{0.29}$$

$$M_g = 1 - \frac{1.75f_{t28}}{4 \times \rho \times \rho_g + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0052 \times 200.47 + 2.1} = \mathbf{0.41}$$

$$M_p = 1 - \frac{1.75f_{t28}}{4 \times \rho \times \rho_p + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0052 \times 271.66 + 2.1} = \mathbf{0.53}$$

- **Module de déformation longitudinale instantané :**

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = \mathbf{32164.2MPa}$$

- **Module de déformation longitudinale différée :**

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = \mathbf{10818.86MPa}$$

- **Calcul des inerties :**

$$I_j = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1.1 \times 31010.217}{1 + 4.04 \times 0.29} = \mathbf{15707.88 cm^4}$$

$$I_g = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 31010.217}{1 + 4.04 \times 0.41} = \mathbf{12841.15 cm^4}$$

$$I_p = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1.1 \times 31010.217}{1 + 4.04 \times 0.53} = \mathbf{10859.30 cm^4}$$

$$I_v = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 31010.217}{1 + 1.62 \times 0.41} = \mathbf{20490.07 cm^4}$$

- **Flèche correspondant :**

$$F_j = \frac{M_j \times L^2}{10 \times E_i \times I_j} = \frac{12708.65 \times (4.45)^2 \times 10^4}{10 \times 32164.2 \times 15707.88} = \mathbf{0.49mm}$$

$$F_g = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_i \times I_g} = \frac{17424.54 \times (4.45)^2 \times 10^4}{10 \times 32164.2 \times 12841.15} = \mathbf{0.84 mm}$$

$$F_p = \frac{M_p \times L^2}{10 \times E_i \times I_p} = \frac{23612.82 \times (4.45)^2 \times 10^4}{10 \times 32164.2 \times 10859.30} = \mathbf{1.33mm}$$

$$F_v = \frac{M_j \times L^2}{10 \times E_i \times I_v} = \frac{12708.65 \times (4.45)^2 \times 10^4}{10 \times 32164.2 \times 20490.07} = \mathbf{0.38 mm}$$

$$\Delta F_{tot} = (F_v - F_j) + (F_p - F_g) = \mathbf{0.38mm}$$

Selon BAEL 91 Chapitre 11

$$\Delta F_{tot} \leq F_{adm} = \frac{L}{500} \dots \dots \dots L < 5$$

$$F_{adm} = \frac{4450}{500} = \mathbf{8.9mm}$$

$$\Delta F_{tot} \leq F_{adm} \dots \dots \dots \mathbf{(CV)}$$

III.3.9 : Ferrailage de l'escalier :

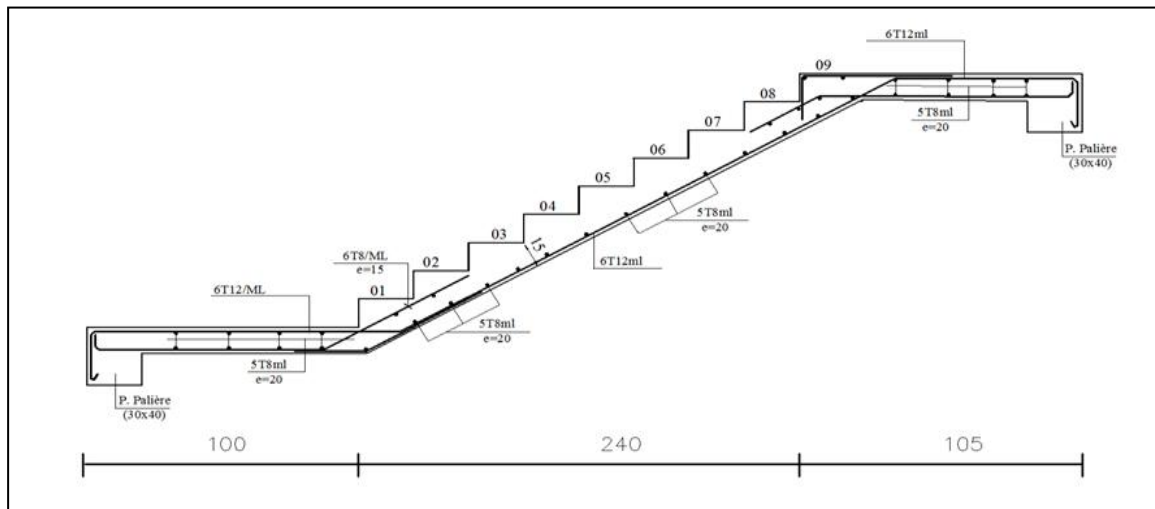


Figure III.5 : Schéma de ferrailage de l'escalier (RDC) Type 1.

Type 2 :

III.3.3 : Détermination des sollicitations :

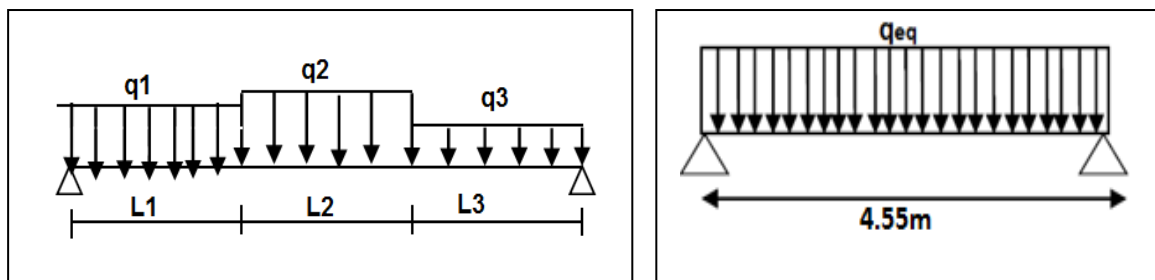


Figure III.6 Schéma des charges équivalentes (RDC).

La charge équivalente : $q_{eq} = \frac{q_1 L_1 + q_2 L_2 + q_3 L_3}{L_1 + L_2 + L_3}$

-Le moment isostatique : $M_0 = \frac{q_{eq} \cdot L^2}{8}$

-Moment en appuis : $M_a = 0.3M_0$

-Moment en travée : $M_t = 0.85M_0$

L'effort tranchant : $T_u = \frac{q_{eq} \cdot l}{2}$

• Tableau récapitulatif :

Désignation	$q_{eq} (N/m)$	$M_0 (N/m)$	$M_a = 0.3M_0$	$M_t = 0.85M_0$	$T_u (N)$
E.L.U	12541.02	32453.81	9736.14	27585.74	28530.82
E.L.S	9011.87	23321.03	6996.31	19822.88	—

III .3.4 : Calcul du ferrailage :

Le calcul de ferrailage se fera pour une bande de 1 m de largeur.

III .3.4.1 : Les armatures longitudinales :**c) E.L.U :**

$$f_e = 400 \text{ MPa} , \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa} , \quad \sigma_b = 14.2 \text{ MPa} , \quad \mu_l = 0.392$$

$$b = 100 \text{ cm} , \quad d = h - c = 15 - 2 = 13 \text{ cm} \quad (\text{c: l'enrobage}).$$

$$\mu < \mu_l \rightarrow A' = 0$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} \quad \beta = (1 - 0.4\alpha) , \quad \alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d}$$

Désignation	$M_u (N.m)$	μ	μ_l	Condition	A'	α	β	$A (cm^2)$
Travée	27585.74	0.115	0.392	$\mu < \mu_l$	0	0.154	0.938	6.50
Appui	9011.87	0.038	0.392	$\mu < \mu_l$	0	0.049	0.980	2.08

d) ELS

Il faut vérifier : $\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$; avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_{esr}}$

Désignation	α	$M_u (N.m)$	$M_{ser} (N.m)$	γ	$f_{c28} (MPa)$	$\bar{\alpha}$	Condition
Travée	0.154	27585.74	20070.89	1.37	25	0.435	Vérifiée
Appui	0.049	9011.87	7083.85	1.27	25	0.385	Vérifiée

➤ Condition de non fragilité : BAEL91 (art A.4.2.1) :

$$A_{\min}(1) \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{FeE}$$

$$A_{\min}(1) \geq 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min}(1) \geq \mathbf{1.57 \text{ cm}^2}$$

➤ Pourcentage minimal : BAEL91 (art B.6.4) :

$$A_{\min}(2) \geq 0.001 \times b \times h$$

$$A_{\min}(2) \geq 0.001 \times 100 \times 15 = 1.5 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min}(2) \geq \mathbf{1.5 \text{ cm}^2}$$

$$A_{\min}(\max) = \max(A_{\min}(1); A_{\min}(2))$$

$$\text{Donc : } A = \max(A_u; A_{\min}(\max))$$

Désignation	A_s (cm ²)	A_{min} (1) (cm ²)	A_{min} (2) (cm ²)	A_{max} (cm ²)	A_{adp} (cm ²)
Travée	6.50	1.57	1.5	6.50	6HA12=6.79
Appui	2.08	1.57	1.5	2.08	6HA8=3.02

➤ **Armatures de répartition :**

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

Désignation	A_s (cm ²)	A_r (cm ²)	A_{adp} (cm ²)
Travée	6.79	1.69	5HA8 =2.51
Appui	3.02	0.76	5HA8 =2.51

III.3.4.2 : Espacement entre les armatures : (BAEL 91 A.8.2.42)

b) Armatures longitudinales :

$$S_t \leq \min(3h; 33\text{cm}) = \min(45; 33) = \mathbf{33\text{cm}}$$

Travée : $S_t = \frac{b}{4} = \frac{100}{4} = 25\text{cm}$

Appui : $S_t = \frac{b}{4} = \frac{100}{4} = 25\text{cm}$

b) Armatures de répartitions :

$$S_t \leq \min(4h; 45\text{cm}) = \min(60; 45) = \mathbf{45\text{cm}}$$

Travée : $S_t = \frac{b}{3} = \frac{100}{3} = \mathbf{33.3\text{cm}}$

Appui : $S_t = \frac{b}{3} = \frac{100}{3} = \mathbf{33.3\text{cm}}$

III.3.5 : Vérification de l'effort tranchant:

$$T_u = \frac{T_u}{b.d} \rightarrow \tau_u = \frac{27044.47}{1000 \times 130} = \mathbf{0.208\text{MPa}}$$

Les armatures d'âme sont droites et les fissurations peu nuisibles, donc :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15f_{c28}}{1.15}; 5\text{MPa}\right) \rightarrow \bar{\tau}_u = \mathbf{3.26\text{MPa}}$$

$$\tau_u = 0.208\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.26\text{MPa} \dots \dots \dots \text{(CV)}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III .3.6 : Vérification de la flèche BAEL91 (art B.6.5, 1) :

1) $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow M_t = 0.85M_0 \quad ; \frac{15}{455} = 0.033 \geq \frac{0.85}{10} = 0.085 \dots \dots \text{(C. NV)}$

2) $\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{6.79}{100 \times 13} = 0.0052 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{(CV)}$

$$3) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{15}{455} = 0.033 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{(C. NV)}$$

Comme les conditions (1) et (3) ne sont pas vérifiées, donc il faut évaluer la flèche .

III .3.7: Evaluation des flèches BAEL(B. 6. 5. 2):

La part de la flèche totale Δ_{ft} qui doit être comparée aux limites admissibles a pour

$$\text{valeur : } \Delta_{ft} = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} + f_{gi} < f_{adm}$$

Pour les éléments supports reposant sur 2 appuis et la portée L au plus égale à 5m

$$\text{(BAEL 91(art B.6.5, 3) ; } f_{adm} = L/500$$

2) La paillasse :

- **Position du centre de gravité de la section homogène :**

$$Y_G = \frac{b \cdot h \cdot \frac{h}{2} + \eta \cdot A \cdot d}{b \cdot h + \eta \cdot A} = \frac{100 \times 15 \times \frac{15}{2} + 15 \times 6.79 \times 13}{100 \times 15 + 15 \times 6.79} = \mathbf{7.84 \text{ cm}}$$

$$\text{Alors : } Y_G' = h - Y_G = 15 - 7.84 = 7.16 \text{ cm}$$

$$\delta = d - Y_G = 13 - 7.84 = 5.16 \text{ cm}$$

$$\text{On prend la racine positive : } \mathbf{y = 7.82 \text{ cm}}$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b \cdot y^3}{12} + 15A(d - y)^2$$

$$I = \frac{100 \cdot 7.84^3}{12} + 15 \times 6.79(13 - 7.84)^2$$

$$I = \mathbf{6727.57 \text{ cm}^4}$$

- **Calcul du moment d'inertie rendue homogène :**

$$I_0 = \left[\frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \left(\frac{h}{2} - y_G \right)^2 \right] + \eta \cdot A(d - y_G)^2$$

$$I_0 = \left[\frac{100 \times 15^3}{12} + 100 \times 15 \left(\frac{15}{2} - 7.84 \right)^2 \right] + 15 \times 6.79(13 - 7.84)^2$$

$$I_0 = \mathbf{31010.217 \text{ cm}^4}$$

- **Déformations instantanées :**

$$P = \frac{A}{b \cdot d} = \frac{6.79}{100 \times 13} \rightarrow \mathbf{\rho = 0.0052}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{c28}}{5\rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{5 \times 0.0052} = \mathbf{4.04}$$

- **Déformations de longue durée :**

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = \mathbf{1.62}$$

III.3.8 : Calcul des moments fléchissant a E.L.S :

- **Charge avant mise du revêtement(J) :**

$$J_{eq} = \frac{[G_{dalle \text{ pleine}} \times L_{palier}] + [(poide \text{ de la paillasse} + \text{ poids de marche}) \times L_{paillasse}]}{L_{palier} + L_{paillasse}}$$

$$J_{eq} = \frac{[(3500 \times 1.38) + (3500 \times 1.37)] + [(4400 + 2130) \times 1.8]}{1.37 + 1.8 + 1.38} = 4698.68 \text{ N/ml}$$

Charge après mise du revêtement(g) :

$$g_{eq} = \frac{(G_{palier} \times L_{palier}) + (G_{paillasse} \times L_{paillasse})}{L_{paillasse} + L_{palier}}$$

$$g_{eq} = \frac{((5060 \times 1.38) + (5060 \times 1.37)) + (8730 \times 1.8)}{1.38 + 1.8 + 1.37} = 6511.87 \text{ N/ml}$$

Charge à l'ELS : $P = g_{eq} + Q \rightarrow P = 6027.91 + 2500 = 9011.87 \text{ N/ml}$

- **Les moments correspondants :**

$$M_j = \frac{J_{eq} \times L^2}{8} = \frac{4698.68 \times 4.55^2}{8} = 12159.30 \text{ N/ml}$$

$$M_g = \frac{g_{eq} \times L^2}{8} = \frac{6511.87 \times 4.55^2}{8} = 16851.49 \text{ N/ml}$$

$$M_p = \frac{p \times L^2}{8} = \frac{9011.87 \times 4.55^2}{8} = 23321.03 \text{ N/ml}$$

- **Calcul des contraintes de traction effective de l'armature :**

$$\sigma_g^s = \frac{(d-y_G)}{I} \times 15M_g = \frac{(13-7.84)}{6727.57} \times 15 \times 16851.49 = 193.87 \text{ MPa}$$

$$\sigma_j^s = \frac{(d-y_G)}{I} \times 15M_j = \frac{(13-7.84)}{6727.57} \times 15 \times 12159.30 = 139.89 \text{ MPa}$$

$$\sigma_p^s = \frac{(d-y_G)}{I} \times 15M_p = \frac{(13-7.84)}{6727.57} \times 15 \times 23321.03 = 268.31 \text{ MPa}$$

- **Calcul du coefficient μ :**

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75f_{t28}}{4 \times \rho \times \rho_j + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0052 \times 139.89 + 2.1} = 0.27$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75f_{t28}}{4 \times \rho \times \rho_g + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0052 \times 193.87 + 2.1} = 0.40$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75f_{t28}}{4 \times \rho \times \rho_p + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0052 \times 268.31 + 2.1} = 0.5$$

- **Module de déformation longitudinale instantané :**

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2 \text{ MPa}$$

- **Module de déformation longitudinale différée :**

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa}$$

- **Calcul des inerties :**

$$I_j = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1.1 \times 31010.27}{1 + 4.04 \times 0.27} = 16314.95 \text{ cm}^4$$

$$I_g = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 31010.27}{1 + 4.04 \times 0.40} = 13039.49 \text{ cm}^4$$

$$I_p = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1.1 \times 31010.217}{1 + 4.04 \times 0.52} = \mathbf{11000.79 cm^4}$$

$$I_v = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 31010.217}{1 + 1.62 \times 0.40} = \mathbf{20698.57 cm^4}$$

• **Flèche correspondant :**

$$F_j = \frac{M_j \times L^2}{10 \times E_i \times I_j} = \frac{12159.30 \times (4.55)^2 \times 10^4}{10 \times 32164.2 \times 16314.95} = \mathbf{0.48 mm}$$

$$F_g = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_i \times I_g} = \frac{16851.49 \times (4.55)^2 \times 10^4}{10 \times 32164.2 \times 13039.49} = \mathbf{0.83 mm}$$

$$F_p = \frac{M_p \times L^2}{10 \times E_i \times I_p} = \frac{23321.03 \times (4.55)^2 \times 10^4}{10 \times 32164.2 \times 11000.79} = \mathbf{1.36 mm}$$

$$F_v = \frac{M_j \times L^2}{10 \times E_i \times I_v} = \frac{12159.30 \times (4.55)^2 \times 10^4}{10 \times 32164.2 \times 20698.57} = \mathbf{0.38 mm}$$

$$\Delta F_{tot} = (F_v - F_j) + (F_p - F_g) = \mathbf{0.43 mm}$$

Selon BAEL 91 Chapitre 11

$$\Delta F_{tot} \leq F_{adm} = \frac{L}{500} \dots \dots \dots L < 5$$

$$F_{adm} = \frac{4550}{500} = \mathbf{9.1 mm}$$

$$\Delta F_{tot} \leq F_{adm} \dots \dots \dots \text{(CV)}$$

III.3.9 : Ferrailage de l'escalier :

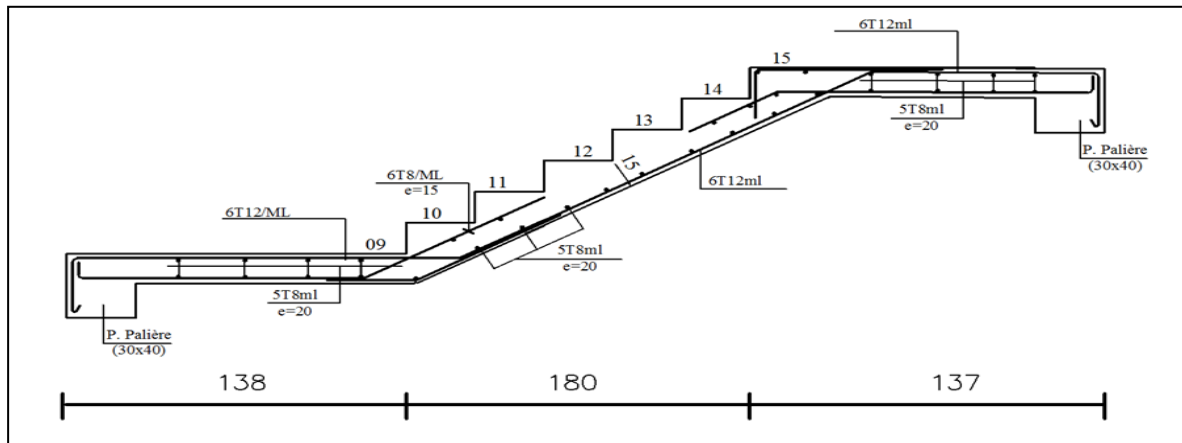


Figure III.7 : Schéma de ferrailage de l'escalier (RDC) Typ2.

➤ **Escalier étage courant :**

- **Combinaison des charges :**

-La volée

$$G = 8770 N/m^2$$

$$Q = 2500 N/m^2$$

- Le palier

$$G = 5060 \text{ N/m}^2$$

$$Q = 2500 \text{ N/m}^2$$

- **Combinaison d'actions :**

E.L.U :

$$P_u = (1.35G + 1.5Q) \times 1\text{m}$$

E.L.S :

$$P_s = (G + Q) \times 1\text{m}$$

Le chargement de la rampe pour une bande de 1m est donné par le tableau suivant :

Combinaison	La volée (N/ml)	Le palier (N/ml)
E.L.U (N/ml)	15598.5	10581
E.L.S(N/ml)	11270	7560

Tableau III.3 : Calcul des combinaisons (Etage).

III.3.3 : Détermination des sollicitations :

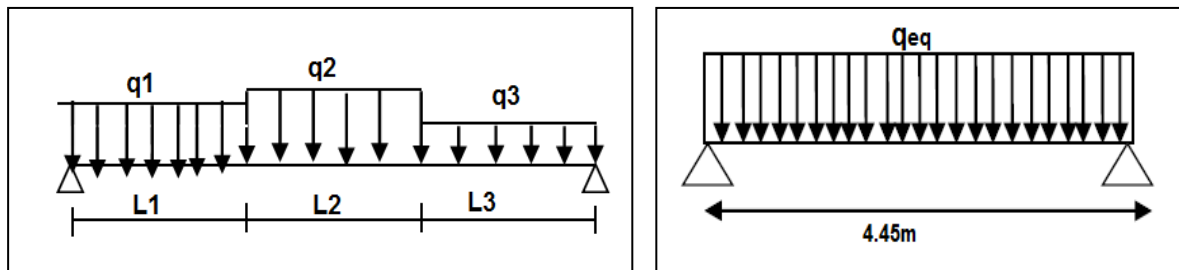


Figure III.8. Schéma des charges équivalentes (Etage)

La charge équivalente : $q_{eq} = \frac{q_1 L_1 + q_2 L_2 + q_3 L_3}{L_1 + L_2 + L_3}$

-Le moment isostatique : $M_0 = \frac{q_{eq} \cdot L^2}{8}$

-Moment en appuis : $M_a = 0.3M_0$

-Moment en travée : $M_t = 0.85M_0$

L'effort tranchant : $T_u = \frac{q_{eq} \cdot l}{2}$

- **Tableau récapitulatif :**

Désignation	$q_{eq} (N/m)$	$M_0 (N/m)$	$M_a = 0.3M_0$	$M_t = 0.85M_0$	$T_u (N)$
E.L.U	13287.07	32889.65	9866.90	27956.20	29563.73
E.L.S	9560.9	23666.22	7099.87	20116.29	—

III .3.4 : Calcul du ferrailage :

Le calcul de ferrailage se fera pour une bande de 1 m de largeur.

III .3.4.1 : Les armatures longitudinales :

e) **E.L.U :**

$$f_e = 400 \text{ MPa} , \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa} , \quad \sigma_b = 14.2 \text{ MPa} , \quad \mu_l = 0.392$$

$$b = 100 \text{ cm} , \quad d = h - c = 15 - 2 = 13 \text{ cm} \quad (\text{c: l'enrobage}).$$

$$\mu < \mu_l \rightarrow A' = 0$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} \quad \beta = (1 - 0.4\alpha) , \quad \alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d}$$

Désignation	$M_u(N.m)$	μ	μ_l	Condition	A'	α	β	$A(cm^2)$
Travée	27956.20	0.116	0.392	$\mu < \mu_l$	0	0.155	0.938	6.59
Appui	9866.90	0.041	0.392	$\mu < \mu_l$	0	0.053	0.979	2.23

f) **ELS**

Il faut vérifier : $\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$; avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_{esr}}$

Désignation	α	$M_u(N.m)$	$M_{ser}(N.m)$	γ	$f_{c28}(MPa)$	$\bar{\alpha}$	Condition
Travée	0.155	27956.20	20116.29	1.39	25	0.445	Vérifiée
Appui	0.053	9866.90	7099.87	1.39	25	0.445	Vérifiée

• **Condition de non fragilité : BAEL91 (art A.4.2.1) :**

$$A_{\min}(1) \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{FeE}$$

$$A_{\min}(1) \geq 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min}(1) \geq \mathbf{1.57 \text{ cm}^2}$$

• **Pourcentage minimal : BAEL91 (art B.6.4) :**

$$A_{\min}(2) \geq 0.001 \times b \times h$$

$$A_{\min}(2) \geq 0.001 \times 100 \times 15 = 1.5 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min}(2) \geq \mathbf{1.5 \text{ cm}^2}$$

$$A_{\min}(\text{max}) = \max(A_{\min}(1); A_{\min}(2))$$

$$\text{Donc : } A = \max(A_u; A_{\min}(\text{max}))$$

Désignation	A_s (cm^2)	$A_{\min}(1)$ (cm^2)	$A_{\min}(2)$ (cm^2)	A_{\max} (cm^2)	$A_{\text{adp}}(\text{cm}^2)$
Travée	6.59	1.57	1.5	6.59	6HA12 = 6.79
Appui	2.23	1.57	1.5	2.23	6HA8 = 3.02

- **Armatures de répartition :**

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

Désignation	A _s (cm ²)	A _r (cm ²)	A _{adp} (cm ²)
Travée	6.79	1.69	5HA8 =2.51
Appui	3.02	0.75	5HA8=2.51

III.3.4.2 : Espacement entre les armatures : (BAEL 91 A.8.2.42)

- c) **Armatures longitudinales :**

$$S_t \leq \min(3h; 33\text{cm}) = \min(45; 33) = \mathbf{33\text{cm}}$$

Travée : $S_t = \frac{b}{4} = \frac{100}{4} = 25\text{cm}$

Appui : $S_t = \frac{b}{4} = \frac{100}{4} = 25\text{cm}$

- b) **Armatures de répartitions :**

$$S_t \leq \min(4h; 45\text{cm}) = \min(60; 45) = \mathbf{45\text{cm}}$$

Travée : $S_t = \frac{b}{3} = \frac{100}{3} = \mathbf{33.3\text{cm}}$

Appui : $S_t = \frac{b}{3} = \frac{100}{3} = \mathbf{33.3\text{cm}}$

III.3.5 : Vérification de l'effort tranchant:

$$T_u = \frac{T_u}{b.d} \rightarrow \tau_u = \frac{29563.73}{1000 \times 130} = \mathbf{0.227\text{MPa}}$$

Les armatures d'âme sont droites et les fissurations peu nuisibles, donc :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15f_{c28}}{1.15}; 5\text{MPa}\right) \rightarrow \bar{\tau}_u = \mathbf{3.26\text{MPa}}$$

$$\tau_u = 0.227\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.26\text{MPa} \dots \dots \dots \text{(CV)}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III .3.6 : Vérification de la flèche BAEL91 (art B.6.5, 1) :

1): $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow M_t = 0.85M_0 \quad ; \frac{15}{445} = 0.034 \geq \frac{0.85}{10} = 0.085 \dots \dots \text{(C. NV)}$

2): $\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{6.79}{100 \times 13} = 0.0052 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{(CV)}$

3): $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{15}{455} = 0.033 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{(C. NV)}$

Comme les conditions (1) et (3) ne sont pas vérifiées, donc il faut évaluer la Flèche.

III .3.7: Evaluation des flèches BAEL(B. 6. 5. 2):

La part de la flèche totale Δ_{ft} qui doit être comparée aux limites admissibles a pour

$$\text{valeur : } \Delta_{ft} = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} + f_{gi} < f_{adm}$$

Pour les éléments supports reposant sur 2 appuis et la portée L au plus égale à 5m

$$\text{(BAEL 91(art B.6.5, 3) ; } f_{adm} = L/500$$

3) La paillasse :

- **Position du centre de gravité de la section homogène :**

$$Y_G = \frac{b \cdot h \cdot \frac{h}{2} + \eta \cdot A \cdot d}{b \cdot h + \eta \cdot A} = \frac{100 \times 15 \times \frac{15}{2} + 15 \times 6.79 \times 13}{100 \times 15 + 15 \times 6.79} = \mathbf{7.84 \text{ cm}}$$

$$\text{Alors : } YG' = h - YG = 15 - 7.84 = 7.16 \text{ cm}$$

$$\delta = d - YG = 13 - 7.84 = 5.16 \text{ cm}$$

On prend la racine positive : $y = \mathbf{7.82 \text{ cm}}$

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b \cdot y^3}{12} + 15A(d - y)^2$$

$$I = \frac{100 \cdot 7.84^3}{12} + 15 \times 6.79(13 - 7.84)^2$$

$$I = \mathbf{6727.57 \text{ cm}^4}$$

- **Calcul du moment d'inertie rendue homogène :**

$$I_0 = \left[\frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \left(\frac{h}{2} - y_G \right)^2 \right] + \eta \cdot A(d - y_G)^2$$

$$I_0 = \left[\frac{100 \times 15^3}{12} + 100 \times 15 \left(\frac{15}{2} - 7.84 \right)^2 \right] + 15 \times 6.79(13 - 7.84)^2$$

$$I_0 = \mathbf{31010.217 \text{ cm}^4}$$

- **Déformations instantanées :**

$$P = \frac{A}{b \cdot d} = \frac{6.79}{100 \times 13} \rightarrow \rho = \mathbf{0.0052}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{c28}}{5\rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{5 \times 0.0052} = \mathbf{4.04}$$

- **Déformations de longue durée :**

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = \mathbf{1.62}$$

III.3.8 : Calcul des moments fléchissant a E.L.S :

- **Charge avant mise du revêtement(J) :**

$$J_{eq} = \frac{[G_{dalle \text{ pleine}} \times L_{palier}] + [(poide \text{ de la paillasse} + \text{ poids de marche}) \times L_{paillasse}]}{L_{palier} + L_{paillasse}}$$

$$J_{eq} = \frac{[(3500 \times 1.05) + (3500 \times 1)] + [(4400 + 2130) \times 2.4]}{1.05 + 2.4 + 1} = \mathbf{5134.16 \text{ N/ml}}$$

- **Charge après mise du revêtement(g) :**

$$G_{eq} = \frac{(G_{palier} \times L_{palier}) + (G_{paillasse} \times L_{paillasse})}{L_{paillasse} + L_{palier}}$$

$$g_{eq} = \frac{((5060 \times 1.05) + (5060 \times 1)) + (8730 \times 2.4)}{1.05 + 2.4 + 1} = \mathbf{7039.33 \text{ N/ml}}$$

$$\text{Charge à l'ELS : } P = g_{eq} + Q \rightarrow P = 7039.33 + 2500 = \mathbf{9539.33 \text{ N/ml}}$$

- **Les moments correspondants :**

$$M_j = \frac{J_{eq} \times L^2}{8} = \frac{5134.16 \times 4.45^2}{8} = \mathbf{12708.65 \text{ N/ml}}$$

$$M_g = \frac{g_{eq} \times L^2}{8} = \frac{7039.33 \times 4.45^2}{8} = \mathbf{17424.54 \text{ N/ml}}$$

$$M_p = \frac{p \times L^2}{8} = \frac{9539.33 \times 4.45^2}{8} = \mathbf{23612.82 \text{ N/ml}}$$

- **Calcul des contraintes de traction effective de l'armature :**

$$\sigma_g^s = \frac{(d-y_G)}{I} \times 15M_g = \frac{(13-7.84)}{6727.57} \times 15 \times 17424.54 = \mathbf{200.47 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_j^s = \frac{(d-y_G)}{I} \times 15M_j = \frac{(13-7.84)}{6727.57} \times 15 \times 12708.65 = \mathbf{146.21 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_p^s = \frac{(d-y_G)}{I} \times 15M_p = \frac{(13-7.84)}{6727.57} \times 15 \times 23612.82 = \mathbf{271.66 \text{ MPa}}$$

- **Calcul du coefficient μ :**

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75f_{t28}}{4 \times \rho \times \rho_j + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0052 \times 146.21 + 2.1} = \mathbf{0.29}$$

$$M_g = 1 - \frac{1.75f_{t28}}{4 \times \rho \times \rho_g + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0052 \times 200.47 + 2.1} = \mathbf{0.41}$$

$$M_p = 1 - \frac{1.75f_{t28}}{4 \times \rho \times \rho_p + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0052 \times 271.66 + 2.1} = \mathbf{0.5}$$

- **Module de déformation longitudinale instantané :**

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = \mathbf{32164.2 \text{ MPa}}$$

- **Module de déformation longitudinale différée :**

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = \mathbf{10818.86 \text{ MPa}}$$

- **Calcul des inerties :**

$$I_j = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1.1 \times 31010.217}{1 + 4.04 \times 0.29} = \mathbf{15707.88 \text{ cm}^4}$$

$$I_g = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 31010.217}{1 + 4.04 \times 0.41} = \mathbf{12841.15 \text{ cm}^4}$$

$$I_p = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1.1 \times 31010.217}{1 + 4.04 \times 0.53} = \mathbf{10859.30 \text{ cm}^4}$$

$$I_v = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 31010.217}{1 + 1.62 \times 0.41} = \mathbf{20490.07 \text{ cm}^4}$$

• **Flèche correspondant :**

$$F_j = \frac{M_j \times L^2}{10 \times E_i \times I_j} = \frac{12708.65 \times (4.45)^2 \times 10^4}{10 \times 32164.2 \times 15707.88} = \mathbf{0.49mm}$$

$$F_g = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_i \times I_g} = \frac{17424.54 \times (4.45)^2 \times 10^4}{10 \times 32164.2 \times 12841.15} = \mathbf{0.84mm}$$

$$F_p = \frac{M_p \times L^2}{10 \times E_i \times I_p} = \frac{23612.82 \times (4.45)^2 \times 10^4}{10 \times 32164.2 \times 10859.30} = \mathbf{1.33mm}$$

$$F_v = \frac{M_j \times L^2}{10 \times E_i \times I_v} = \frac{12708.65 \times (4.45)^2 \times 10^4}{10 \times 32164.2 \times 20490.07} = \mathbf{0.38mm}$$

$$\Delta F_{tot} = (F_v - F_j) + (F_p - F_g) = \mathbf{0.38mm}$$

Selon BAEL 91 Chapitre 11

$$\Delta F_{tot} \leq F_{adm} = \frac{L}{500} \dots \dots \dots L < 5$$

$$F_{adm} = \frac{4450}{500} = \mathbf{8.9mm}$$

$$\Delta F_{tot} \leq F_{adm} \dots \dots \dots \text{(CV)}$$

III.3.9 : Ferrailage de l'escalier :

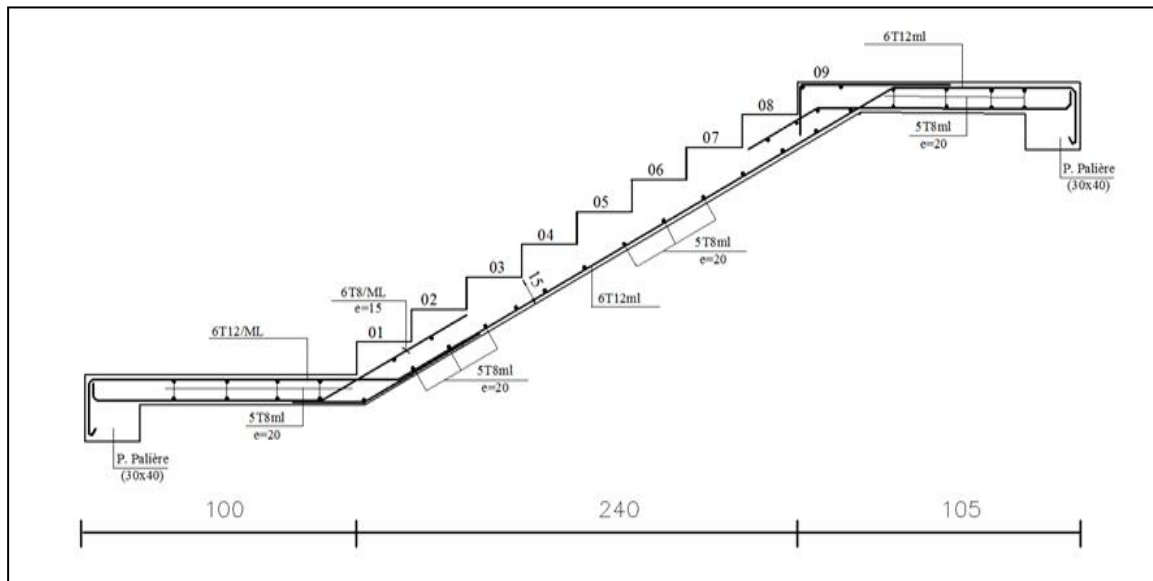


Figure III.9 : Schéma de ferrailage de (l'étage courant)

III.4 : POUTRE PALIERE :

La poutre palier : c'est une poutre partiellement encastrée à l'extrémité dans les poteaux et soumise à la flexion et à la torsion.

Ces sollicitations sont dues à son poids propre plus le poids du mur et à l'action du palier

III .4.1 : Dimensionnement :

Selon RPA 99, les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow b = 30 > 20 \dots\dots\dots \text{Condition vérifié.}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow h = 40 = 30 \dots\dots\dots \text{condition vérifié.}$$

$$h/b \leq 4 \rightarrow \frac{40}{30} = 1.33 \leq 4 \dots\dots\dots \text{condition vérifié.}$$

. Donc on fixe les dimensions de la poutre palier

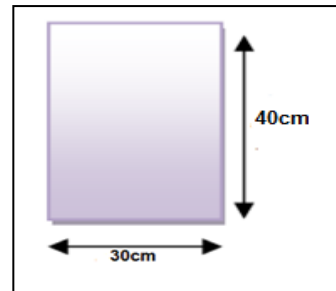


Figure III.10 : poutre palier (30×40) cm².

III.4.2 : Evaluations des charges :

$$\text{Poids propre de la poutre : } 0.40 \times 0.30 \times 25 = 3 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Poids du palier : } G = 5.06 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{- Poids de la paillasse : } G = 8.77 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{- Poids du mur : } 1.13 \times 2.76 = 3.12 \text{ KN/m}^2$$

On prend une largeur d'escalier qui est: $b = 1\text{m}$ donc les charges sont

$$Q_{du} = 5.06 \times 1 = 5.06 \text{ KN/ml}$$

$$q_{pu} = 8.77 \times 1 = 8.77 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Donc : } q_{eq} = \frac{(5.06 \times 1) + (5.06 \times 1.05) + (8.77 \times 2.4)}{3} + 3.12 + 3 = 16.59 \text{ KN/ml}$$

III.4.3 : Combinaison d'action :

$$\text{- À l'ELU : } pu = 1.35 \times 16.59 + 1.5 \times 2.5 = 26.15 \text{ KN/ml}$$

$$\text{- À l'ELS : } pser = 16.59 + 2.5 = 19.09 \text{ KN/ml}$$

III.4.4 : Ferrailage :

- ELU :

En travée :

$$M_T = \frac{p.l^2}{24} = \frac{26.15 \times (4.55)^2}{24} = 22.56 \text{ KN/m}$$

En appui :

$$M_a = \frac{p.l^2}{12} = \frac{26.15 \times (4.55)^2}{12} = 45.11 \text{ KN/m}$$

$$T_u = \frac{26.15 \times 4.55}{2} = 59.43 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

En travée :

$$- \text{L'enrobage : } c = 3\text{cm} \rightarrow d = h - c \rightarrow 40 - 3 = 37\text{cm}$$

$$\mu = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} ; A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} ; \alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - (2 \times \mu)} \right) ; \beta = 1 - (0.4\alpha)$$

- Les armatures longitudinales :

Elément	M_u	μ	μ_l	α	β	A_{cal}
Appui	45110	0.077	0.392	0.100	0.960	3.65
Travée	22560	0.039	0.392	0.050	0.980	1.79

- ELS :

En travée :

$$M_T = \frac{p \cdot l^2}{24} = \frac{19.09 \times (4.55)^2}{24} = \mathbf{16.47 \text{ KN/m}}$$

En appui :

$$M_a = \frac{p \cdot l^2}{12} = \frac{19.09 \times (4.55)^2}{12} = \mathbf{32.93 \text{ KN/m}}$$

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} ; \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Elément	M_u	M_s	γ	α	$\bar{\alpha}$	Condition
Appui	45110	32930	1.370	0.197	0.434	Cv
Travée	22560	16470	1.370	0.197	0.435	Cv

- Condition de non fragilité

$$A_{min} \geq 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{c28}}{400}$$

- Pourcentage minimale : RPA93 (art B.6.4)

$$A'_{min} \geq 0.001 \times b \times h$$

- Pourcentage minimal : RPA 99 (Art .7.5.2.1)

$$A_{min}^{RPA} \geq 0.5\% \times b \times h$$

Elément	$A_{cal} (cm^2)$	$A'_{min} (cm^2)$	$A_{min} (cm^2)$	A_{min}^{RPA}	$A_{adp} (cm^2)$	Barre
Travée	1.79	1.2	1.79	6	6.79	6HA12
Appuis	3.65	1.2	1.79	6	6.79	6HA12

III.4.6 : Vérification :

III .4.6.1 : vérification de l'effort tranchant : BAEL 91 (art A.5.1)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{59.43}{0.30 \times 0.37} = \mathbf{535.41 \text{ KN/m}^2} = \mathbf{0.535 \text{ MPa}}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right\} = 3.33MPa > \tau_u = 0.535MPa$$

Selon BAEL91 les armatures transversale ne sont pas nécessaires, et ils font disposer des cadres des armatures minimales :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \phi_l, \frac{b}{10} \right\}.$$

$$\phi_t \leq \min\{1.14, 1.2, 3\} \rightarrow \phi_t = 8mm$$

III .4.6.2 : Espacement des armatures transversales : RPA99

$$\text{Dons la zone nodale } S \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi_L \right) = \min(10; 14.4)$$

$$S = 10cm$$

- La zone nodale :

$$A_t = 0.003 \times 10 \times 40 = 1.2$$

- La zone courante

$$S \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} \rightarrow S \leq 20cm \quad ; \quad S = 20cm$$

$$A_t \geq 0.003 \times b \times h \rightarrow A_t \geq 0.003 \times 20 \times 30 = 1.8cm^2$$

III .4.6.3 : Vérification de la flèche :

D'après le BAEL 91 on doit vérifier les 3 conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} = \frac{40}{455} = 0.088 \geq 0.0625 \dots \dots \dots (CV)$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow 0.088 \geq 0.085 \dots \dots \dots (CV)$$

$$\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{2.4}{f_e} \rightarrow \frac{6}{30 \times 37} = 0.0054 \leq 0.0105 \dots \dots \dots (CV)$$

III.4.6.4 : Calcul de la poutre palière a la torsion :

Torsion de la poutre palier est provoquée par la flexion de l'escalier.

$$M_t = M_a (\text{Escalier})$$

$$T_u = \frac{M_{app} \cdot L}{2} = 22447.19 N.$$

T_u : le couple de torsion maximale

III.4.6.5. Vérification du béton :

$$\tau_{uv} = \frac{T_u}{2 \cdot \Omega \cdot b_0}$$

e : épaisseur de la paroi au point considérée.

Ω : L'air du contour tracé à mi- épaisseur de la paroi fictive.

$$b_0 = b_t = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5cm$$

$$\Omega = (h - b_t)(b - b_t) = 35 \times 25 = \mathbf{875cm^2}$$

$$\tau_{uv} = \frac{22447.19}{2 \times 5 \times 875} = \mathbf{2.57 MPa}$$

III.4.6.6. Résistance en torsion et flexion :

$$T_u^2 + \tau_{uv}^2 \leq (\tau_{ultim}^2) \text{ section pleine}$$

$$T_u^2 + \tau_{uv}^2 = (0.535)^2 + (2.57)^2 = \mathbf{6.891MPa}$$

$$(T_{ultim}^2) = (3.33)^2 = \mathbf{11.09MPa}$$

$$11.09MPa \geq 6.891MPa \rightarrow \mathbf{cv}$$

- **Armatures longitudinales :**

$$A_l = \frac{\mu \times T_u}{2 \times \Omega \times \sigma_s} \quad \text{Avec} \quad \mu : \text{périmètre } \Omega$$

$$\mu = 2[(b - b_0) + (h - b_0)]$$

$$\mu = 2[(30 - 5) + (40 - 5)] = \mathbf{120cm}$$

$$A_l = \frac{120 \times 22447.19}{2 \times 875 \times 348} = \mathbf{4.42cm^2}$$

- **Armatures transversales :**

$$A_t = \frac{T_u \times S_L}{2 \times \Omega \times \sigma_s} = \frac{22447.19 \times 20}{2 \times 875 \times 348} = \mathbf{0.737cm^2}$$

- **Section minimale des armatures :**

$$\frac{\sum A_l \cdot f_e}{b_0 \cdot \mu} \geq \mathbf{0.4MPa} \rightarrow \frac{4.42 \times 400}{5 \times 120} = \mathbf{2.95MPa} > \mathbf{0.4MPa}$$

$$\frac{\sum A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot s} \geq \mathbf{0.4MPa} \rightarrow \frac{0.737 \times 400}{5 \times 20} = \mathbf{2.948MPa} > \mathbf{0.4MPa}$$

III.4.6.7.les armatures :

- les armatures longitudinales :

Élément	A_f	A_t	$A_{adopter}$
Appui	6	4.42	6HA12
Travée	6	4.42	6HA12

- les armatures transversales : donc sont $A_t = 4\emptyset 6 = 1.13 \text{ cm}^2$

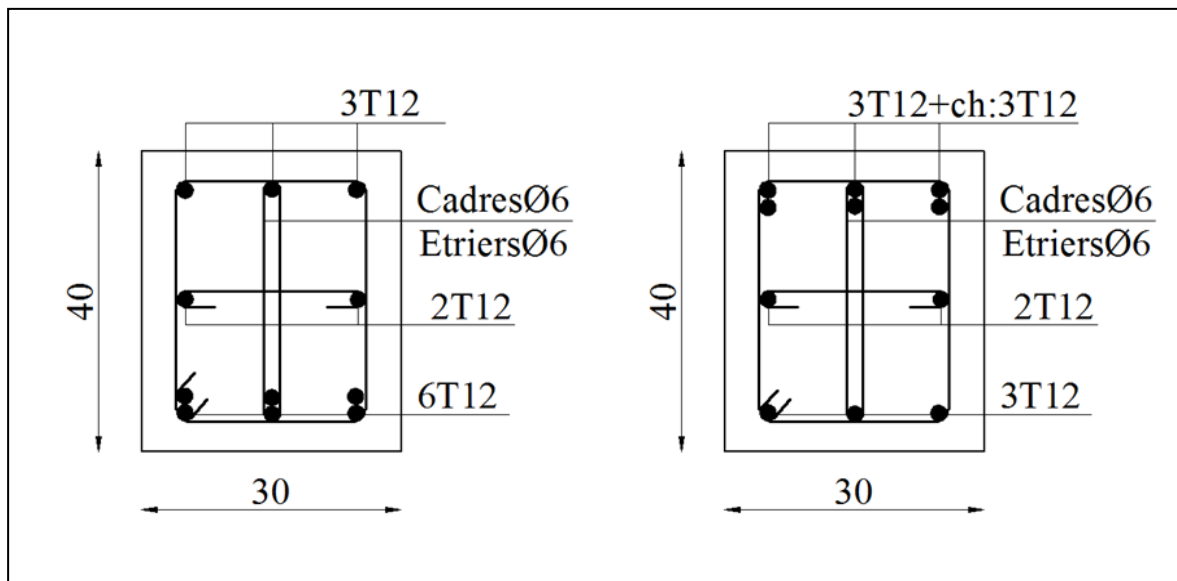


Figure III.11 : Dessin de ferrailage de poutre palier (appuis et travée).

II.5: BALCON :

Pour mon projet il y a 1 type des balcons. On généralement le calcul se fait comme une dalle Plaine sur une bande de 1 m largeur d'une section rectangulaire travaillant à la flexion simple.

III.5.1. Étage courant :

Charge permanente: $G=4560 \text{ N/m}^2$

Surcharge d'exploitation: $Q = 3500 \text{ N/m}^2$

Murs extérieurs : $G=1932 \text{ N/m}^2$

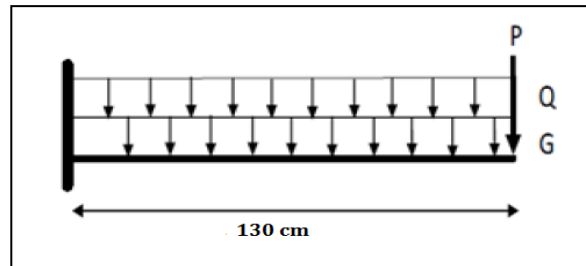


Figure III.12 Schéma statique des charges de balcon.

III.5.2. Calcul des sollicitations :

$$P = \gamma_{\text{mur}} \times b \times h$$

$$P = 1932 \times 1 \times 1.2 = \mathbf{2318.4 \text{ N}}$$

$$M_g = \frac{g \times l^2}{2} = \frac{4560 \times 1.30^2}{2} = \mathbf{3853.2 \text{ N.m}}$$

$$M_q = \frac{g \times l^2}{2} = \frac{3500 \times 1.30^2}{2} = \mathbf{2957.5 \text{ N.m}}$$

$$M_p = P \times l = 2318.4 \times 1.30 = \mathbf{3013.92 \text{ N.m}}$$

$$T_g = g \times l = 4560 \times 1.30 = \mathbf{5928 \text{ N.m}}$$

$$T_q = q \times l = 3500 \times 1.30 = \mathbf{4550 \text{ N.m}}$$

$$T_p = p = \mathbf{2318.4 \text{ N.m}}$$

$M_g(N.m)$	$M_q(N.m)$	$M_p(N.m)$	$T_g(N.m)$	$T_q(N.m)$	$T_p(N.m)$
3853.2	2957.5	3013.92	5928	4550	2318.4

III.5.2. Les combinaisons des actions :

- E.L.U :**

$$M_u = 1.35(M_g + M_p) + 1.5M_q$$

$$T_u = 1.35(T_g + T_p) + 1.5T_q$$

- **E.L.S :**

$$M_{ser} = M_g + M_p + 1.5M_q$$

		Etage courant
E.L.U	$M_u (N.m)$	13706.86
	$T_u (N)$	11132.64
E.L.S	$M_{ser} (N.m)$	11303.37

III.5.3. Calcul du ferrailage :

III.5.3.1. Armatures longitudinales :

- **E.L.U :**

$$\mu = \frac{M_u}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{13706.86}{14.2 \times 100 \times 10^2} = \mathbf{0.097} < \mu_1 = \mathbf{0.392}.$$

La section est simplement armée.

$$\mu = \mathbf{0.097} \rightarrow \alpha = \mathbf{0.128} \rightarrow \beta = \mathbf{0.948}$$

- **E.L.S :**

-la fissuration est peut nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s

- section rectangulaire + flexion simple + acier type FeE400, donc la vérification de σ_b est

inutile, si la condition suivante est remplie.

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \bar{\sigma}_s} = \frac{13706.86}{0.948 \times 10 \times 348} = \mathbf{4.15cm^2} \rightarrow \mathbf{A = 4.15cm^2}$$

$$\alpha < \bar{\alpha} = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \gamma = \frac{M_u}{M_s}, f_{c28} = 25MPa$$

$M_u(N.m)$	$M_s(N.m)$	γ	α	$\bar{\alpha}$	Condition
13706.86	11303.37	1.213	0.128	0.357	CV

- **Pourcentage minimal : BAEL91(art B. 6. 4)**

$$A'_{min} \geq 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 100 \times 12 = \mathbf{1.2cm^2}$$

- **Condition de non fragilité : BAEL91(art A. 4. 2)**

$$A_{\min} \geq 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 100 \times 10 \times \frac{2.1}{400} = \mathbf{1.21\text{cm}^2}.$$

Tableau récapitulative : $A = \max(A_u; A_{\min}; A'_{\min})$

$A_u(\text{cm}^2)$	$A_{\min}(\text{cm}^2)$	$A'_{\min}(\text{cm}^2)$	$A(\text{cm}^2)$	$A_{adp}(\text{cm}^2)$
4.15	1.21	1.2	4.15	6HA10 = 4.71

III.5.3.2 : Vérification de l'effort tranchant : BAEL91(art A. 5. 1)

$$T_u = \mathbf{11132.64\text{N}}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{11132.64}{1000 \times 100} = \mathbf{0.111\text{MPa}}$$

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

$$\tau_u = \mathbf{0.111\text{MPa}} < \bar{\tau}_u = \mathbf{3.25\text{MPa}} \rightarrow \text{(CV)}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaire

III.5.3.3. Les Armatures De Répartition :

- **Etage courant :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4.15}{4} = \mathbf{1.04\text{cm}^2}$$

$$\text{Soit : } A_r = 5\emptyset 8 = \mathbf{2.51\text{cm}^2}$$

III.5.3.4.Espacement Entre les armatures :

- a) armature longitudinal :**

$$\text{Etage courante : } S_L = \frac{100}{6} = \mathbf{16\text{cm}}$$

$$S_t = \frac{100}{6} = \mathbf{16\text{cm}} \leq \min(3h ; 33\text{ cm}) = \mathbf{33\text{cm}}.$$

- b) armature de répartition :**

$$S_r \leq \min(4h ; 45\text{ cm}) = \mathbf{45\text{cm}}.$$

$$S_L = \frac{100}{4} = \mathbf{20\text{cm}}$$

III.5.4 .Vérification de la flèche : BAEL91(art B. 6. 5. 1)

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{F_e} \rightarrow \frac{4.15}{10 \times 100} = \mathbf{0.0042} < \frac{4.2}{400} = \mathbf{0.0105} \dots \dots \dots \text{(CV)}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{10}{130} \geq \frac{1}{16} = \mathbf{0.092} > \mathbf{0.0625} \dots \dots \dots \text{(CV)}$$

Alors les deux conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'impose pas.

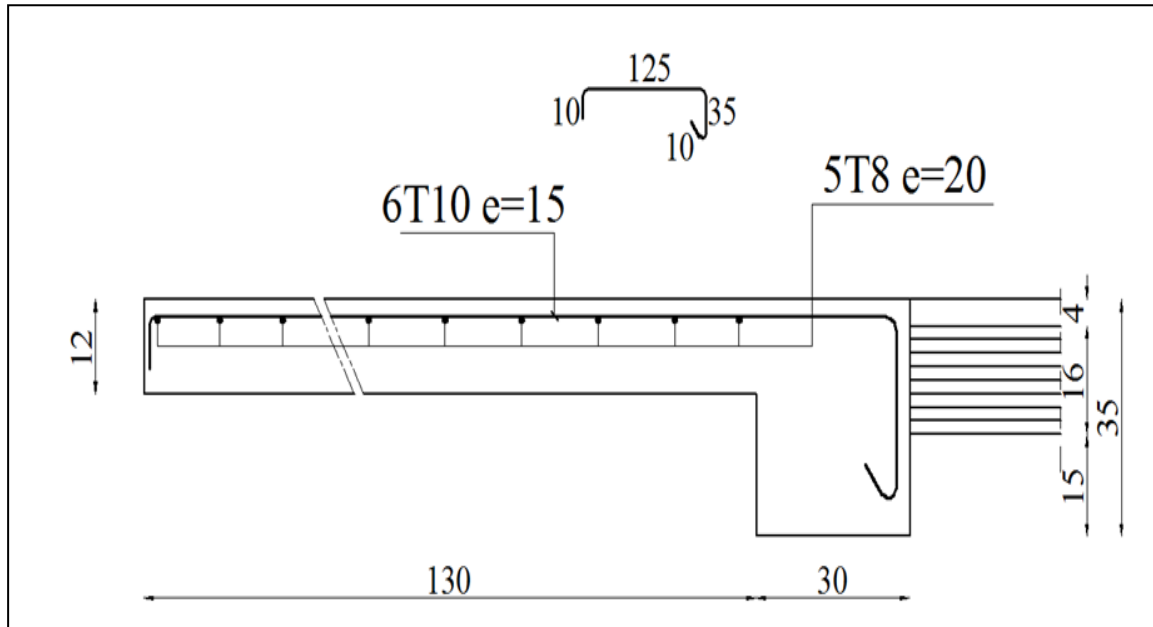


Figure III.13 : plan de ferrailage du balcon(Étage courant) .

III. 5.4.1. Niveau terrasse :

Charge permanente: $G=5380 \text{ N/m}^2$

Surcharge d'exploitation: $Q = 1000 \text{ N/m}^2$

Charge de l'acrotère : $P = 1845 \text{ N/ml}$

III.5.4.2. Calcul des sollicitations :

$$M_u = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) \times L^2 / 2 + 1.35 \times P \times L$$

$$M_u = (1.35 \times 5380 + 1.5 \times 1000) \times 1.30^2 / 2 + 1.35 \times 1845 \times 1.30$$

$$\mathbf{M_u = 10642.71 \text{ N.m}}$$

$$M_{ser} = (G + Q) \times \frac{L^2}{2} + P \times L$$

$$M_{ser} = (5380 + 1000) \times \frac{1.30^2}{2} + 1845 \times 1.30 = \mathbf{7237.4 \text{ N.m}}$$

$$T_u = (1.35G + 1.5Q) \times L + 1.35 \times P$$

$$T_u = (1.35 \times 5380 + 1.5 \times 1000) \times 1.30 + 1.35 \times 1845 = \mathbf{13882.65N}$$

		Niveau terrasse
E.L.U	$M_u (N.m)$	10642.71
	$T_u (N)$	13882.65
E.L.S	$M_{ser} (N.m)$	7237.4

III.5.4.3 : Calcul du ferrailage à l'E.L.U :

E.L.U :

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{10642.71}{14.2 \times 100 \times 10^2} = \mathbf{0.075} < \mu_1 = \mathbf{0.392}.$$

La section est simplement armée.

$$\mu = \mathbf{0.075} \rightarrow \alpha = \mathbf{0.0975} \rightarrow \beta = \mathbf{0.961}$$

- **E.L.S :**

la fissuration est peut nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s

section rectangulaire + flexion simple + acier type FeE400, donc la vérification de σ_b est inutile, si la condition suivante est remplie.

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{10642.71}{0.961 \times 10 \times 348} = \mathbf{3.18cm^2} \rightarrow \mathbf{A} = \mathbf{3.18cm^2}$$

$$\alpha < \bar{\alpha} = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \gamma = \frac{M_u}{M_s}, f_{c28} = 25\text{MPa}$$

$M_u (N.m)$	$M_s (N.m)$	γ	α	$\bar{\alpha}$	Condition
10642.71	7237.4	1.471	0.075	0.486	CV

- **Pourcentage minimal : BAEL91(art B. 6. 4)**

$$A'_{min} \geq 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 100 \times 12 = \mathbf{1.2cm^2}$$

- **Condition de non fragilité : BAEL91(art A. 4. 2)**

$$A_{\min} \geq 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 100 \times 10 \times \frac{2.1}{400} = \mathbf{1.21\text{cm}^2}.$$

- **Tableau récapitulative : $A = \max(A_u; A_{\min}; A'_{\min})$**

$A_u(\text{cm}^2)$	$A_{\min}(\text{cm}^2)$	$A'_{\min}(\text{cm}^2)$	$A(\text{cm}^2)$	$A_{\text{adp}}(\text{cm}^2)$
3.18	1.21	1.2	3.18	5HA10= 3.93

III.5.4.4 : Vérification de l'effort tranchant : BAEL91(art A. 5. 1)

$$T_u = \mathbf{13882.65\text{N}}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{13882.65}{1000 \times 100} = \mathbf{0.139\text{MPa}}$$

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

$$\tau_u = \mathbf{0.139\text{MPa}} < \bar{\tau}_u = \mathbf{3.25\text{MPa}} \rightarrow \text{(CV)}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

III.5.4.5. Les Armatures De Répartition :

- **Etage courant :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3.93}{4} = \mathbf{0.85\text{cm}^2}$$

$$\text{Soit : } A_r = 4\emptyset 8 = \mathbf{2.01\text{cm}^2}$$

III.5.4.6. Espacement Entre les armatures :

- a) **armature longitudinal :**

$$\text{Etage courante : } S_l = \frac{100}{4} = \mathbf{25\text{cm}}$$

- b) **armature transversale :**

$$S_l \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = \mathbf{33\text{cm}}.$$

$$S_L = \frac{100}{4} = \mathbf{25 \text{ cm}}$$

$$\text{Soit : } S_L = \mathbf{25 \text{ cm}}$$

III.5.4.7. Vérification de la flèche : BAEL91(art B. 6. 5. 1)

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{F_e} \rightarrow \frac{3.18}{10 \times 100} = \mathbf{0.0032} < \frac{4.2}{400} = \mathbf{0.0105} \dots \dots \dots \text{(CV)}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{10}{130} \geq \frac{1}{16} = \mathbf{0.092} > \mathbf{0.0625} \dots \dots \dots \text{(CV)}$$

Alors les deux conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'impose pas.

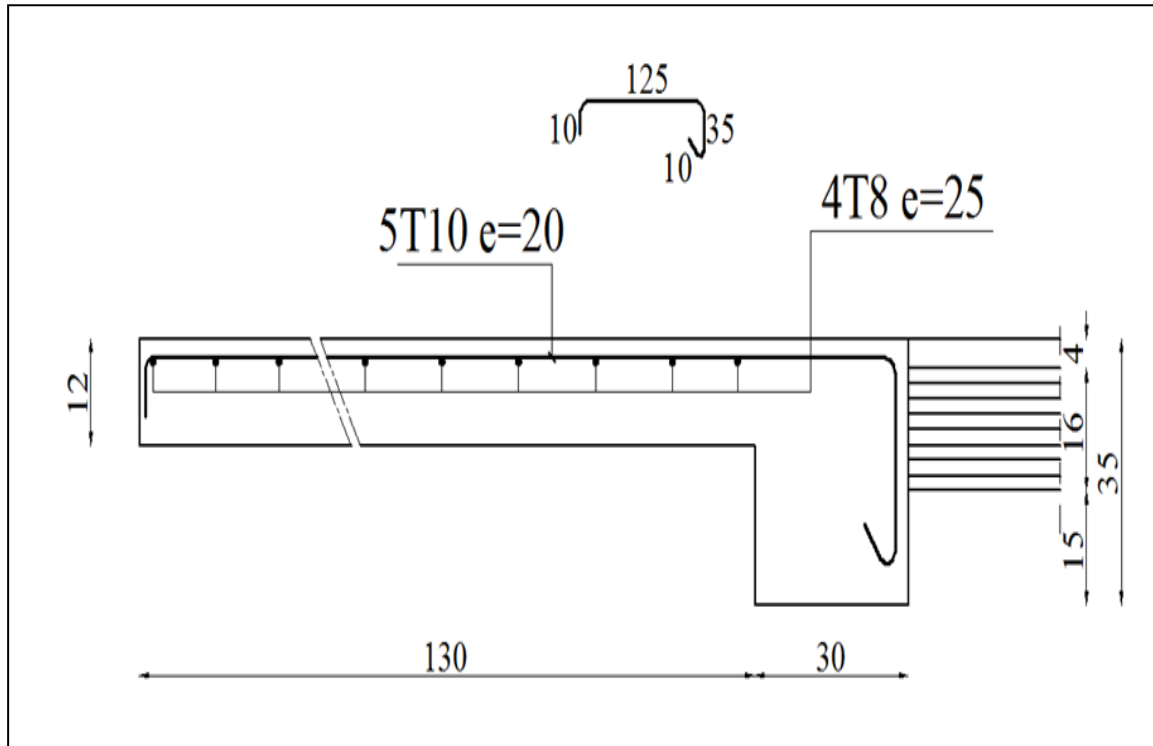


Figure III.14 : plan de ferrailage du balcon(Niveau terrasse) .

III.6 : ETUDES DES PLANCHERS :

III.6.1.Introduction :

Les planchers sont des éléments plans horizontaux qui ont pour rôle :

- Isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique.
- Répartir les charges horizontales dans les contreventements.
- Assurer la compatibilité des déplacements horizontaux.

III.6.2.Plancher en corps creux :

Ce type de planchers est constitué d'éléments porteurs (poutrelles) et d'éléments de remplissage (corps creux) de dimension $(20 \times 20 \times 65) \text{ cm}^3$ avec une dalle de compression de 4cm d'épaisseur.

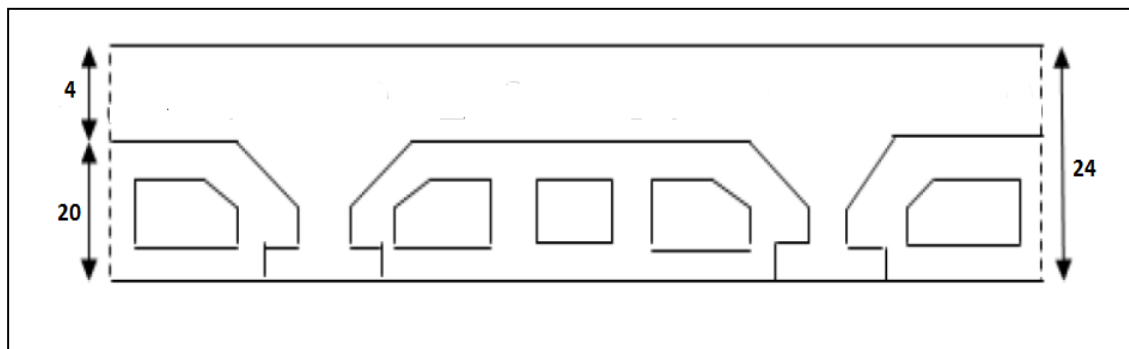


Figure III.15. Coupe du plancher en corps creux.

Justification du choix des planchers à corps creux :

- Absence des charges concentrées importantes sur les planchers.
- Plus léger que la dalle pleine.
- Exécution simple.
- Bonne isolation thermique et phonique que la dalle pleine.

III.6.3.ferraillage des poutrelles :

Les poutrelles à étudier sont assimilées à des poutres continues sur plusieurs appuis, leur calcul s'effectue selon l'une des méthodes suivantes :

1 : $Q \leq \text{Max} \{2G ; 5 \text{KN/m}^2\} \dots \dots \dots (\text{cv})$

2 : Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différentes

travées en continuité.....(cv)

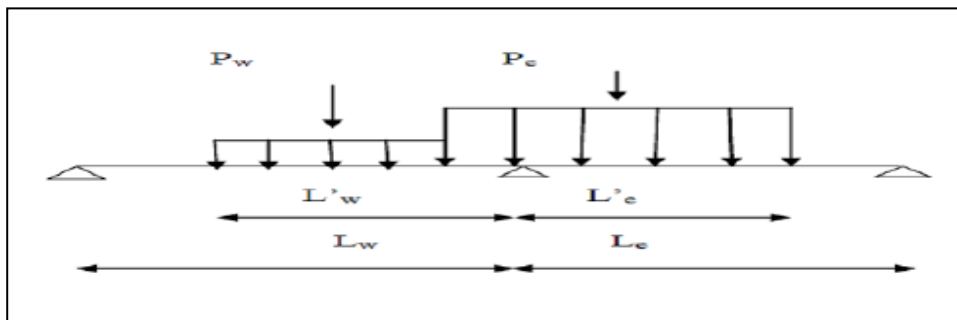
3 : Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.....(c. nv)

4 : Fissuration non préjudiciable.....(c. nv)

III.6.3.1. Méthode de Caquot :

Cette méthode est appliquée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée.

Cette méthode est basée sur la méthode des poutres continues.



a. Exposé de la méthode :

- **Moment sur appuis :**

$M_a = 0.2M_0$Appuis de rives

$M_a = \frac{q_w l_w^3 + q_e l_e^3}{8.5(l_w + l_e)}$ Appuis intermédiaire

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

- **Moment en travée :**

$M_t(x) = -\frac{qx^2}{2} + \left(\frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{l}\right)x + M_w$

M_0 : La valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

$(M_e; M_w)$: Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.

q_w : Charge répartie à gauche de l'appui considéré.

q_e : Charge répartie à droite de l'appui considéré.

On calcul, de chaque côté de l'appui, les longueurs de travées fictives « l'_w » à gauche et « l'_e » à droite, avec :

$l'=l$pour une travée de rive

$l'=0,80$pour une travée intermédiaire

Où « l » représente la portée de la travée libre.

- **Effort tranchant :**

$$T_w = \frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l}$$

$$T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l}$$

Avec :

T_w : Effort tranchant à gauche de l'appui considéré.

T_e : Effort tranchant à droite de l'appui considéré.

III.6.3.2. Evaluation des charges appliquées à chaque nervure :

- **charge permanent :**

$$G_{terrasse} = 6.38 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{etage} = 5.25 \text{ KN/m}^2$$

- **surcharge d'exploitation :**

$$Q_{terrasse} = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{etagee} = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

- plancher terrasse:**

$$G = G \cdot 0.65 = 6.38 \times 0.65 = 4.15 \text{ N/ml}$$

$$q = Q \cdot 0.65 = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ N/ml}$$

- Plancher étage courant :**

$$g = G \cdot 0.65 = 5.25 \times 0.65 = 3.41 \text{ N/ml}$$

$$q = Q \cdot 0.65 = 1.5 \times 0.65 = 0.98 \text{ N/ml}$$

III.6.3.3. Les combinaisons d'action :

$$\text{E.L.U} : P_u = 1.35g + 1.5q$$

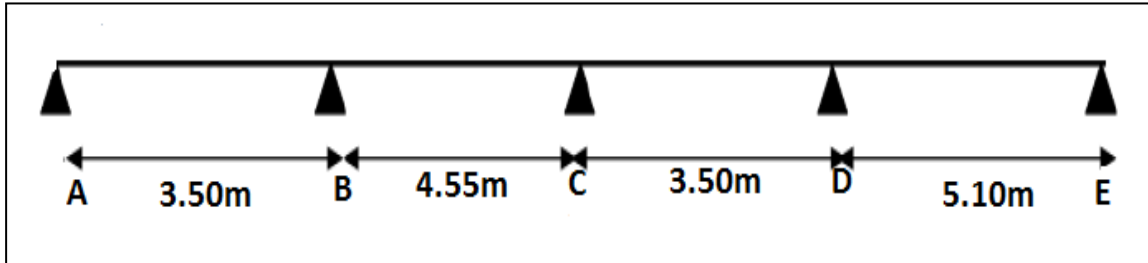
$$\text{E.L.S} : P_s = g + q$$

Désignation	terrasse (N/ml)	Etage courant (N/ml)
E.L.U	6.58	6.07
E.L.S	4.8	4.39

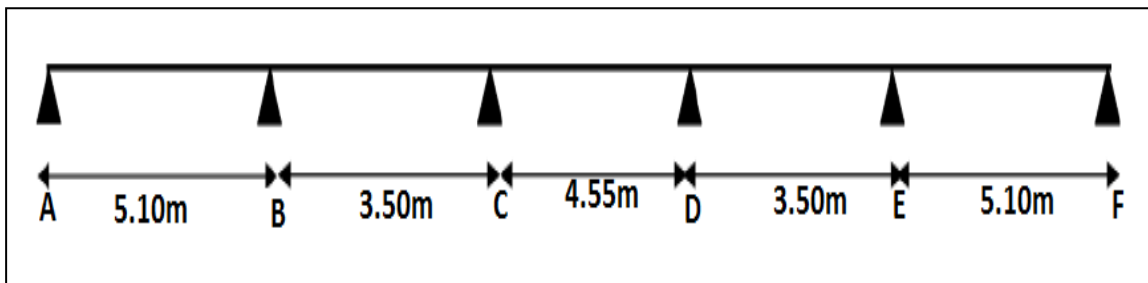
III.6.3.4 type des poutrelles :

Dans notre construction, il y a deux types de poutrelle qu'on doit étudier chacune séparément.

✓ **Type 1 (terrasse + EC):**



✓ **Type 2 (terrasse + EC):**



III.6.4 : Détermination des sollicitations :

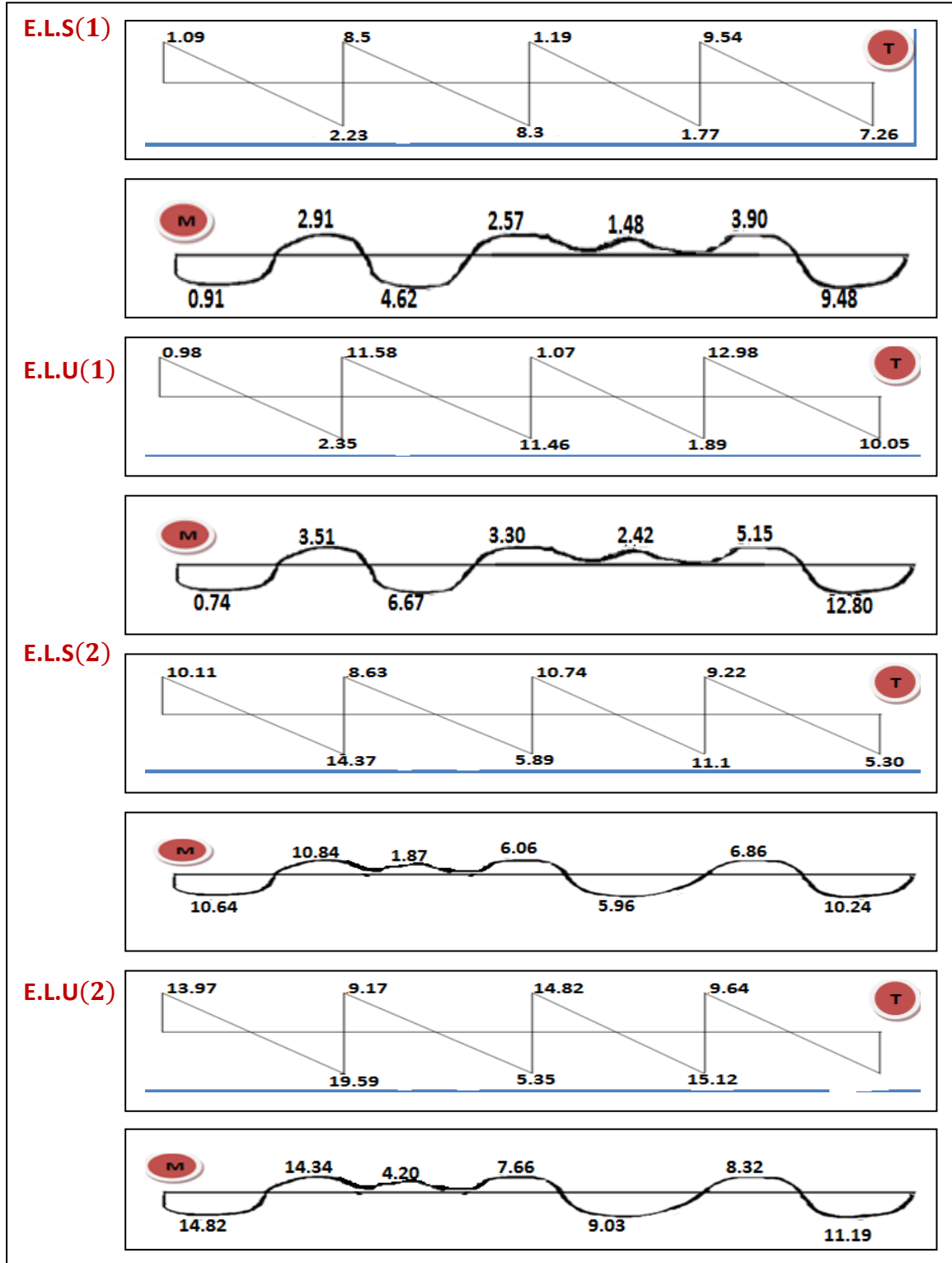
III.6.4.1: Plancher terrasse :

Type 01 :

Appuis	0	1	2	3	4
		1	2	3	4
E.L.S(1)					
l'_w/l'_e (KN/ml)	5.10	3.50	4.55	3.50	
P'_w/P'_e (KN/m)	0.65	4.8	0.65	4.8	
M_A (KN/m)	0	-2.91	-2.57	-3.90	0
T_x (KN)	1.09	8.5	1.19	9.54	
		-2.23	-8.3	-1.77	-7.26
M_t (KN/m)	0.91	4.62	-1.48	9.48	

E.L.U(1)				
P'_w/P'_e (KN/m)	0.65	6.58	0.65	6.58
M_A (KN/m)	0	-3.51	-3.30	-5.15
T_X (KN)	0.98	11.58	1.07	12.98
	-2.35	-11.46	-1.89	-10.05
M_t (KN/m)	0.74	6.67	-2.42	12.80
E.L.S(2)				
P'_w/P'_e (KN/m)	4.8	4.15	4.8	4.15
M_A (KN/m)	0	-10.84	-6.06	-6.86
T_X (KN)	10.11	8.63	10.74	9.22
	-14.37	-5.89	-11.1	-5.30
M_t (KN/m)	10.64	-1.87	5.96	10.24
E.L.U(2)				
P'_w/P'_e (KN/m)	6.58	4.15	6.58	4.15
M_A (KN/m)	0	-14.34	-7.66	-8.32
T_X (KN)	13.97	9.17	14.82	9.64
	-19.59	-5.35	-15.12	-4.88
M_t (KN/m)	14.82	-4.20	9.03	11.19
E.L.S(3)				
P'_w/P'_e (KN/m)	4.8	4.8	4.8	4.8
M_A (KN/m)	0	-11.06	-6.33	-6.33
T_X (KN)	10.07	9.75	10.92	6.38
	-14.41	-7.05	-10.92	-9.97
M_t (KN/m)	10.56	-1.16	6.09	4.20
E.L.U(3)				

P'_w/P'_e (KN/m)	6.58	6.58	6.58	6.58	
M_A (KN/m)	0	-15.16	-8.67	-10.03	0
T_x (KN)	14.11	13.37	14.68	14.38	
	-19.75	-9.67	-15.26	-8.67	
M_t (KN/m)	15.13	-1.57	7.71	15.71	



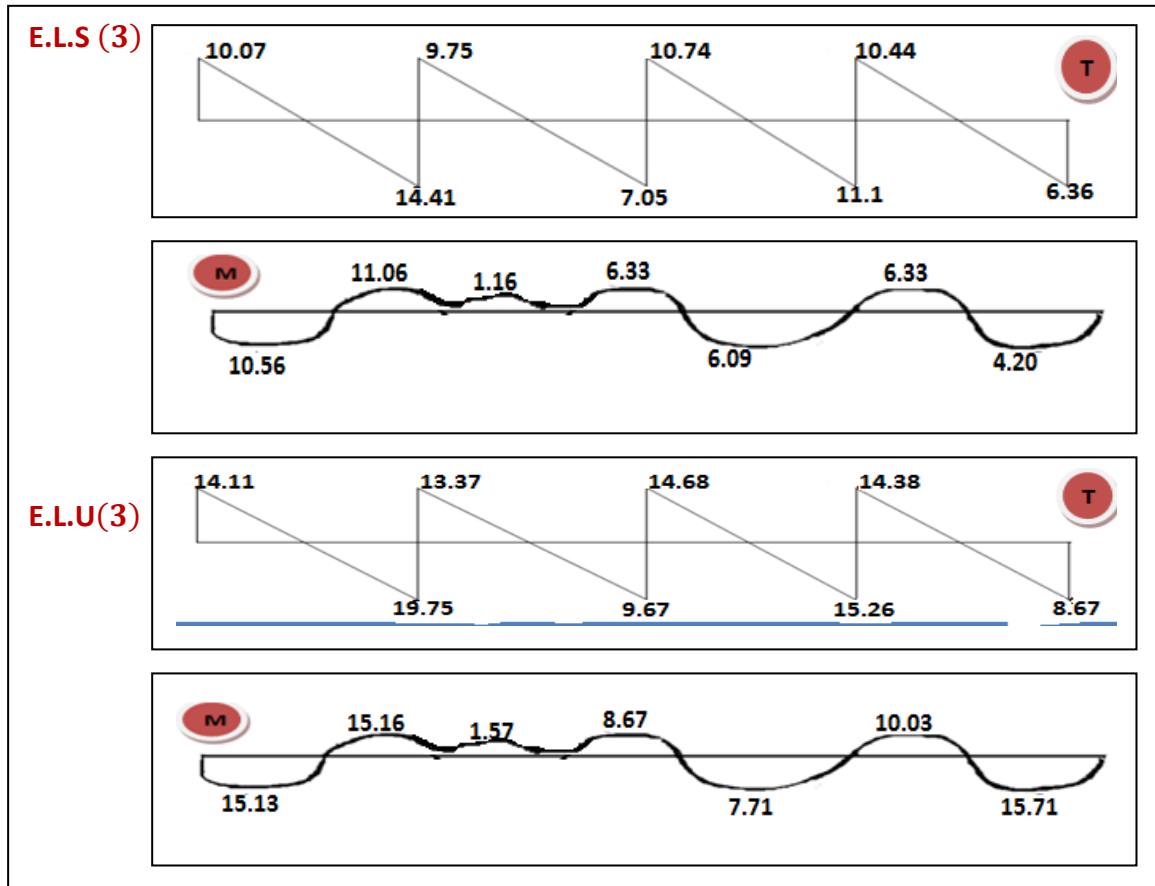


Figure III.16: Diagramme des moments et des efforts tranchants type01
(Plancher terrasse)

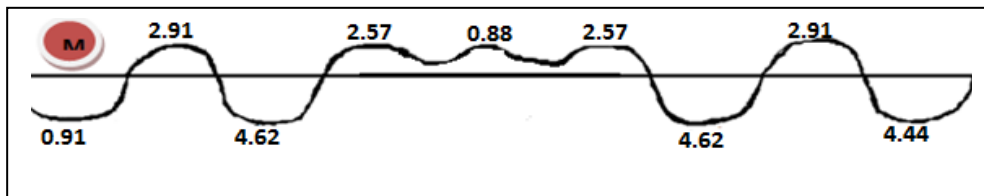
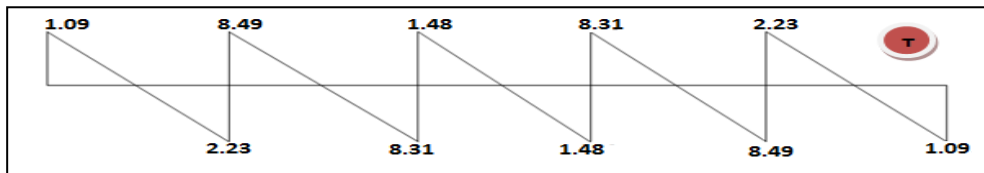
Tyep2 :

Appuis	0	1	2	3	4	5
		1	2	3	4	5
E.L.S(1)						
l'_w/l'_e (KN/m)	5.10	3.50	4.55	3.50	5.10	
P'_w/P'_e (KN)	0.65	4.8	0.65	4.8	0.65	
M_A (KN/m)	0	-2.91	-2.57	-2.57	-2.91	0
T_x (KN)	1.09	8.5	1.48	8.31	2.23	
	-2.23	-8.3	-1.48	-8.49	-1.09	
M_t (KN/m)	0.91	4.62	-0.88	4.62	4.44	

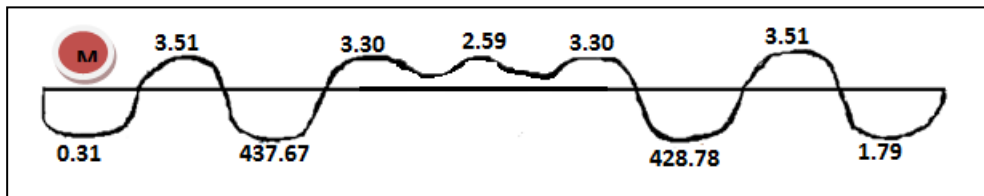
E.L.U(1)						
P'_w/P'_e (KN)	0.65	6.58	0.65	6.58	0.65	
M_A (KN/m)	0	-3.51	-3.30	-3.30	-3.51	0
T_x (KN)	0.98	11.58	1.48	11.46	2.35	
	-2.35	-11.46	-1.48	-11.58	-0.98	
M_t (KN/m)	0.74	6.68	-1.62	6.68	4.28	
E.L.S(2)						
P'_w/P'_e (KN)	4.8	4.15	4.8	4.15	4.8	
M_A (KN/m)	0	-10.84	-6.06	-6.06	-10.84	0
T_x (KN)	10.11	8.63	10.92	5.89	14.37	
	-14.37	-5.89	-10.92	-8.63	-10.11	
M_t (KN/m)	10.65	-1.87	6.36	-1.88	21.51	
E.L.U(2)						
P'_w/P'_e (KN)	6.58	4.15	6.58	4.15	6.58	
M_A (KN/m)	0	-14.34	-7.66	-7.66	-14.34	0
T_x (KN)	13.97	9.17	14.97	5.35	19.59	
	-19.59	-5.35	-14.97	-9.17	-13.97	
M_t (KN/m)	14.83	-4.21	9.37	-4.21	29.16	
E.L.S(3)						
P'_w/P'_e (KN)	4.8	4.8	4.8	4.8	4.8	
M_A (KN/m)	0	-11.06	-6.33	-6.33	-11.06	0
T_x (KN)	10.07	9.75	10.92	6.38	14.41	
	-14.41	-7.05	-10.92	-9.97	-10.07	
M_t (KN/m)	10.56	-1.16	6.09	-2.09	21.63	
E.L.U(3)						

P'_w/P'_e (KN)	6.58	6.58	6.58	6.58	6.58	
M_A (KN/m)	0	-15.16	-8.67	-8.67	-10.03	0
T_x (KN)	13.81	13.37	14.97	9.66	19.75	
	-19.75	-9.67	-14.97	-13.38-13.81	
M_t (KN/m)	14.49	-1.58	8.36	-1.56	29.64	

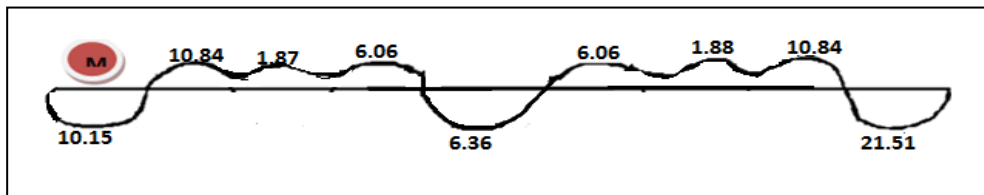
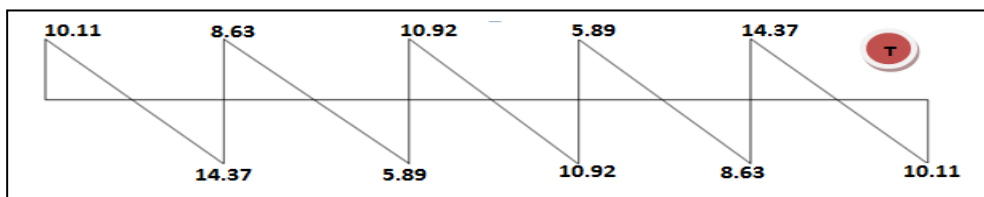
E.L.S(1)



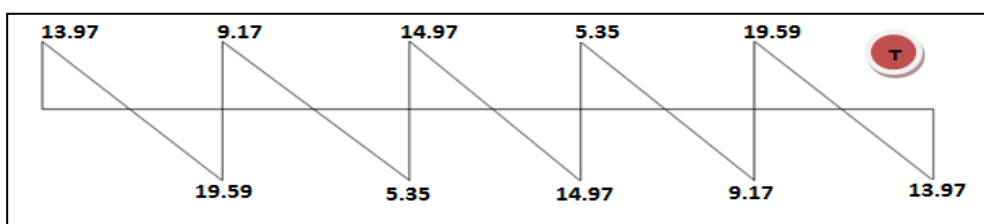
E.L.U(1)



E.L.S(2)



E.L.U(2)



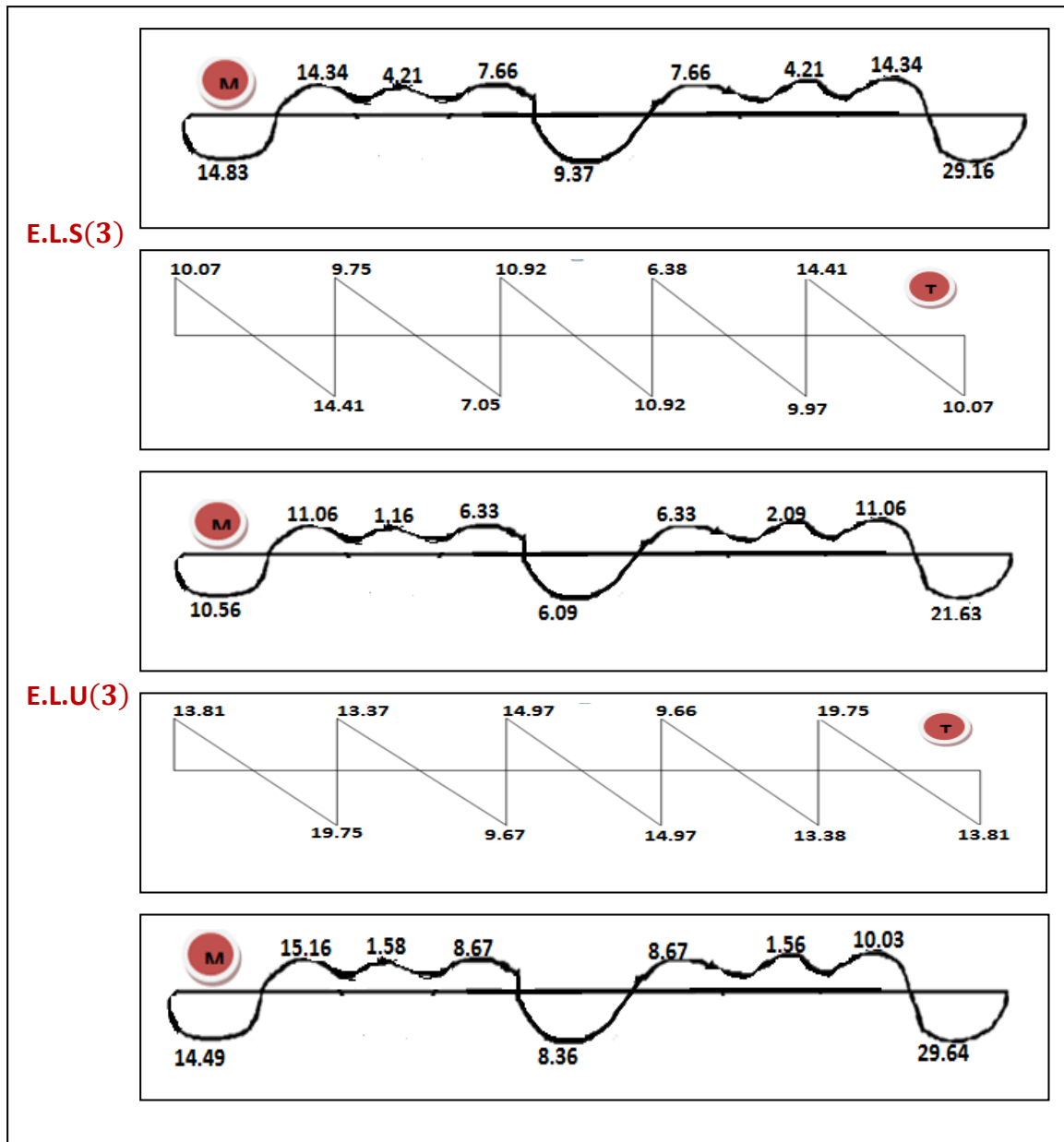


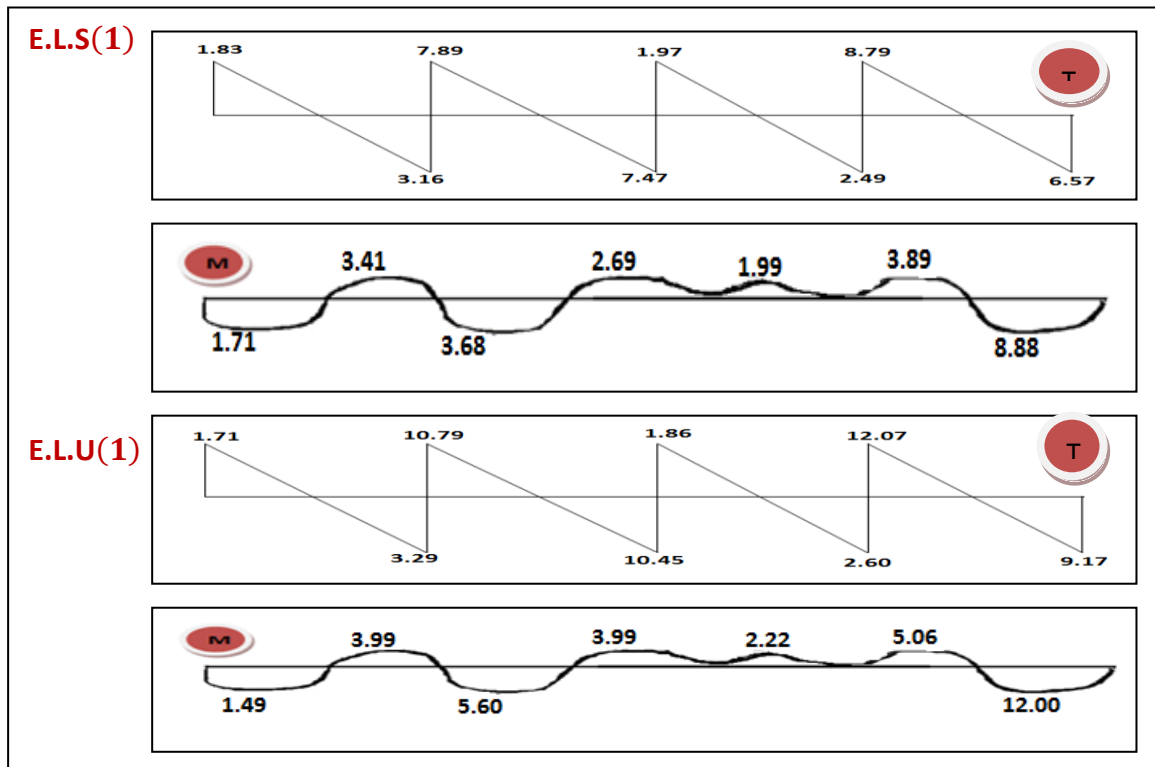
Figure III.17: Diagramme des moments et des efforts tranchants type02
(Plancher terrasse)

III.6.4.2: Plancher étage courant :

Tpey 1:

Appuis	0	1	2	3	4
		1	2	3	4
E.L.S(1)					
l'_w/l'_e (KN/ml)	5.10	3.50	4.55	3.50	
P'_w/P'_e (KN/m)	0.98	4.39	0.98	4.39	
M_A (KN/m)	0	-3.41	-2.69	-3.89	0
T_x (KN)	1.83	7.89	1.17	8.79	
	-3.16	-7.49	-2.49	-6.57	
M_t (KN/m)	1.71	3.68	-1.99	8.80	
E.L.U(1)					
P'_w/P'_e (KN/m)	0.98	6.07	0.98	6.07	
M_A (KN/m)	0	-3.99	-3.99	-5.06	0
T_x (KN)	1.71	10.79	1.86	12.07	
	-3.29	-10.45	-2.60	-9.17	
M_t (KN/m)	1.49	5.60	-2.22	12.00	
E.L.S(2)					
P'_w/P'_e (KN/m)	4.39	3.41	4.39	3.41	
M_A (KN/m)	0	-9.79	-5.38	-6.00	0
T_x (KN)	2.27	7.23	9.85	7.68	
	-13.11	-4.71	-10.13	-4.26	
M_t (KN/m)	0.57	-2.13	11.05	8.65	
E.L.U(2)					
P'_w/P'_e (KN/m)	6.07	3.41	6.07	3.41	

$M_A(KN/m)$	0		-13.09		-6.90		-7.38		0
$T_x(KN)$	12.91	7.77		13.99		8.08			
	-18.05	-4.19		-13.92		-3.86			
$M_t(KN/m)$	13.73	-4.24		9.22		9.57			
E.L.S(3)									
$P'_w/P'_e(KN/m)$	4.39	4.39		4.39		4.39			
$M_A(KN/m)$	0		-10.12		-5.79		-6.69		0
$T_x(KN)$	9.21	8.93		9.74		9.58			
	-13.17	-6.43		-10.24		-5.78			
$M_t(KN/m)$	9.66	-1.04		5.01		10.45			
E.L.U(3)									
$P'_w/P'_e(KN/m)$	6.07	6.07		6.07		6.07			
$M_A(KN/m)$	0		-13.99		-7.99		-9.26		0
$T_x(KN)$	12.78	12.33		13.53		13.27			
	-18.18	-8.91		-14.09		-7.97			
$M_t(KN/m)$	13.45	-1.47		7.09		14.50			



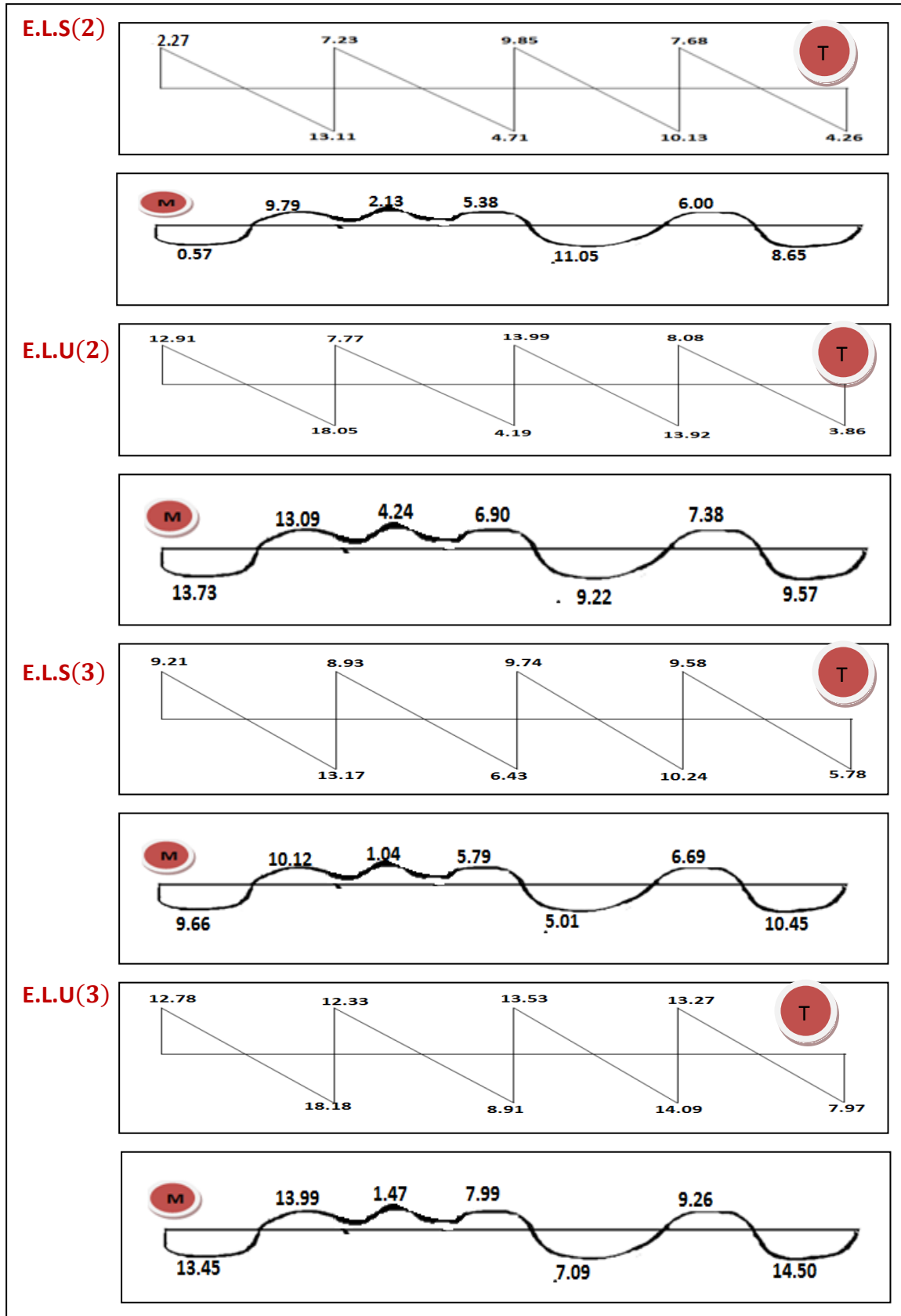
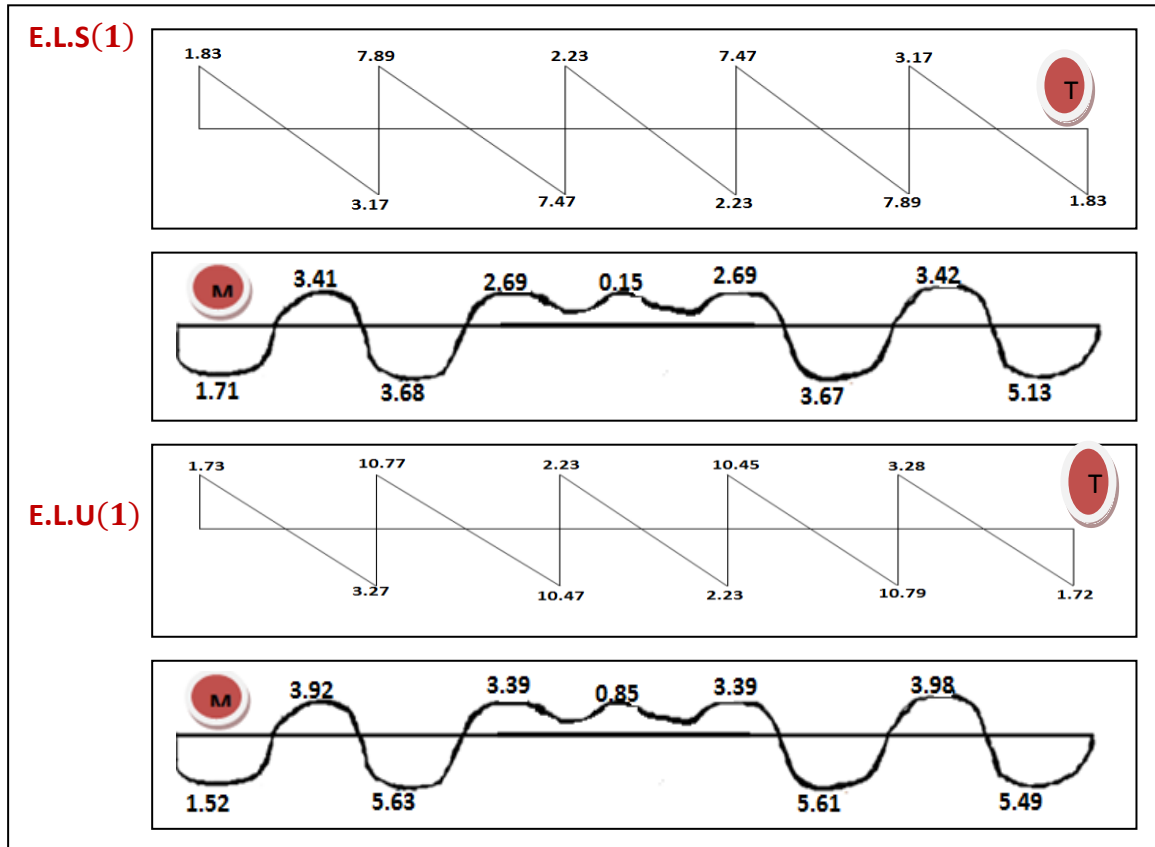


Figure III.18: Diagramme des moments et des efforts tranchants type 01 (étage courant).

Type2 :

Appuis	0	1	2	3	4	5
		1	2	3	4	5
E.L.S(1)						
l'_w/l'_e (KN/ml)	5.10	3.50	4.55	3.50	5.10	
P'_w/P'_e (KN/m)	0.98	4.39	0.98	4.39	0.98	
M_A (KN/m)	0	-3.41	-2.69	-2.69	-3.42	0
T_x (KN)	1.83	7.89	2.23	7.47	3.17	
	-3.17	-7.47	-2.23	-7.89	-1.83	
M_t (KN/m)	1.71	3.68	-0.15	3.67	5.13	
E.L.U(1)						
P'_w/P'_e (KN/m)	0.98	6.07	0.98	6.07	0.98	
M_A (KN/m)	0	-3.92	-3.39	-3.39	-3.98	0
T_x (KN)	1.73	10.77	2.23	10.45	3.28	
	-3.27	-10.47	-2.23	-10.79	-1.72	
M_t (KN/m)	1.52	5.63	-0.85	5.61	5.49	
E.L.S(2)						
P'_w/P'_e (KN/m)	4.39	3.41	4.39	3.41	4.39	
M_A (KN/m)	0	-9.79	-5.38	-5.38	-9.79	0
T_x (KN)	19.27	7.23	9.99	4.72	13.11	
	-13.11	-4.72	-9.99	-7.23	... -9.27	
M_t (KN/m)	42.29	-2.13	5.97	-2.11	19.58	
E.L.U(2)						
P'_w/P'_e (KN/m)	6.07	3.41	6.07	3.41	6.07	
M_A (KN/m)	0	-13.09	-6.90	-6.90	-13.09	0
T_x (KN)	12.91	7.74	13.81	4.19	18.05	

	-18.05	-4.19	-13.81	-7.74	-12.91	
$M_t(KN/m)$	13.73	-4.31	8.81	-4.33	26.84	
E.L.S(3)						
$P'_w/P'_e(KN/m)$	4.39	4.39	4.39	4.39	4.39	
$M_A(KN/m)$	0	-10.12	-5.79	-5.79	-10.12	0
$T_x(KN)$	9.21	11.23	9.99	6.44	13.71	
	-13.17	-6.44	-9.99	-8.92	-9.21	
$M_t(KN/m)$	9.66	4.24	5.57	-1.01	21.41	
E.L.U(3)						
$P'_w/P'_e(KN/m)$	6.07	6.07	6.07	6.07	6.07	
$M_A(KN/m)$	0	-13.99	-7.99	-7.99	-13.99	0
$T_x(KN)$	12.74	12.33	13.80	8.91	18.33	
	-18.22	-8.91	-13.80	-12.33-12.74	
$M_t(KN/m)$	13.37	-1.47	7.67	-1.45	27.67	



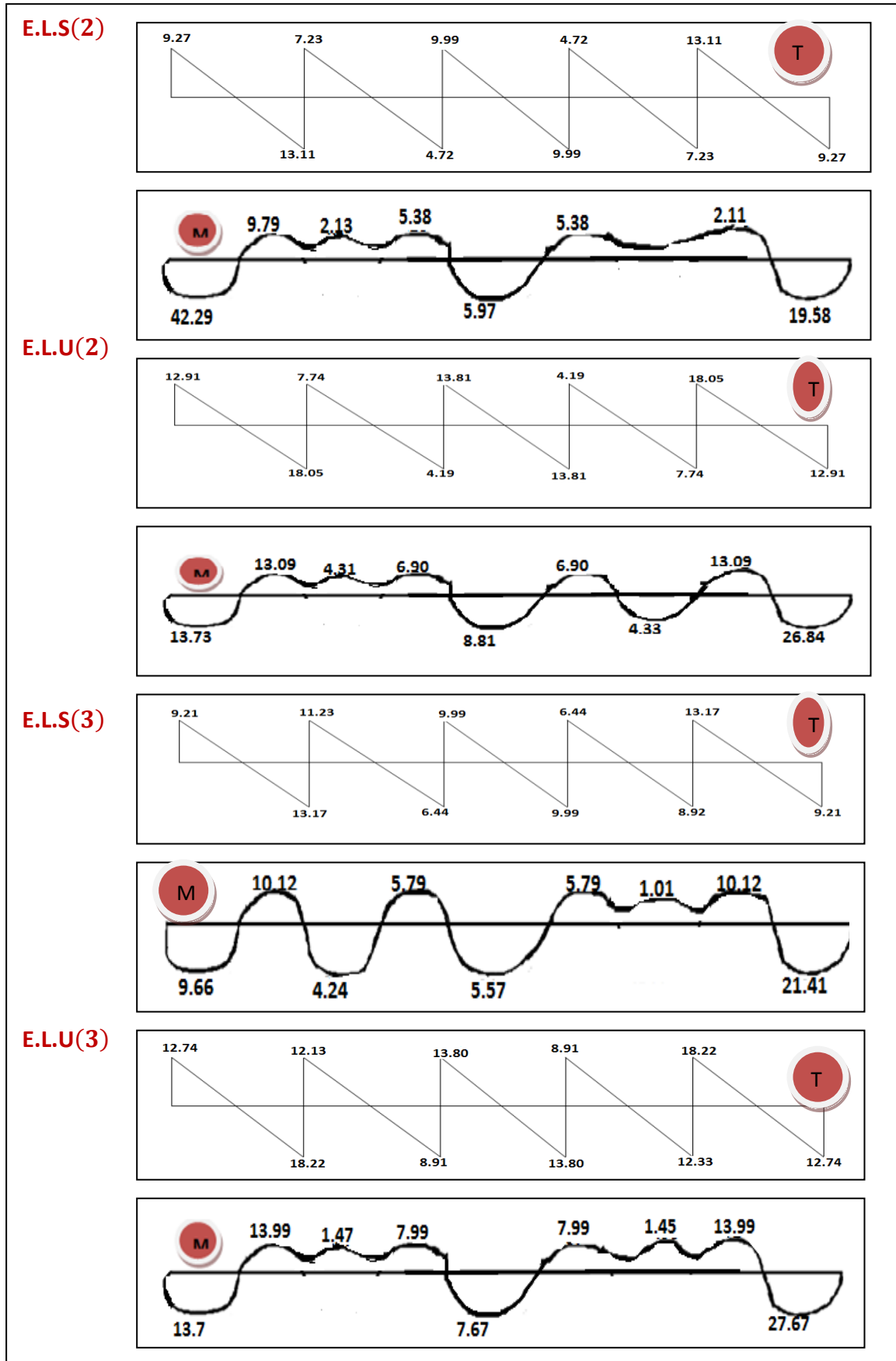
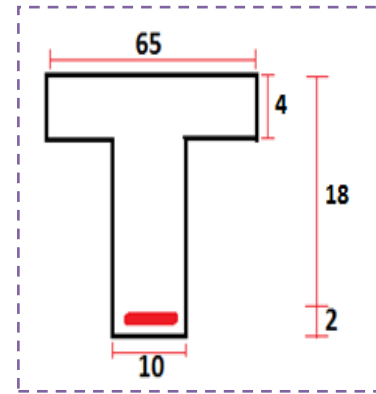


Figure III.19: Diagramme des moments et des efforts tranchants type 02 (étage courant)

III.6.5 : Calcul du ferrailage

$$b = 65 \text{ cm} ; b_0 = 10 \text{ cm}$$

$$h_0 = 4 \text{ cm} ; h = 24 \text{ cm}$$

**III.6.5.1 l'enrobage :**

$$C \geq C_0 + \frac{\emptyset}{2}$$

$C_0 = 1 \text{ cm}$ (fissuration peu préjudiciable). (BAEL91. A. 7.1)

$$\emptyset = \frac{h}{10} = \frac{24}{10} = \mathbf{2.4 \text{ cm}}$$
 (BAEL91.A.7.2.1)

$$C \geq 1 + \frac{2.4}{2} = \mathbf{2.2 \text{ cm}}$$

Donc on adopte $C = 2 \text{ cm} \rightarrow d = h - c = 24 - 2.2 = \mathbf{21.8 \text{ cm}}$

A. Plancher terrasse :

	M max (appui)	M max (travée)	Tmax
E.L.U	15160	29640	19750
E.L.S	11060	21630	14410

III.6.5 .2 : Les armatures longitudinales :

- En Travée :**

Le moment fléchissant M_0 équilibré par la table est :

$$M_0 = \bar{\sigma}_b \cdot b \cdot h_0 \cdot \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_0 = 14.2 \times 65 \times 4 \times \left(21.8 - \frac{4}{2} \right) = \mathbf{73101.6 \text{ N.m}}$$

$$M_t^{\max} = \mathbf{29640 \text{ N.m}} < M_0 = \mathbf{73101.6 \text{ N.m}}$$

Donc une partie seulement de la table est comprimée, et la section en **T** sera calculée comme une section rectangulaire de largeur **b = 65cm**

$$\mu = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} \rightarrow \mu = \frac{29640}{14.2 \times 65 \times 21.8^2} = \mathbf{0.068}$$

$$\mu = 0.068 < \mu_l = 0.392$$

Alors Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$).

$$\mu = 0.068 \rightarrow \begin{cases} \beta = 0.9645 \\ \alpha = 0.0888 \end{cases}$$

$$A^u = \frac{M_t}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} \rightarrow \mu = \frac{29640}{348 \times 0.9645 \times 21.8} = 4.05 \text{ cm}^2$$

En Appuis :

Le moment sur appui est négatif, donc le béton de la dalle se trouve dans la partie tendue, alors nous considérons une section rectangulaire de largeur $b_0 = 10$ cm.

$M_a(N.m)$	μ	μ_l	α	β	$A(\text{cm}^2)$
15160	0.035	0.392	0.045	0.982	2.03

- **E. L. S :**

D'après le BAEL83

* La fissuration est peut nuisible \rightarrow Il n'y a aucune vérification concernant σ_s .

* La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité

$$\alpha < \bar{\alpha} = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \quad \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Désignation	α	$M_u(N.m)$	$M_{ser}(N.m)$	γ	f_{c28}	$\bar{\alpha}$	condition
En travée	0.0888	29640	21630	1.37	25	0.435	CV
Sur appui	0.035	15160	11060	1.37	25	0.435	CV

- **Condition de non fragilité : CBA93 article (A.4.2.1)**

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{F_e}$$

$$\text{En Travée : } A_{\min} \geq 0.23 \times 65 \times 21.8 \times \frac{2.10}{400} = 1.71 \text{ cm}^2$$

$$\text{En Appuis : } A_{\min} \geq 0.23 \times 10 \times 21.8 \times \frac{2.10}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

- **Pourcentage minimal : BAEL91 (art B.6.4)**

$$A'_{\min} \geq 0.001 \times b \times h$$

En Travée: $A'_{min} \geq 0.001 \times 65 \times 24 = 1.56 \text{ cm}^2$

En Appuis : $A'_{min} \geq 0.001 \times 10 \times 24 = 0.24 \text{ cm}^2$

Désignation	A_{cal} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{max} (cm^2)	A_{adp} (cm^2)
Travée	4.05	1.71	1.56	4.05	3HA14= 4.62
Appui	2.03	0.26	0.24	2.03	2HA12= 2.26

$$A = \max (A_{cal}; A_{min}; A_{min})$$

- **Diamètre minimale ϕ_t : CBA93 article (A.7.2.2)**

$$\phi_t < \min \left(\frac{h_t}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10} \right)$$

ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

$$\phi_t < \min \left(\frac{240}{35}; 10; \frac{100}{10} \right) \rightarrow \phi_t < \min(6.86; 10; 10)$$

Soit : $\phi_t = 6 \text{ mm FeE235 (BAEL (A.6.1, 252))}$

$$A_t = 2\phi 6 = 0,57 \text{ cm}^2$$

III.6.5 .3 : Espacement des cadres St: CBA93 article (A.5.1, 22)

$$s_{t1} \leq \min(0.9d; 40\text{cm}) = \min(19.62 \text{ cm}; 40\text{cm}) \quad s_{t1} = 19.62 \text{ cm}$$

$$s_{t2} \leq \frac{(A_t \cdot f_e)}{(0.4 \cdot b_0)} \rightarrow s_{t2} \leq \frac{(0.57 \times 235)}{(0.4 \times 10)} = 33.48 \text{ cm}$$

$$s_{t3} \leq \frac{[0.9 \times f_e (\cos \alpha + \sin \alpha) A_t]}{[10 \times \gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{t28} \times k)]}$$

$K = 1 \rightarrow$ flexion simple

$$s_{t3} \leq \frac{[0.9 \times 235 \times 1 \times 0.57]}{[10 \times 1.15 (0.915 - 0.3 \times 2.1 \times 1)]} = 36.78 \text{ cm}$$

$$s_t \leq \min(s_{t1}; s_{t2}; s_{t3})$$

$$s_t \leq \min(19.62; 33.48; 36.78) \rightarrow s_t = 19.62 \text{ cm}$$

Alors on prend : $s_t = 19.62 \text{ cm}$

On dispose nos armatures transversales avec un espacement de 19.62 cm avec un premier espacement auprès de l'appui de 10 cm.

III.6.5.4 : Vérification de l'effort tranchant : CBA93 article (A.5.1)

La contrainte tangente : $\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} \dots \dots \dots$ **CBA93 article (A. 5. 1. 1)**

T_u : La valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis d'E.L.U.

b₀ : Désigne la largeur de l'âme.

d : La hauteur utile de la nervure.

$$T_u = 19950$$

$$\tau_u = \frac{19750}{100 \times 218} = \mathbf{0.906 \text{ MPa}}$$

Les armatures d'âme sont droites (c'est-à-dire perpendiculaires à la fibre moyenne), donc τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.20 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) \text{ Fissuration peu nuisible (BAEL91 (A.5.1, 211)).}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.20 \frac{25}{1.5}; 5 \text{ MPa} \right) = (3.33; 5 \text{ MPa}) = \mathbf{3.33 \text{ MPa}}$$

$$\tau_u = \mathbf{0.906 \text{ MPa}} \leq \bar{\tau}_u = \mathbf{3.33 \text{ MPa}} \quad \text{CV.}$$

III.6.5.4 : Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

D'après **CBA93 article (A.5.1.31)**

Sur un appui de rive ou intermédiaire on vérifie que L'on a :

$$T_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

Au maximum $a = 0,9 \cdot d = \mathbf{19.62 \text{ cm}}$

$$T_u = 19950$$

$$T_u \leq 0.267 \times 19.62 \times 10 \times 100 \times 25 = \mathbf{130963.5 \text{ N}} \quad \text{CV}$$

$$A \geq \gamma_s \cdot \frac{T_u}{f_e}$$

$$A = 2T12 = 2,26 \text{ cm}^2 = \mathbf{226 \text{ mm}^2}$$

$$A = \mathbf{226 \text{ mm}^2} \geq 1.15 \times \frac{19750}{400} = \mathbf{57.78 \text{ mm}^2}$$

$$A = 226\text{mm}^2 \geq 57.78\text{mm}^2 \quad \text{CV}$$

- **Vérification de la flèche : CBA93 (article B.6.5.1)**

$$1/ \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow \frac{24}{510} = 0.047 \geq 0.044 \quad \text{CV}$$

$$2/ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0} \rightarrow \frac{24}{510} = 0.047 \geq 0.013 \quad \text{CV}$$

$$3/ \frac{A}{b_{0,d}} \leq \frac{3.60}{f_e} \rightarrow \frac{2.26}{65 \times 21.8} = 0.0016 \leq 0.009 \quad \text{CV}$$

Les 3 conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche ne s'impose pas.

- **La dalle mince (Table de compression) : BAEL91 (B.6.8, 423)**

Le hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 5 cm.

Il est armé d'un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- ✓ 20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- ✓ 33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.
- ✓ Treillis soudé Fe E 235 $\rightarrow f_e = 500$ Mpa

L'écartement L entre axes des nervures égal à 65cm donc :

$$L_n = 65\text{cm} \quad 50\text{cm} < L_n < 80\text{cm}$$

$$A_{\perp} = \frac{4 \cdot L_n}{f_e} \quad , \quad A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{500} = 0.52\text{cm}^2$$

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

- **Espacement** : n : nombres des barres.

$$s_t = \frac{100}{n} = \frac{100}{5} = 20\text{cm}$$

$$\text{Soit } s_t = 20\text{cm}$$

- **Pour les armatures parallèles aux nervures :**

$$A_{//} = \frac{A}{2} = \frac{0.98}{2} = 0.49 \quad \text{On adopte } 3\emptyset 6 = 0.59\text{cm}^2$$

- **Espacement :**

$$s_t = \frac{100}{n} = \frac{100}{3} = \mathbf{33.33\text{cm}}$$

$$s_t = \mathbf{30\text{ cm}}$$

Donc on choisit un quadrillage dont la maille est de dimension $(20 \times 30) \text{ cm}^2$

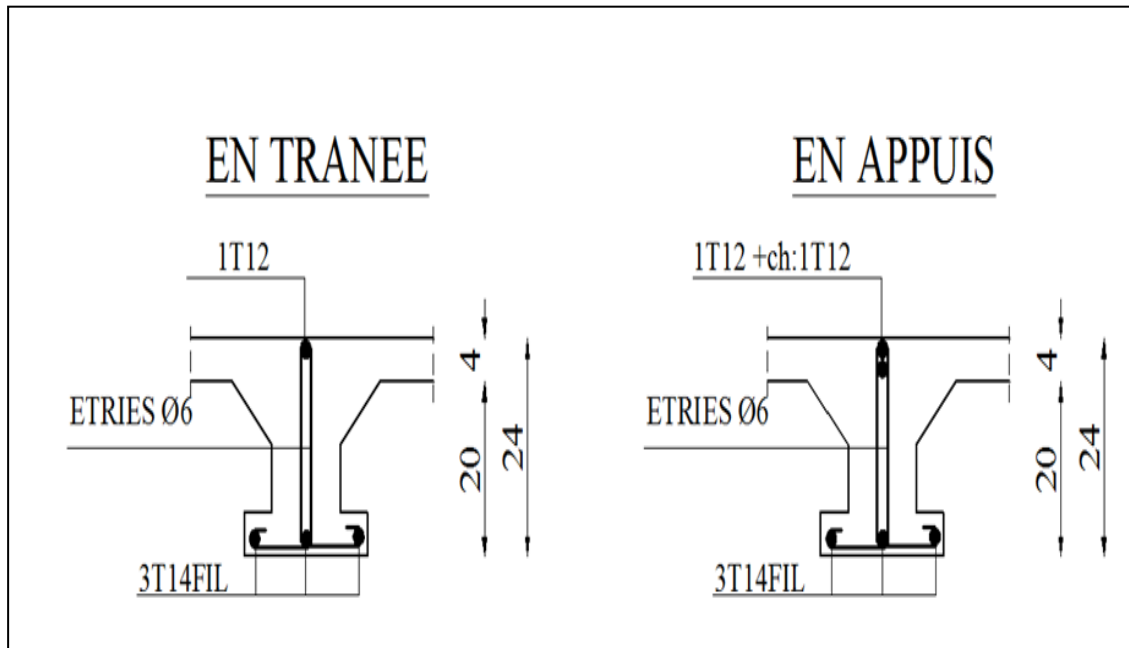


Figure III.20 : Ferrailage des plancher(terrasse).

B. Plancher étage courant :

	M max (appui)	M max (travée)	Tma x
E.L.U	13990	27670	18330
E.L.S	10120	21410	13710

III.6.5 .2 : Les armatures longitudinales :

- **En Travée :**

Le moment fléchissant M_0 équilibré par la table est :

$$M_0 = \bar{\sigma}_b \cdot b \cdot h_0 \cdot \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

$$M_0 = 14.2 \times 65 \times 4 \times \left(21.8 - \frac{4}{2}\right) = 73101.6 \text{ N.m}$$

$$M_t^{\max} = 27670 \text{ N.m} < M_0 = 73101.6 \text{ N.m}$$

Donc une partie seulement de la table est comprimée, et la section en **T** sera calculée comme une section rectangulaire de largeur **b = 65cm**

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} \rightarrow \mu = \frac{27670}{14.2 \times 65 \times 21.8^2} = \mathbf{0.063}$$

$$\mu = \mathbf{0.063} < \mu_l = \mathbf{0.392}$$

Alors Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$).

$$\mu = \mathbf{0.063} \rightarrow \begin{cases} \beta = \mathbf{0.6748} \\ \alpha = \mathbf{0.0813} \end{cases} \text{NNLLK}$$

$$A^u = \frac{M_t}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} \rightarrow \mu = \frac{27670}{348 \times 0.6748 \times 21.8} = \mathbf{5.41 \text{ cm}^2}$$

En Appuis :

Le moment sur appui est négatif, donc le béton de la dalle se trouve dans la partie tendue, alors nous considérons une section rectangulaire de largeur $b_0 = 10 \text{ cm}$.

$M_a(N.m)$	μ	μ_l	α	β	$A(\text{cm}^2)$
13990	0.032	0.392	0.0413	0.983	1.76

E. L. S :

D'après le BAEL83

- La fissuration est peut nuisible \rightarrow Il n'y a aucune vérification concernant σ_s .
- La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité

$$\alpha < \bar{\alpha} = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \quad \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Désignation	α	$M_u(N.m)$	$M_{ser}(N.m)$	γ	f_{c28}	$\bar{\alpha}$	condition
En travée	0.0813	27670	21410	1.29	25	0.40	CV
Sur appui	0.0413	13990	10120	1.38	25	0.44	CV

- **Condition de non fragilité : CBA93 article (A.4.2.1)**

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{F_e}$$

$$\text{En Travée : } A_{\min} \geq 0.23 \times 65 \times 21.8 \times \frac{2.10}{400} = \mathbf{1.71\text{cm}^2}$$

$$\text{En Appuis : } A_{\min} \geq 0.23 \times 10 \times 18 \times \frac{2.10}{400} = \mathbf{0.26\text{cm}^2}$$

- **Pourcentage minimal : BAEL91 (art B.6.4)**

$$A'_{\min} \geq 0.001 \times b \times h$$

$$\text{En Travée: } A'_{\min} \geq 0.001 \times 65 \times 24 = \mathbf{1.56\text{cm}^2}$$

$$\text{En Appuis : } A'_{\min} \geq 0.001 \times 10 \times 24 = \mathbf{0.24\text{cm}^2}$$

Désignation	A_{cal} (cm^2)	A_{\min} (cm^2)	A'_{\min} (cm^2)	A_{\max} (cm^2)	$A_{\text{adp}}(\text{cm}^2)$
Travée	5.41	1.71	1.56	5.41	3HA16 = 6.03
Appui	1.76	0.26	0.24	1.76	2HA12 = 2.26

$$A = \max (A_{\text{cal}}; A_{\min}; A'_{\min})$$

- **Diamètre minimale ϕ_t : CBA93 article (A.7.2.2)**

$$\phi_t < \min \left(\frac{h_t}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10} \right)$$

ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

$$\phi_t < \min \left(\frac{240}{35}; 10; \frac{100}{10} \right) \rightarrow \phi_t < \min(6.86; 10; 10)$$

Soit : $\phi_t = 6 \text{ mm}$ FeE235 (BAEL (A.6.1, 252))

$$A_t = 2\phi 6 = \mathbf{0.57\text{cm}^2}$$

III.6.5 .3 : Espacement des cadres St: CBA93 article (A.5.1, 22)

$$s_{t1} \leq \min(0.9d; 40\text{cm}) = \min(19.62\text{cm}; 40\text{cm}) \quad \mathbf{s_{t1} = 19.62\text{cm}}$$

$$s_{t2} \leq \frac{(A_t \cdot f_e)}{(0.4 \cdot b_0)} \rightarrow s_{t2} \leq \frac{(0.57 \times 235)}{(0.4 \times 10)} = \mathbf{33.48\text{cm}}$$

$$s_{t3} \leq \frac{[0.9 \times f_e (\cos \alpha + \sin \alpha) A_t]}{[10 \times \gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{t28} \times k)]}$$

$K = 1 \rightarrow$ flexion simple

$$s_{t3} \leq \frac{[0.9 \times 235 \times 1 \times 0.57]}{[10 \times 1.15 (0.828 - 0.3 \times 2.1 \times 1)]} = \mathbf{52.94\text{cm}}$$

$$s_t \leq \min(s_{t1}; s_{t2}; s_{t3})$$

$$s_t \leq \min(19.62; 33.48; 52.94) \rightarrow s_t = \mathbf{19.62 \text{ cm}}$$

Alors on prend : $s_t = \mathbf{19.62 \text{ cm}}$

On dispose nos armatures transversales avec un espacement de 19.62 cm avec un premier espacement auprès de l'appui de 10 cm.

III.6.5.4 : Vérification de l'effort tranchant : CBA93 article (A.5.1)

La contrainte tangente : $\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} \dots \dots \dots \text{CBA93 article (A.5.1.1)}$

T_u : La valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis d'E.L.U.

b_0 : Désigne la largeur de l'âme.

d : La hauteur utile de la nervure.

$$T_u = 18050$$

$$\tau_u = \frac{18330}{100 \times 218} = \mathbf{0.841 \text{ MPa}}$$

Les armatures d'âme sont droites (c'est-à-dire perpendiculaires à la fibre moyenne), donc τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.20 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) \text{ Fissuration peu nuisible (BAEL91 (A.5.1, 211)).}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.20 \frac{25}{1.5}; 5 \text{ MPa}\right) = (3.33; 5 \text{ MPa}) = \mathbf{3.33 \text{ MPa}}$$

$$\tau_u = \mathbf{0.841 \text{ MPa}} \leq \bar{\tau}_u = \mathbf{3.33 \text{ MPa}} \quad \text{CV.}$$

III.6.5.4 : Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

D'après CBA93 article (A.5.1.31)

Sur un appui de rive ou intermédiaire on vérifie que L'on a :

$$T_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

Au maximum $a = 0,9 \cdot d = \mathbf{19.62 \text{ cm}}$

$$T_u = 18330$$

$$T_u \leq 0.267 \times 19.62 \times 10 \times 100 \times 25 = \mathbf{130963.5 \text{ N}} \quad \text{CV}$$

$$A \geq \gamma_s \cdot \frac{T_u}{f_e}$$

$$A = 2T12 = 2,26\text{cm}^2 = \mathbf{226\text{ mm}^2}$$

$$A = 226\text{mm}^2 \geq 1.15 \times \frac{18330}{400} = \mathbf{52.70\text{mm}^2}$$

$$A = \mathbf{226\text{mm}^2} \geq \mathbf{52.70\text{mm}^2} \quad \text{CV}$$

- **Vérification de la flèche : CBA93 (article B.6.5.1)**

$$1/ \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow \frac{24}{510} = \mathbf{0.047} \geq \mathbf{0.044} \quad \text{CV}$$

$$2/ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0} \rightarrow \frac{24}{510} = \mathbf{0.047} \geq \mathbf{0.014} \quad \text{CV}$$

$$3/ \frac{A}{b_{0,d}} \leq \frac{3.60}{f_e} \rightarrow \frac{2.26}{65 \times 18} = \mathbf{0.0019} \leq \mathbf{0.009} \quad \text{CV}$$

Les 3 conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche ne s'impose pas.

La dalle mince (Table de compression) : BAEL91 (B.6.8, 423)

Le hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 5 cm.

Il est armé d'un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- ✓ 20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- ✓ 33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.
- ✓ Treillis soudé Fe E 235 $\rightarrow f_e = 500$ Mpa

L'écartement L entre axes des nervures égal à 65cm donc :

$$L_n = 65\text{cm} \qquad 50\text{cm} < L_n < 80\text{cm}$$

$$A_{\perp} = \frac{4 \cdot L_n}{f_e} \qquad , \quad A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{500} = \mathbf{0.52\text{cm}^2}$$

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

- **Espacement** : n : nombres des barres.

$$s_t = \frac{100}{n} = \frac{100}{5} = \mathbf{20\text{cm}}$$

$$\text{Soit } \mathbf{s_t = 20\text{cm}}$$

- Pour les armatures parallèles aux nervures :

$$A// = \frac{A}{2} = \frac{0.98}{2} = 0.49$$

On adopte $3\varnothing 5 = 0.59 \text{ cm}^2$

- Espacement :

$$s_t = \frac{100}{n} = \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm}$$

$s_t = 30 \text{ cm}$

Donc on choisit un quadrillage dont la maille est de dimension $(20 \times 30) \text{ cm}^2$

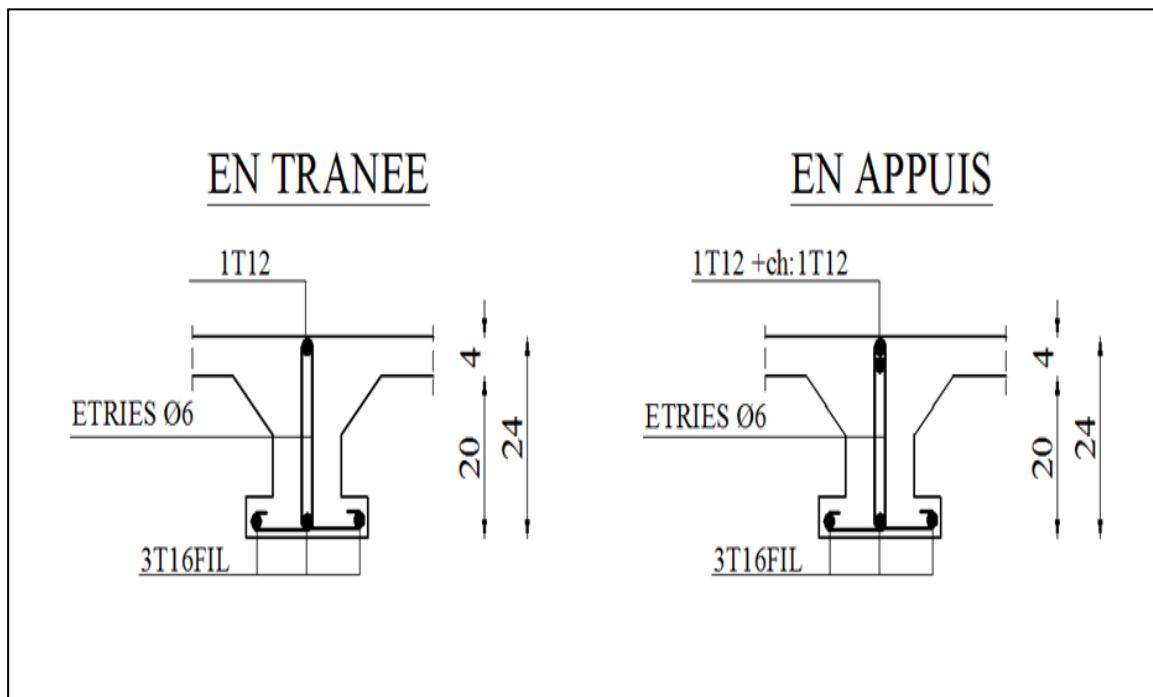


Figure III. 21: Ferrailage des plancher (étage courant)

Chapitre IV :



ETUDE DYNAMIQUE ET VENT

1. ETUDE DYNAMIQUE

IV.1.1 : INTRODUCTION :

Le séisme est le phénomène naturel le plus destructeur et le plus difficile à prédire quand et où il frappe, et avec quelle intensité vas secouer nos constructions.

Le séisme correspond à des vibrations du sol provoqué une vibration soudaine d'énergie de déformation accumulée la croûte terre ou dans la couche sous-jacente appelée manteau.

ce phénomène naturel peut creuser des pertes humaines et matérielles ce qui rend l'étude de comportement de structure sous l'effet des actions dynamique dues au séisme est obligatoire et doit être justifié selon les règles parasismique algériennes.

Notre travail, consiste en l'étude et la conception d'un bâtiment(R+10) à usage mixte d'habitation Contrevent par des voiles et portiques avec justification d'interaction portiques-voiles-mixte'', est implanté à **Saïda**, C'est une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme zone sismicité (Zone I : sismicité moyenne) et dans un Site ferme (S2).

✓ Objectif de l'étude dynamique:

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ces Vibrations Libres Non Amorties (VLNA).

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

IV.1.2.PRESENTATION DES DIFFERENTES METHODES

D'ESTIMATION DES FORCES SISMIQUES :

Différentes méthodes ont été élaborées pour estimer les forces sismiques pouvant solliciter une structure.

On citera :

- ✓ La méthode statique équivalente.
- ✓ La méthode d'analyse modale spectrale.
- ✓ La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

IV.1.2 .1.La Méthode statique équivalente :**a) Principe :**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés à ceux de l'action sismique.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions des axes principales du plan horizontal de la structure.

• Demain d'application:

Les conditions d'application de la méthode statique équivalente sont citées dans l'article 4.1.2 du RPA 99.version 2003 (page 25).

Les conditions d'applications de la méthode statique équivalente sont :

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres les conditions de hauteur énoncées en haut, et les conditions complémentaires suivantes :

Zone I :

- Tous les groupes.

Zone IIa :

- Groupe d'usage 3.
- Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Zone IIb et III:

- Groupes d'usage 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.
- la méthode statique équivalente n'est pas applicable dans le cas de notre bâtiment car la structure est en zone I de groupe d'usage 2 et sa hauteur dépasse les 17m.

IV.1.2 .2.La Méthode modale spectrale :**- Principe:**

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

L'étude dynamique sismique a été faite du logiciel de calcul de Structure (Robot), par ailleurs ce calcul a été complété par des vérifications analytiques conformément aux recommandations du chapitre 04 du règlement RPA99 v2003.

- Demain d'application:

La méthode analyse modale spectrale est appliquée pour tous les cas de bâtiment, et en particulier dans les cas où la méthode statique équivalente est inapplicable.

- Principe:

Le même principe que la méthode d'analyse spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accélérogrammes réels.

Cette méthode repose sur la détermination des lois de comportement et la méthode d'interprétation des résultats. Elle s'applique au cas par cas pour les structures stratégiques (Centrales nucléaires par exemple) par un personnel qualifié.

IV1.2.3 : Calcul Des Actions Sismiques (Selon La Méthode Dynamique Modale Spectrale):**• Présentation du logiciel de calcul :**

Le logiciel de calcul adopté pour effectuer cette analyse, est le logiciel **ROBOT Structural analyses Professional**

Le système Robot est un logiciel CAO/DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures.

• Description de logiciel ROBOT :

-Il est connu exclusivement pour le calcul des bâtiments, il permet de modéliser facilement et rapidement tout type de bâtiment grâce à une interface graphique.

- Il permet une descente de charge automatique et rapide.
 - Calcul automatique de centre de Torsion et centre de Masse ainsi que la prise en compte implicite de l'excentricité accidentelle.
 - Les voiles sont modélisés comme des éléments (dalle) à (04 nœuds).
 - Les Poteaux et les Poutres sont modélisés comme des éléments (barre) à (02 nœuds), (chaque nœud ayant (06) degré de liberté).
 - Les Plancher sont considérés rigides dans leur plans et sont simulés par des diaphragmes.
- **but de l'analyse dynamique:**
 - Détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure.
 - Déterminer les modes et les périodes propres.
- ROBOT** considère un modèle brochette encastré à la base où les masses sont considérées concentrées au niveau de chaque plancher.
- La masse des planchers est calculée de manière à inclure une partie de la surcharges d'exploitation. ($\beta = 0,2$) **tab.4.5.RPA99-v2003**.

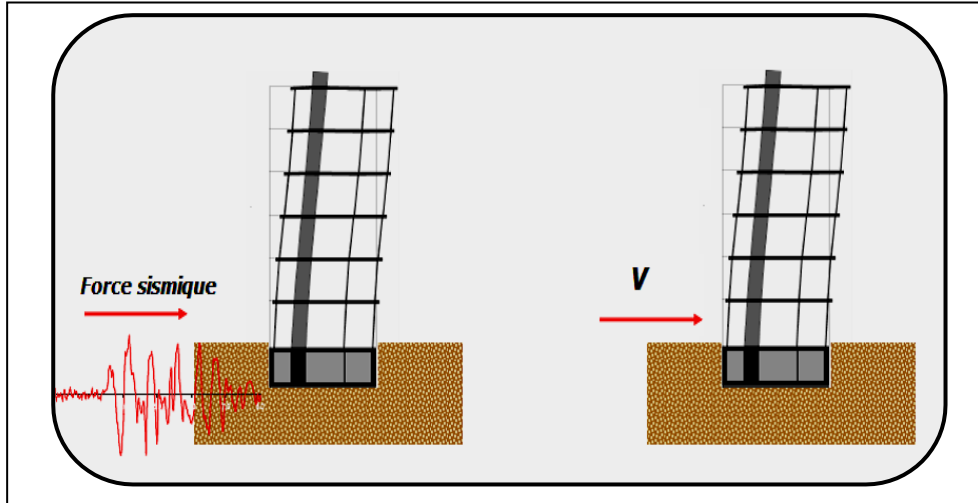


Figure IV.1.1 Simulation de la force sismique.

IV.1.2.4 : Spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant, **RPA 99 / 2003** (4.3.3)

défini par la fonction suivante

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3s \end{cases}$$

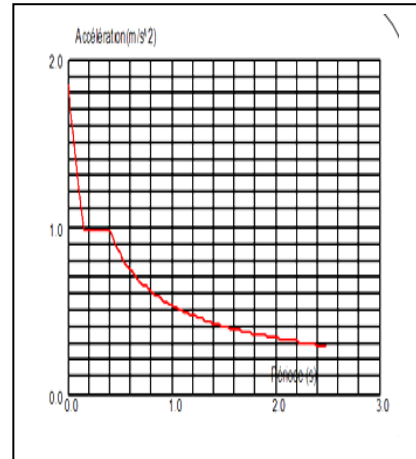


Figure IV.1.2 Spectre de Réponse

Avec :

g : Accélération de la pesanteur, (**g = 9,81N**)

A : Coefficient d'accélération de zone (tableau 4.1)

η: Facteur de correction d'amortissement (tableau 4.2)

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$$

R: Coefficient de comportement de la structure (tableau 4.3)

T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (tableau 4.7)

Q : facteur de qualité (tableau 4.4).

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on a :

Sol ferme → site 2 donc **T1 = 0.15 sec** et **T2 = 0.40 sec**.

A = 0.10 { Zone sismique I
Groupe d'usage 2

Groupe d'usage	Zone			
	I	IIa	IIb	III
1A	0,15	0,25	0,30	0,40
1B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0.10	0,15	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

Tableau IV.1.1 : coefficient d'accélération de zone A

$$\xi = 7\% \begin{cases} \text{Portique en béton armé} \\ \text{Remplissage dense} \end{cases}$$

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau IV. 1. 2: Valeurs de ξ (%)

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0.882 \geq 0.7$$

R : Contreventement mixte **R = 5**

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$

P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non".

Alors à partir de tableau on trouve; **Q=1.15**

Critère q »	P_q	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0.05
2. Redondance en plan	0	0.05
3. Régularité en plan	0	0.05
4. Régularité en élévation	0	0.05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0.10

Tableau IV.1.3: valeurs des pénalités P_q

IV.1.3: ESTIMATION DE LA PERIODE FONDAMENTALE DE LA STRUCTURE :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

- La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T h_N^{3/4} \quad \text{RPA99/2003 (Art.4.2.4).}$$

- h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier Niveau (N). ($h_N = 34.68$)

- C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6 ($C_T = 0.050$)

$$\text{Donc : } T = 0.05 \times 34.68^{3/4} = 0.71 \text{sec.}$$

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

$$T_{x,y} = 0.09 \frac{h_n}{\sqrt{D_{x,y}}}$$

D: Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$$L_x = 21.75 \text{m}; L_y = 16.67 \text{m.}$$

$$T_x = \frac{0.09 \times 34.68}{\sqrt{21.75}} = 0.67 \text{sec.}$$

$$T_x = \min(0.71 \text{s}; 0.67) = 0.67 \text{s}$$

$$T_y = \frac{0.09 \times 34.68}{\sqrt{16.67}} = 0.76 \text{sec.}$$

$$T_y = \min(0.71 \text{s}; 0.76) = 0.71 \text{s}$$

- **Nombre de modes à considérer:**

D'après RPA99-v2003 (Art:4.3.4-a) :

Pour les structure représentées par des modèles plans de deux directions orthogonales, le nombre de Vibration à retenir dans chacune des deux directions de l'excitation doit être tel que :

-La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à **90%** au moins de la masse totale de la structure.

- Ou que les modes ayant un masse model effective supérieure a **05%** De la masse Totale de la structure soient retenus pour les déterminations de la réponse totales de la structure.

-Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.

IV.1.4: ANALYSE DE LA STRUCTURE :

Après l'Analyse automatique par le logiciel ROBOT, on a tire les résultats suivant :

Première variante :

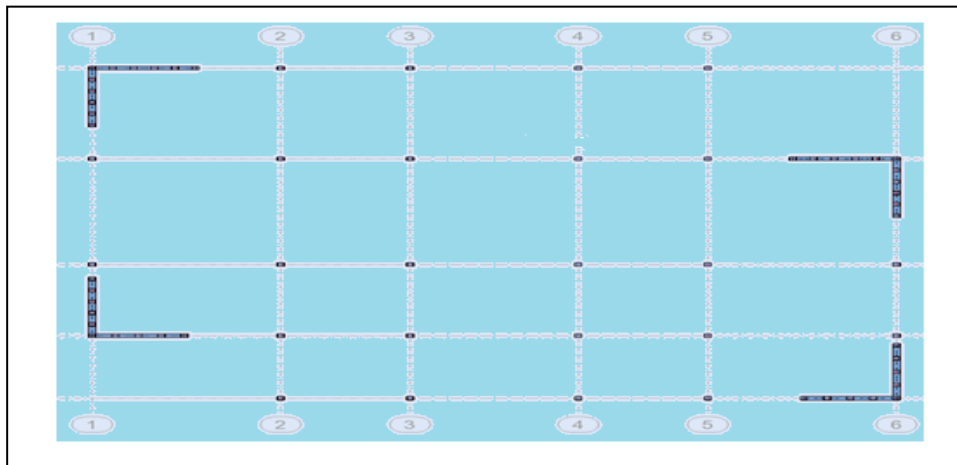


Figure IV.1.3 : variante n : 01 d'un voile

- **Périodes et factures de participation massique modale :**

Cas/Moe	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Nature
1	0.75	1.34	79.94	0.02	79.94	0.02	Translation
2	0.89	1.12	79.98	77.69	0.05	77.67	Torsion
3	0.99	1.01	80.08	79.55	0.10	1.87	Torsion
4	2.38	0.42	90.46	79.56	10.38	0.00	
5	2.86	0.35	90.46	90.70	0.00	11.15	
6	3.20	0.31	90.49	90.88	0.02	0.18	
7	4.41	0.23	94.61	90.88	4.12	0.00	
8	5.33	0.19	94.61	94.88	0.00	4.00	
9	6.09	0.16	94.62	94.91	0.02	0.03	
10	6.93	0.14	96.84	94.91	2.21	0.00	

. **Tableau IV.1.4** Périodes et factures da participation massique modale (Premier variante).

- **Problématique :**

Nous remarquons de résultats précédents que la structure est instable,
cas dans :

- Le mode(1): il ya une translation. (admissible)
- Le mode(2): il ya translation. (admissible)
- Le mode(3): il ya une torsion avec la translation. (non admissible)

- **La solution :**

Proposition :

- Changement de longueur de voile.
- Voile $e = 20$ cm

- **Deuxième variante :**

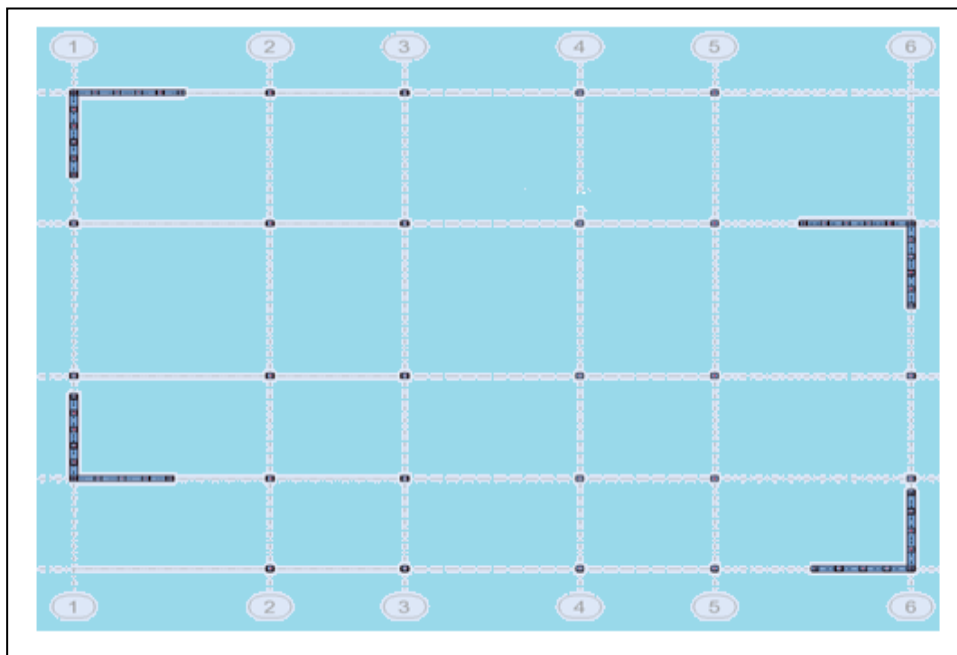


Figure IV.1.4 Deuxième variante des voiles.

- **Périodes et factures de participation massique modale :**

Cas/Moe	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Nature
1	1.05	0.95	74.82	0.01	74.82	0.01	Translation
2	1.18	0.85	74.83	73.58	0.01	73.57	Translation
3	1.56	0.64	74.87	73.58	0.04	0	Torsion
4	3.69	0.27	88.4	73.59	13.53	0.01	
5	4.3	0.23	88.41	88.88	0.01	15.29	
6	5.97	0.17	88.48	88.89	0.08	0	
7	7.63	0.13	93.71	88.89	5.23	0.01	
8	9.02	0.11	93.72	94.23	0.01	5.34	
9	12.57	0.08	96.27	94.23	2.55	0	
10	12.84	0.08	96.4	94.23	0.13	0	

Tableau IV.1. 5 Périodes et factures de participation massique modale (deuxième variante).

IV.1 .5.CONCLUSION :

- ✓ on constate qu'il faut 8 modes pour atteindre 90% de participation des masses modales exigée par le RPA 99 VERSION 2003 ART 4.3.4.a
- ✓ le 1^{er} mode est un mode translation selon l'axe X avec **74.82%** de participation de masse modale.
- ✓ le 2^{eme} mode est un mode translation selon l'axe Y avec **73.57%** de participation de masse modale.
- ✓ le 3^{eme} mode est mode torsion pure.
- ✓ on constate que la majorité des modes sont indépendants (les modes de translation ne sont pas couplés avec la torsion).

Les schémas des trois premiers modes de vibration :

- Les trois premiers modes de vibration engendrés de cette disposition des voiles :

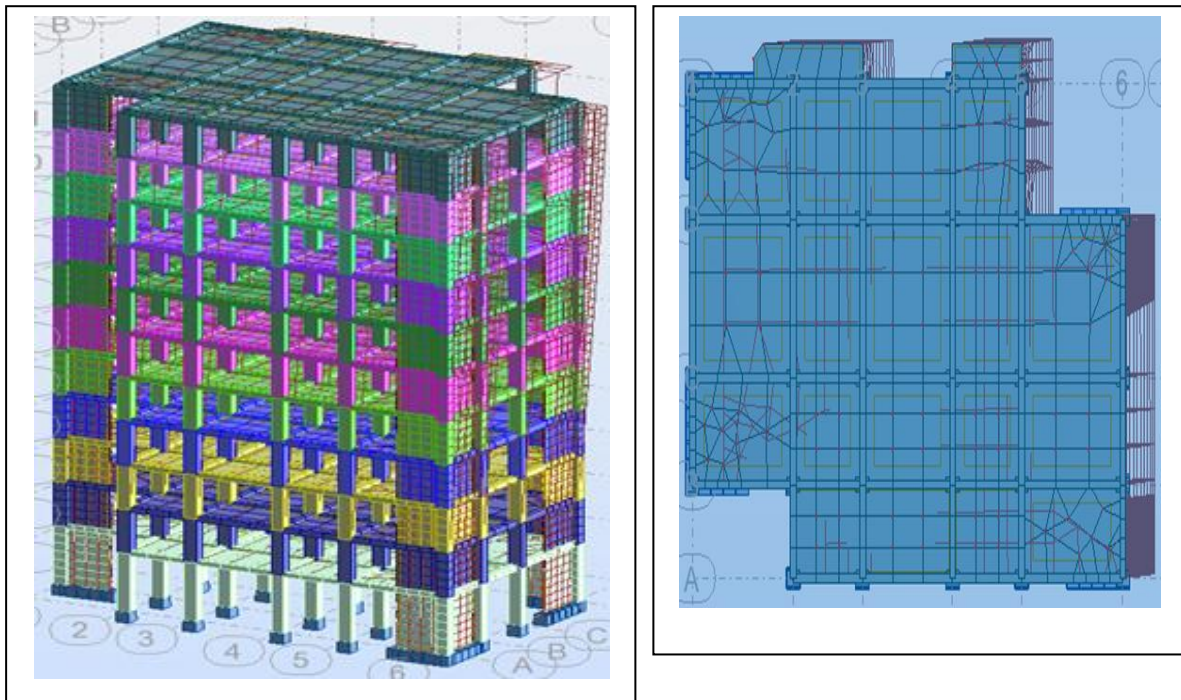


Figure IV.1.5 : Premier mode de vibration Vue 3D et vue en plan ($T_1=0.95$ s)

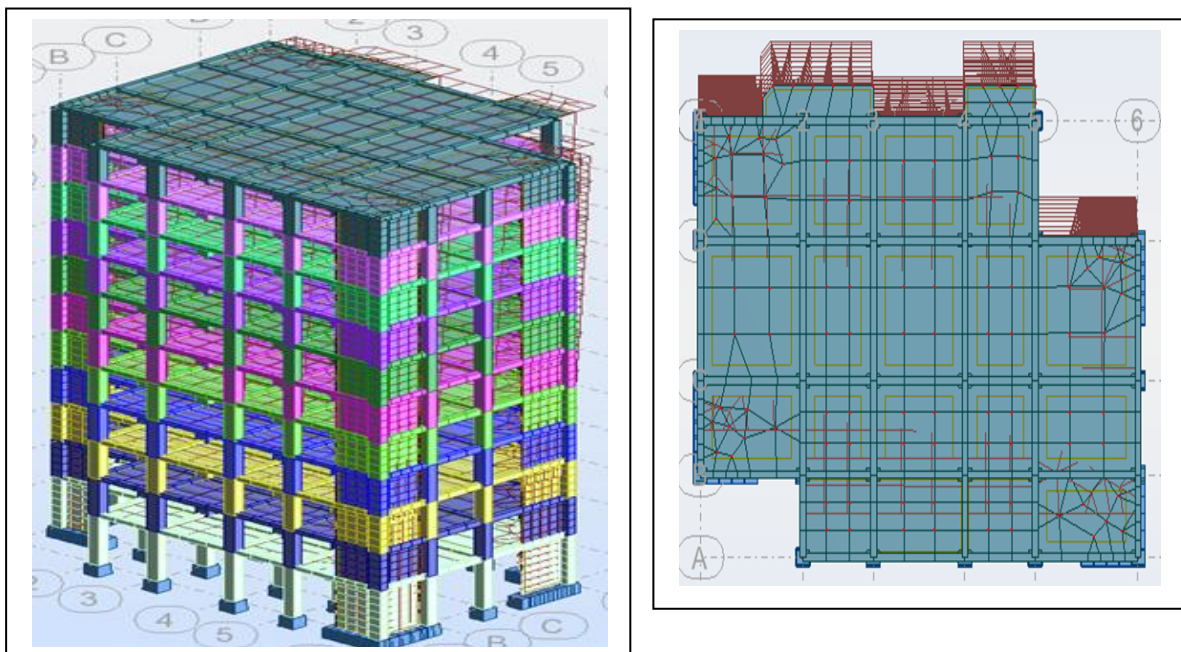


Figure IV.1.6 : Deuxième mode de vibration Vue 3D et vue en plan ($T_2=0.85$ s)

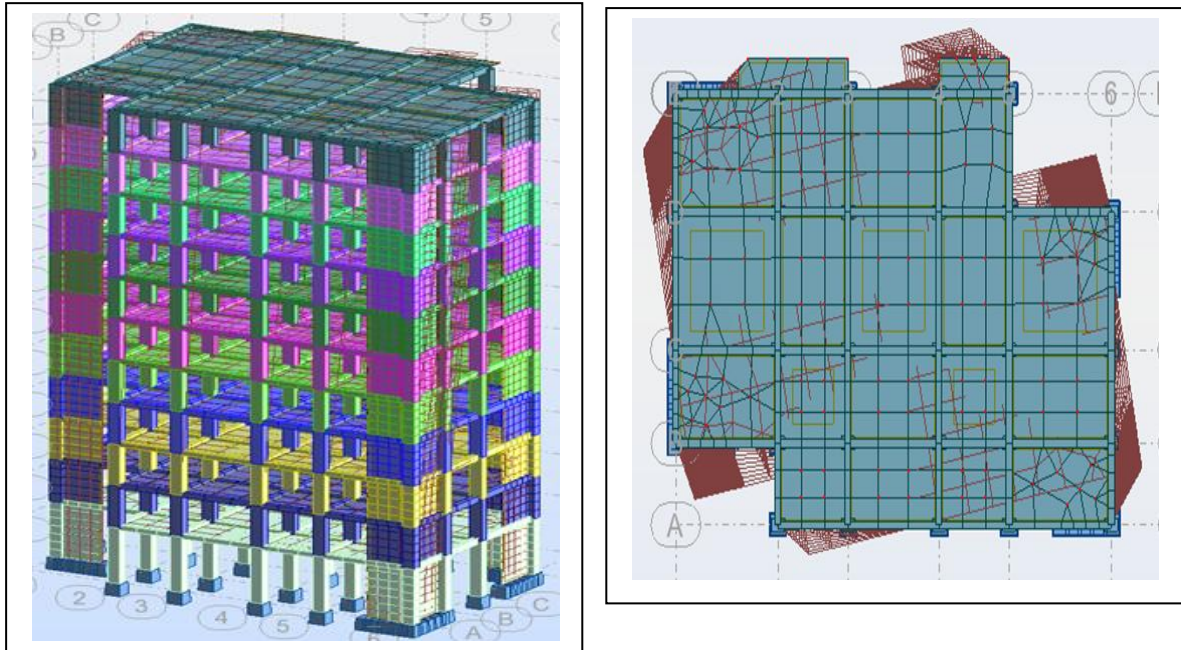


Figure IV. 1. 7 : Troisième mode de vibration Vue 3D et vue en plan ($T_3 = 0.64s$)

L'analyse dynamique de nous structure a permis d'obtenir les résultats suivants :

- période fondamentale $T_y(\text{dyn}) = 0.95 \text{ s}$
- La période fondamentale $T_x(\text{dyn}) = 0.85 \text{ s}$
 $T_x(\text{stat}) < T_x(\text{dyn}) \rightarrow 0.67 < 0.95 \rightarrow T = 1.3T_x(\text{stat}) \rightarrow T = 0.871\text{sec}$

$$T_y(\text{stat}) < T_y(\text{dyn}) < 1.3T_y(\text{stat}) \rightarrow 0.71 < 0.85 < 0.923 \rightarrow T = T_y(\text{dyn}) = 0.85\text{se}$$

- **Sens longitudinal :**

Etage	FX [KN]	FX sur les poteaux [KN]	FX sur les voiles [KN]
RDC	1373.02	541.88	831.14
1	1344.3	476.61	867.69
2	1293.73	551.71	742.01
3	1227.62	585.71	641.91
4	1144.64	589.21	555.43
5	1046.1	571.02	475.08
6	934.76	536.76	398
7	805.85	489.84	316.01

8	655.89	435.08	220.81
9	482.18	384.96	97.21
10	264.43	376.27	-111.84

. **Tableau IV.1.6** Distribution des forces sismiques (sens-x) au niveau de chaque étage.

- **Sens transversal :**

Etage	FY [KN]	FY sur les poteaux [KN]	FY sur les voiles [KN]
RDC	1462	498.7	963.29
1	1429.79	474.66	955.13
2	1375.32	532.08	843.24
3	1304.39	561.29	743.1
4	1216.97	566.47	650.5
5	1114.08	554.15	559.94
6	996.97	527.92	469.04
7	861.53	489.8	371.72
8	702.7	442.05	259.65
9	513.1	387.38	125.71
10	275.7	361.18	-85.48

. **Tableau IV.1.7** Distribution des forces sismiques (sens-y) au niveau de chaque étage.

- **Justification selon RPA 99-v2003 (Art : 3.4.4a)**

✓ Que les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations.

Dues aux charges verticales (.de logiciel ROBOT).

-Les sollicitations verticales totales de la structure : 269860.47KN

-Les sollicitations verticales reprises par les voiles : 53701.67KN

$$\frac{F_z \text{Voile}}{F_z \text{Totale}} = \frac{53701.67}{269860.47} = 19.89 \% \leq 20\% \dots \dots \dots \text{CV}$$

- ✓ Que les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

Sens-x

$$\frac{F_x \text{Poteau}}{F_x \text{Totale}} = \frac{541.88}{1373.02} = 39.95 \% > 25 \% \dots \dots CV$$

Sens-y

$$\frac{F_y \text{Poteau}}{F_y \text{Totale}} = \frac{498.7}{1462} = 34.11 \% > 25\% \dots \dots CV .$$

- **DONC** : La condition de l'interaction portique-voile est vérifiée.

Remarque: La Structure est à système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction Portiques-Voiles.

- **Effort tranchant de la base :**

$$V_x=137.302 \text{ t. } V_y=146.2 \text{ t.}$$

IV.1.5.1 .Vérifications spécifiques pour l'ensemble de la structure

❖ Résultante des forces sismiques à la base V_t

Cette dernière est obtenue par la combinaison des valeurs modales et elle ne doit pas être inférieure à **80 %** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V , soit : $V_t > 0.8 V$ Suite à l'application du spectre de calcul dans les deux sens de la structure, les résultats sont Comme suit :

- Effort sismique dans le sens X..... $V_t=V_x=137.302 \text{ t}$
- Effort sismique dans le sens Y..... $V_t=V_y=146.2 \text{ t}$

IV.1.5.2 Calcul de force sismique total par la méthode statique équivalent :

(Selon Méthode Statique Equivalente) :R.P.A.99/V2003 (article : 4-2-3) (page : 44 ,45)

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée Successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

V : Effort tranchant a la base

A : Coefficient d'accélération de zone : On a $A=0.10$

R : Coefficient de comportement global de la structure : On a $R=5$.

Q : facteur de qualité : On a $Q= 1.15$

D : Facteur d'amplification dynamique moyen : fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

Alors la facture d'amplification dynamique moyenne :

$$D = 2.5 \times \eta \times (T_2/T)^{2/3}$$

$$D_x = 2.5 \times 0.88 \times (0.4/0.67)^{2/3} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{D_x = 1.56}$$

$$D_y = 2.5 \times 0.88 \times (0.4/0.71)^{2/3} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{D_y = 1.50}$$

W : poids de la structure qui est égal à la somme des poids **Wi** calculés à chaque niveau (i) par la formule:..... $W = W_i$ avec $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

- W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes
- W_{Qi} : La charge d'exploitation
- β : Coefficient de pondération donné par le tableau 4.5 (RPA99-v2003)

- Le poids de chaque Niveau de la bâtiments et donnée par le logiciel ROBOT

Calcul Automatique	
ROBOT	
Etage	Masse [kg]
RDC	387065.36
1	414493.69
2	380481.2
3	380481.2
4	380481.2
5	380481.2
6	380481.2

7	380481.2
8	380481.2
9	380481.2
10	380481.2
Totale	4225889.85

Tableau IV.1.8 Le poids total de la structure.

Donc : $W = 4225889.85\text{Kg} = 4225.89\text{t}$.

$$\text{Alors : } V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

Tableau récapitulatif :

Sens	A	R	D	Q	W (t)	$V_{Statique}(t)$
Longitudinal (XX)	0.10	5	1.56	1.15	4225.89	151.62
Transversal (YY)	0.10	5	1.50	1.15	4225.89	145.79

Effort sismique dans le sens X, $V_{X_{dyn}} = 137.302 \text{ t}$.

Effort sismique dans le sens Y, $V_{Y_{dyn}} = 146.2 \text{ t}$.

$$\frac{V_{dyn}}{V_{Stat}} > 0.8$$

Sens longitudinal: $\frac{V_{dyn}}{V_{stat}} = \frac{137.302}{151.62} = 0.91 > 0.8 \longrightarrow$ **Condition Vérifier.**

Sens transversal : $\frac{V_{dyn}}{V_{stat}} = \frac{146.2}{145.79} = 1.00 > 0.8 \longrightarrow$ **Condition Vérifier.**

- **Distribution de la résulté de forces sismiques selon la hauteur :**

Les forces F_i sont distribuées sur la hauteur de la structure selon la formule suivante :

$$F_i = V_{Stat} \cdot \frac{W_i \times h_i}{\sum(W_i \times h_i)}$$

Avec :

F_i : Effort horizontal revenant au niveau i.

h_i : Niveau du plancher où s'exerce la force i.

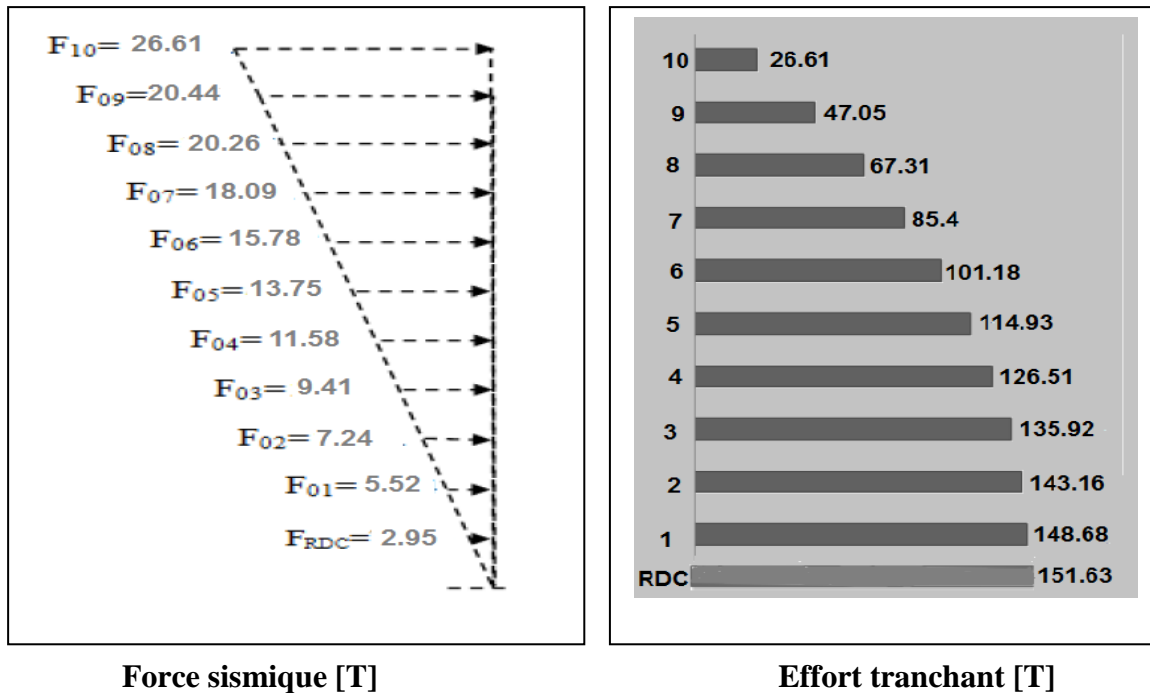
W_i : Poids revenant

- Sens x-x :

Niveau	W_i (t)	h_i (m)	$W_i \times h_i$	V_i (t)	F_i (t)
RDC	387.07	4.08	1579.24	151.62	2.95
1	414.49	7.14	2959.46	151.62	5.52
2	380.48	10.2	3880.89	151.62	7.24
3	380.48	13.26	5045.16	151.62	9.41
4	380.48	16.32	6209.43	151.62	11.58
5	380.48	19.38	7373.70	151.62	13.75
6	380.48	22.24	8461.87	151.62	15.78
7	380.48	25.5	9702.24	151.62	18.09
8	380.48	28.56	10866.51	151.62	20.26
9	380.48	31.62	12030.77	151.62	22.44
10	380.48	34.68	13195.05	151.62	24.61
$\sum W_i \times h_i$				81304.32	

- Sens y-y

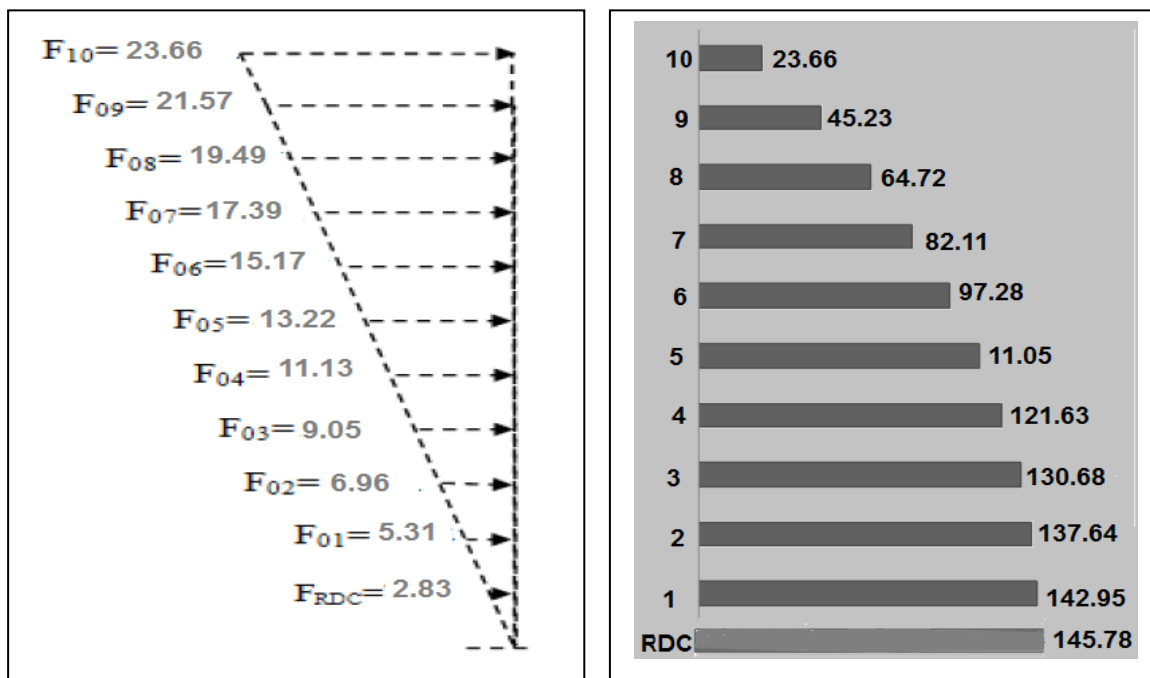
Niveau	W_i (t)	h_i (m)	$W_i \times h_i$	V_i (t)	F_i (t)
RDC	387.07	4.08	1579.24	145.79	2.83
1	414.49	7.14	2959.46	145.79	5.31
2	380.48	10.2	3880.89	145.79	6.96
3	380.48	13.26	5045.16	145.79	9.05
4	380.48	16.32	6209.43	145.79	11.13
5	380.48	19.38	7373.70	145.79	13.22
6	380.48	22.24	8461.87	145.79	15.17
7	380.48	25.5	9702.24	145.79	17.39
8	380.48	28.56	10866.51	145.79	19.49
9	380.48	31.62	12030.77	145.79	21.57
10	380.48	34.68	13195.05	145.79	23.66
$\sum W_i \times h_i$				81304.32	



Force sismique [T]

Effort tranchant [T]

Figure IV. 1.8 : Distribution de la résultante des forces sismique sens x



Force sismique [T]

Effort tranchant [T]

Figure IV .1.9 : Distribution de la résultante des forces sismique sens y

IV.1 .5.3.Vérification des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit:

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ck}$$

δ_k : Déplacement Horizontal a chaque niveau < k > de la structure.

δ_{ck} : Déplacement dû aux forces sismique Fi.

R : coefficient de comportement (R= 5).

Δ_k : Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

L'article 5.10 du RPA99/version2003 :

Préconise que les déplacements relatifs inter étages ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage considéré, il faut vérifier alors que : $\Delta_k \leq 0.01 \times h_e$.

Avec : **he**: étant la hauteur de l'étage considéré.

$$\Delta_k \leq \Delta_{adm}$$

Δ_{adm} :Déplacement admissible (égale à (1%he= 0,01 he).

Étage	δ_{Kx} [cm]	$\Delta_{Kx} = \delta_k - \delta_{k-1}$	δ_{Ky} [cm]	$\Delta_{Ky} = \delta_k - \delta_{k-1}$
RDC	0.4	0.4	0.3	0.3
1	0.9	0.5	0.8	0.5
2	1.6	0.7	1.3	0.5
3	2.3	0.7	2.0	0.7
4	3.1	0.8	2.6	0.6
5	3.9	0.8	3.2	0.6
6	4.6	0.7	3.9	0.7
7	5.2	0.6	4.5	0.6
8	5.8	0.6	5.1	0.6
9	6.4	0.6	5.6	0.5
10	6.8	0.4	6.1	0.5

Tableau IV.1.9 : Déplacements absolus pour les deux directions principales.

Les Déplacements Du aux Force Sismiques Au sens Longitudinal (XX).

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{RDC :} \\ \text{Etage courant :} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \Delta_{\text{adm}} = 0.01 \times 4.08 = 0.0408\text{m} = 4.08 \text{ cm} \\ \Delta_{\text{adm}} = 0.01 \times 3.06 = 0.0306\text{m} = 3.06 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Donc : Les Dépassements Relatifs inter-étages sont Vérifiés et par conséquent le critère de justification de la Sécurité de (Article : 5.10) (Page : 63) du RPA99-v2003 et **Vérifier**.

IV.1.6. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES ET MASSIQUE DE LA STRUCTURE:

Détermination de centre de gravité des masses et le centre des rigidités.

IV 1.6.1. Centre de gravité des masses :

La détermination du centre de gravité des masses est basée sur le calcul des centres des masses de chaque élément de la structure (Acrotère, Balcon, plancher, poteaux, poutres, voiles, ...etc.).

Les coordonnées du centre de gravité des masses et données par :

$$\mathbf{X}_G = \frac{\sum \mathbf{M}_i \times \mathbf{X}_i}{\sum \mathbf{M}_i} \quad \text{et} \quad \mathbf{Y}_G = \frac{\sum \mathbf{M}_i \times \mathbf{Y}_i}{\sum \mathbf{M}_i}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{M}_i : \text{ la masse de l'élément } i. \\ \mathbf{X}_i, \mathbf{Y}_i : \text{ les coordonnées du centre de gravité de l'élément } i \text{ par rapport à un repère global} \end{array} \right.$$

IV.1 .6. 2. Centre de gravité des rigidités:

Les coordonnées du centre des rigidités peut être déterminé par les formules ci-après Avec :

$$\mathbf{e}_{cj} = \sum \mathbf{I}_{jy} \frac{\mathbf{X}_j}{\mathbf{I}_{jy}} \quad ; \quad \mathbf{e}_{cj} = \sum \mathbf{I}_{jx} \frac{\mathbf{Y}_j}{\mathbf{I}_{jx}}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{I}_{yi} : \text{ Inertie de l'élément } i \text{ dans le sens } y. \\ \mathbf{X}_i : \text{ Abscisse de l'élément } \mathbf{I}_{jy}. \\ \mathbf{I}_{xi} : \text{ Inertie de l'élément } i \text{ dans le sens } x. \\ \mathbf{Y}_i : \text{ Ordonnée de l'élément } \mathbf{I}_{jx}. \end{array} \right.$$

IV .1.6.3. L'excentricité:

L'excentricité est la distance entre le Centre de Gravité des Masses et le Centre de Torsion, donnée par les formules suivant :

$$x = \begin{array}{l} \mathbf{e}_x = \mathbf{X}_{cm} - \mathbf{X}_{cr} \\ \mathbf{e}_y = \mathbf{Y}_{cm} - \mathbf{Y}_{cr} \end{array}$$

- **L'excentricité Théorique:**

$$e_y = |y_{cm} - y_{ct}|$$

$$e_x = |X_{cm} - X_{ct}|$$

e_x : Excentricité théorique suivent x.

e_y : Excentricité théorique suivent y.

- **L'excentricité Accidentelle :** RPA99-v2003 (Art : 4.3.7) (Page59).

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $\pm 0.05 L$, (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.

Donc:

$$\begin{cases} \text{Sens-X : } e_x = 0.05 \times L_x = 0.05 \times 21.75 \Rightarrow e_x = 1.088 \approx 1\text{m} \\ \text{Sens-Y : } e_y = 0.05 \times L_y = 0.05 \times 16.67 \Rightarrow e_y = 0.834\text{m}. \end{cases}$$

Toutes ces caractéristiques géométriques et massique sont calculer par **logiciel ROBOT** et nous avons résumé dans les tableaux suivant : **RPA99-v2003** (Art : 4.3.7) (Page : 59).

Le tableau ci-après résumé les résultats des différents Centre de Gravité, de Rigidité et L'excentricité théorique :

Etage	W[t]	Centre de Masse	Centre de Rigidité	Excentricité théorie.	
		G (x, y, z)[m]	R (x, y, z)[m]	ex[m]	ey[m]
RDC	387.07	10.74 8.01 2.04	10.34 8.74 2.97	0.4	0.73
1	414.49	10.73 8.05 5.61	10.34 8.74 6.41	0.39	0.68
2	380.48	10.73 8.05 8.67	10.34 8.74 9.47	0.39	0.68
3	380.48	10.73 8.05 11.73	10.34 8.74 12.53	0.39	0.68
4	380.48	10.73 8.05 14.79	10.34 8.74 15.59	0.39	0.68
5	380.48	10.73 8.05 17.85	10.34 8.74 18.65	0.39	0.68
6	380.48	10.73 8.05 20.91	10.34 8.74 21.71	0.39	0.68
7	380.48	10.73 8.05 23.97	10.34 8.74 24.77	0.39	0.68
8	380.49	10.73 8.05 27.03	10.34 8.74 27.83	0.39	0.68
9	380.49	10.73 8.05 30.09	10.34 8.74 30.89	0.39	0.68
10	380.49	10.72 8.04 33.15	10.34 8.66 33.97	0.38	0.62

Tableau IV.1.10: Les résultats des différents centres de gravité et de rigidité.

-Le tableau ci-après résumé les Valeur de L'excentricité Accidentelle de chaque niveau de la Structure :

Etage	Lx[m]	Ly [m]	ex[m]	ey[m]
RDC	21.75	16.67	1.00	0.83
Service	21.75	16.67	1.00	0.83
2	21.75	16.67	1.00	0.83
3	21.75	16.67	1.00	0.83
4	21.75	16.67	1.00	0.83
5	21.75	16.67	1.00	0.83
6	21.75	16.67	1.00	0.83
7	21.75	16.67	1.00	0.83
8	21.75	16.67	1.00	0.83
9	21.75	16.67	1.00	0.83
10	21.75	16.67	1.00	0.83

Tableau IV.1.11: L'excentricité Accidentelle des Etages.

IV.1.6.4:Justification de l'effort P-Δ

Les effets du 2^{ème} ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la Condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\Theta = \frac{Pk \times \Delta k}{V_k \times h_k} \leq 0.10$$

Avec :

- P_k**: Poids total de la structure et des charges d'exploitation associée au dessus de niveau k
- Δ_k**: Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.
- V_k**: Effort tranchant d'étage au niveau k.
- h_k**: Hauteur de l'étage k

- **Sens Longitudinal :**

Etage	W [t]	Pk[t]	Δ_k [m]	V_x [t]	h_k [m]	Θ	≤ 0.1
10	380.48	380.48	0.004	26.61	3.06	0.0187	C.V
9	380.48	760.96	0.006	47.05	3.06	0.0317	C.V
8	380.48	1141.44	0.006	67.31	3.06	0.0332	C.V
7	380.48	1521.92	0.006	85.4	3.06	0.0349	C.V
6	380.48	1902.4	0.007	101.18	3.06	0.0043	C.V
5	380.48	2282.88	0.008	114.93	3.06	0.0519	C.V
4	380.48	2663.36	0.008	126.51	3.06	0.0550	C.V
3	380.48	3043.74	0.007	135.92	3.06	0.0512	C.V
2	380.48	3424.22	0.007	143.16	3.06	0.0547	C.V
1	414.49	3838.71	0.005	148.68	3.06	0.0422	C.V
RDC	387.07	4225.78	0.004	151.63	4.08	0.0273	C.V

Tableau IV.1.12: Vérification a L'effet (P- Δ) <Sens Longitudinal >.

- **Sens Transversal :**

Etage	W [t]	Pk[t]	Δ_k [m]	V_x [t]	h_k [m]	Θ	≤ 0.1
10	380.48	380.48	0.005	23.66	3.06	0.0263	C.V
9	380.48	760.96	0.005	45.23	3.06	0.0275	C.V
8	380.48	1141.44	0.006	64.72	3.06	0.0346	C.V
7	380.48	1521.92	0.006	82.11	3.06	0.0363	C.V
6	380.48	1902.4	0.007	97.28	3.06	0.0447	C.V
5	380.48	2282.88	0.006	11.05	3.06	0.4051	C.V
4	380.48	2663.36	0.006	121.63	3.06	0.0429	C.V
3	380.48	3043.74	0.007	130.68	3.06	0.0533	C.V
2	380.48	3424.22	0.005	137.64	3.06	0.0407	C.V
1	414.49	3838.71	0.005	142.95	3.06	0.0439	C.V
RDC	387.07	4225.78	0.003	145.78	4.08	0.0213	C.V

Tableau IV.1.13: Vérification a L'effet (P- Δ) <Sens Transversal>.

Alors : $\Theta_k \leq 0.1$

Donc : L'effet (P- Δ) est négligeable pour les deux directions.

IV.1.6.5: Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble :

La vérification se fera pour les deux sens (longitudinal et transversal) avec la relation suivante :

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1.5$$

M_s : moment stabilisateur provoqué par les charges verticales.

$$M_s = W \times L/2$$

- W** : le poids total de la structure.
- L** : Dimension de la structure (Largeur Ou Longueur). L=20.05m.
- M_r** : moment de renversement provoqué par les charges horizontales.

$$M_r = \sum F_i \times h_i$$

Sens Longitudinal : $M_s = W \times L/2 = 4225.89 \times 21.75/2 = 45956.55 \text{ t. m.}$

Etage	F_i	h_i[m]	F_i × h_i
RDC	2.95	4.08	12.036
1	5.52	7.14	39.4128
2	7.24	10.2	73.848
3	9.41	13.26	124.777
4	11.58	16.32	188.986
5	13.75	19.38	266.475
6	15.78	22.24	350.947
7	18.09	25.2	455.868
8	20.96	28.56	598.618
9	22.44	31.62	709.553
10	24.61	34.68	853.475
$M_{rx} = \sum F_i \times h_i =$			3673.9958

Tableau IV.1.14 : Le moment de RENVERCEMENT provoqué par effort sismique sens XX.

Vérifications : $\frac{M_s}{M_r} = \frac{45956.55}{3673.9958} = 12.51 \geq 1.5 \dots \dots \dots$ **Condition Vérifier**

- **Sens Transversal:**

$M_s = W \times L/2 = 4225.89 \times 16.67/2 = 35222.793 \text{ t. m.}$

Etage	F_i	h_i [m]	$F_i \times h_i$
RDC	2.83	4.08	11.546
1	5.31	7.14	37.913
2	6.96	10.2	70.992
3	9.05	13.26	123.261
4	11.13	16.32	181.642
5	13.22	19.38	256.204
6	15.17	22.24	337.381
7	17.39	25.2	438.228
8	19.49	28.56	556.634
9	21.57	31.62	682.043
10	23.66	34.68	820.529
$M_{rx} = \sum F_i \times h_i$			3516.373

Tableau IV.1.15: Le moment de RENVERCEMENT provoqué par effort sismique sens YY.

Vérifications : $\frac{M_s}{M_r} = \frac{35222.793}{3516.373} = 10.02 \geq 1.5 \dots \dots \dots$ **Condition Vérifier.**

-DONC : La stabilité au renversement est alors vérifiée pour les deux sens.

IV.1 .7. CONCLUSION :

Après tous ces contrôles, nous pouvons dire que notre structure est une structure parasismique.

Les tableaux de l'annexe nous donnent les résultats adoptés par ROBOT 2014, ces résultats

Les différents contraintes des éléments principaux de la structure sont-elles utilisées pour

Calculez les armatures de ces éléments qui viendront dans notre prochain chapitre (calcul

Des éléments principaux).

2. ETUDE DU VENT

IV.2 : INTRODUCTION :

Scientifiquement le vent est un phénomène naturelle résulte du mouvement de l'aire du zone a eu un pression élevé au zone à faible pression.

Il imprime sur les structures des actions extérieurs compressions et tractions et intérieurs du vent appliquées aux parois dépendant de :

- La région.
- L'intensité
- La direction
- Le site d'implantation de la structure et leur environnement.
- la forme géométrique et les ouvertures qui sont continue par la structure.

IV.2.1 : APPLICATION DE RNV 99 :

La vérification de la stabilité d'ensemble de notre construction doit suivre les étapes suivantes :

- Le projet implante dans la willaya de Saida →Zone I (annexe -1 : RNV99).

$q_{ref} = 375 \text{ N/m}^2$ (tableau 2.3 : RNV99).

q_{ref} : La pression de référence.

Zone	$q_{ref} \text{ (N/m}^2\text{)}$	$q_{temp} \text{ (N/m}^2\text{)}$
I	375	270
II	470	340
III	575	415

Tableau IV.2.1 : valeur de la pression dynamique de référence.

➤ Détermination de K_t , C_t :

Pour K_t :

Nous avons la catégorie de terrain IV c'est une zone urbaine dont de 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieure à 15

Catégories de terrain	K_T	Z_0 (m)	Z_{min} (m)	ϵ
I En bord de mer, au bord d'un plan d'eau offrant au moins 5 km de longueur au vent, régions lisses et sans obstacles.	0,17	0,01	2	0,11
II Régions de culture avec haies et avec quelques petites fermes, maisons ou arbres.	0,19	0,05	4	0,26
III Zones industrielles ou suburbaines, forêt, zones urbaines ne rentrant pas dans la catégorie de terrain IV	0,22	0,3	8	0,37
IV Zones urbaines dont au moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieure à 15 m.	0,24	1	16	0,46

Tableau IV.2.2. Catégories de terrain.

K_t	Z_0	Z_{min}	ϵ
0.24	1	16	0.46

K_t : Facteur de terrain.

Z_{min} (m): Hauteur minimale.

Z (m) : Hauteur considérée.

Z_0 (m) : Paramètre de rugosité.

ϵ : Coefficient utilisé pour le calcul du coefficient « Cd ».

Le site est plat :

Le coefficient topographique $C_t \rightarrow 1$ (tableau 2.5 : RNV99)

Site	$C_t(z)$
site plat ($\Phi < 0.05$, voir § 4.3.4)	1
site aux alentours des vallées et oueds sans effet d'entonnoir	1
site aux alentours des vallées et oueds avec effet d'entonnoir	1.3
site aux alentours des plateaux	1.15
site aux alentours des collines	1.15
site montagneux	1.5

Tableau IV.2.3 : coefficients de topographie.

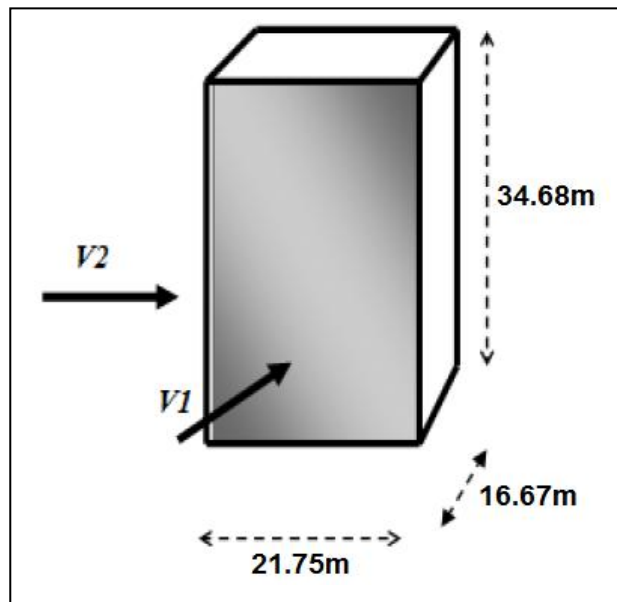
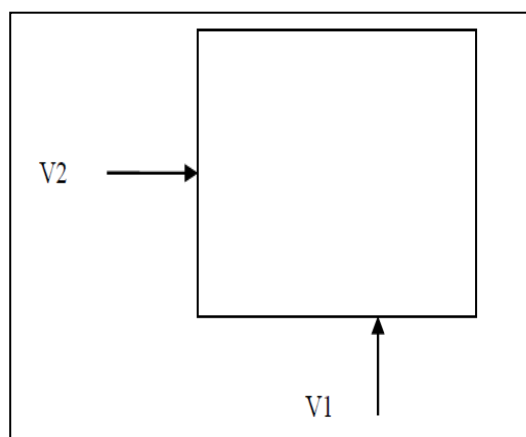


Figure IV.2.1: Forme de structure à étudier.

VII.2 .2.Choix du sens du vent : (chap. 02 - § 1.1.1 : RNV99).



IV.2 .3.COEFFICIENT DYNAMIQUE c_d :

D'après la figure 3.1 page 51. RNV99 (par interpolation)

- **Sens x. x (V1) :**

La structure du bâtiment étant en béton armé.

pour une hauteur $h = 34.68\text{m}$, et $b = 21.75\text{ m}$; $\rightarrow C_d = 0.94$

- **Sens y. y (V2):**

pour une hauteur $h = 34.68\text{m}$, et $b = 16.67\text{ m}$; $\rightarrow C_d = 0.95$

$C_d < 1.2$ donc : la structure est peut sensible aux excitations dynamiques (**chap. 02 - §3.2 RNV99**)

- **1^{ER} SENS**

Evaluation de la pression due au vent (q): (chap. 02 - § 1.2.2 : RNV99).

$$q_j = C_d \times W_j(Z) \quad (\text{N/m}^2)$$

C_d : est le coefficient dynamique de la construction défini au chapitre 3 ;

W : (*en N/m^2*) est la pression nette (appelée aussi pression) exercée sur l'élément de surface

j , calculée à la hauteur Z_j relative à l'élément de surface j .

$$q_j = C_d \times q_{\text{dyn}} \times [C_{pe} - C_{pi}]$$

C_{pe} : est le coefficient de pression extérieure.

C_{pi} : est le coefficient de pression intérieure.

- Evaluation de la pression dynamique (q_{dyn}) : (chap. 02 - § 3.2 : RNV99).

$$q_{\text{dyn}}(Z) = q_{\text{ref}} \times C_e(Z, j)$$

- Evaluation de $C_e(Z)$: (chap. 02 - § 3.3 : RNV99).

$$C_e(Z) = C_t^2(Z) \times C_r^2(Z) \times \left[1 + \frac{(7 \times K_t)}{(C_r(Z) \times C_t(Z))} \right]$$

- Evaluation de $C_r(Z)$ j : (**chap. 02 - § 4.2 : RNV99**).

$$C_r(Z) = K_t \times L_n \left(\frac{Z}{z_0} \right) \quad \text{Pour } Z_{\min} \leq Z \leq 200\text{m}$$

$$C_r(Z) = K_t \times L_n \left(\frac{Z_{\min}}{z_0} \right) \quad \text{Pour } Z \leq Z_{\min} = 16\text{m}$$

Niveau	Z_j (m)	Z_{\min}	Z_0	K_t	C_t	C_r	C_e	q_{ref}	q_{dyn}
RDC	2.04	16	1	0.24	1	0.665	1.559	375	585
1	5.1	16	1	0.24	1	0.665	1.559	375	585
2	8.16	16	1	0.24	1	0.665	1.559	375	585
3	11.22	16	1	0.24	1	0.665	1.559	375	585
4	14.28	16	1	0.24	1	0.665	1.559	375	585
5	17.34	16	1	0.24	1	0.685	1.620	375	607.5
6	20.4	16	1	0.24	1	0.724	1.740	375	652.5
7	23.46	16	1	0.24	1	0.757	1.845	375	691.88
8	26.52	16	1	0.24	1	0.787	1.942	375	728.25
9	29.58	16	1	0.24	1	0.813	2.027	375	760.13
10	32.64	16	1	0.24	1	0.837	2.107	375	790.13

Tableau IV.2.4. : Pression dynamique q_{dyn} sens 1.

b) Détermination des coefficients de pression extérieure C_{pe} :

Pour les parois verticales, il convient de diviser les parois comme l'indique la figure 5.1

les valeurs de $C_{pe;10}$ et $C_{pe;1}$ Sont donnée dans le paragraphe 5.1 du RNV99.

- **Parois verticales :**

$$E = \min[b; 2h] = \min[21.75; 69.36] \rightarrow e = 21.75\text{m}$$

b : la dimension horizontale perpendiculaire à la direction du vent prise à la base de la construction.

h: la hauteur total de la construction.

$d = 16.67m \leq e = 21.75m \rightarrow A', B'$

Vue en plan :

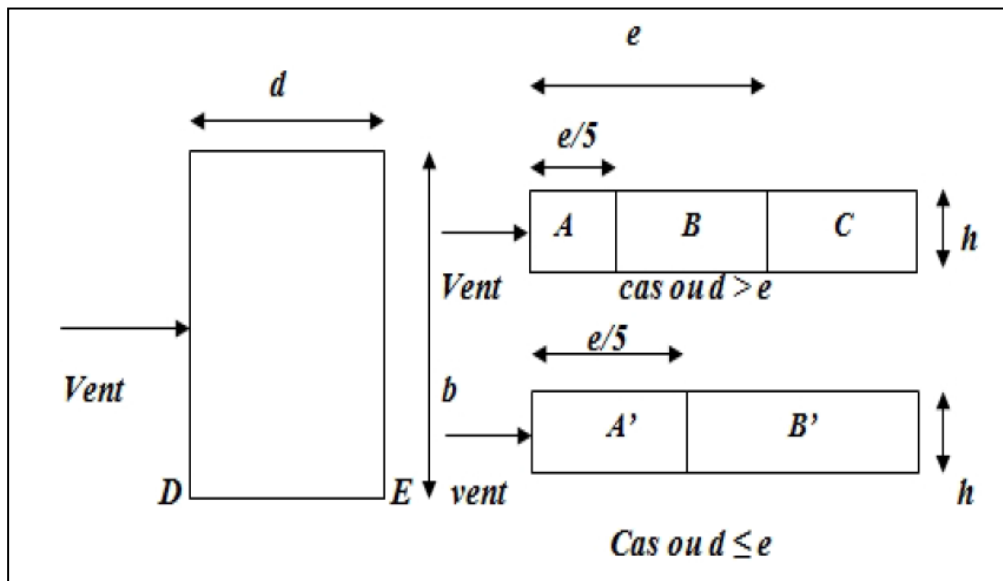


Figure IV.2.2. Répartition des Zones de Pression extérieure sur les parois.

AA'		BB'		D		E	
$C_{pe;10}$	$C_{pe;1}$	$C_{pe;10}$	$C_{pe;1}$	$C_{pe;10}$	$C_{pe;1}$	$C_{pe;10}$	$C_{pe;1}$
-1.0	-1.3	-0.8	-1.0	+0.8	+0.1	-0.3	-0.3

Tableau IV.2.5 : Valeurs des C_{pe} sur parois plate.

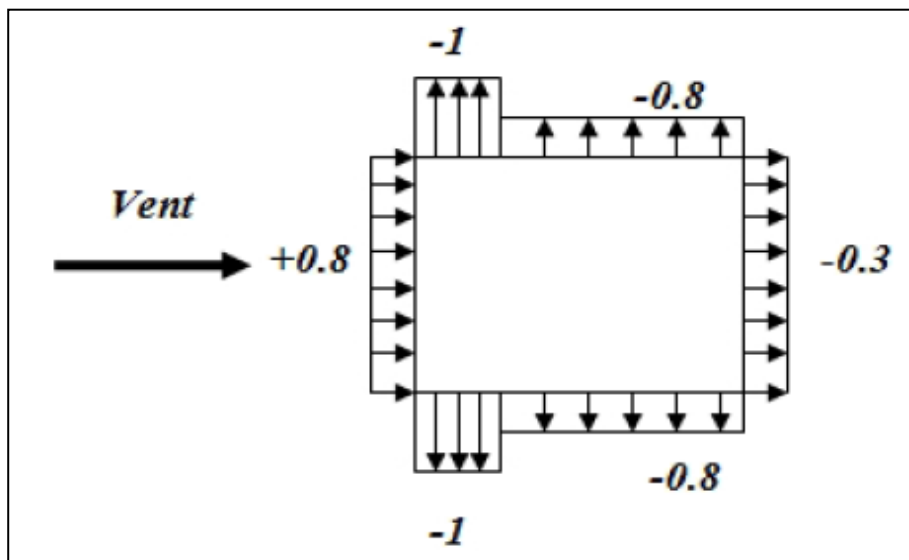


Figure IV.2.3: Valeur C_p sur les parois verticales.

➤ Toitures :

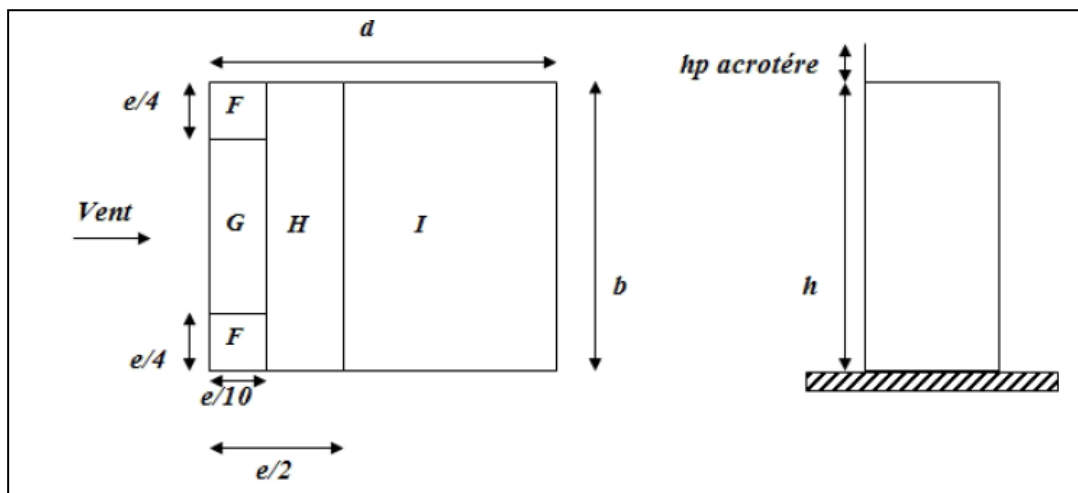


Figure IV.2.4: Répartition des zones de pression extérieure sur la toiture.

C_{pe}	F	G	H	I
$h_p/h = 0.025$	-1.6	-1.1	-0.7	± 0.2

Tableau IV.2.6 : Valeurs des C_{pe} sur la toiture plate.

➤ Evaluation de la pression intérieure (C_{pi}) : (chap. 05 - §2.2.2 : RNV99)

Dans le cas de bâtiment avec cloisons Intérieure; les valeurs suivantes doivent être utilisées :

$C_{pi} = 0.8$ et $C_{pi} = -0.5$

➤ Evaluation de la pression due vent (q) :

➤ Parois verticales : $C_{pi} = 0.8$

C_{pi} : Coefficients de Pression Extérieure des toitures Plates :

Zone	Z(m)	C_d	C_{pe}	C_{pi}	$q_{dyn}(N/m^2)$	$q(Z)(N/m^2)$
A'	2.04	0.94	-1	0.8	585	-989.82
	5.1				585	-989.82
	8.16				585	-989.82
	11.22				585	-989.82
	14.28				585	-989.82
	17.34				607.5	-1027.89
	20.4				652.5	-1104.03
	23.46				691.88	-1170.661

	26.52				728.25	-1232.199
	29.58				760.13	-1286.140
	32.64				790.13	-1336.899
<i>B'</i>	2.04	-0.8			585	-879.84
	5.1				585	-879.84
	8.16				585	-879.84
	11.22				585	-879.84
	14.28				585	-879.84
	17.34				607.5	-913.68
	20.4				652.5	-981.36
	23.46				691.88	-1040.588
	26.52				728.25	-1095.288
	29.58				760.13	-1143.236
	32.64				790.13	-1188.356
D	2.04	0.8			585	0
	5.1				585	0
	8.16				585	0
	11.22				585	0
	14.28				585	0
	17.34				607.5	0
	20.4				652.5	0
	23.46				691.88	0
	26.52				728.25	0
	29.58				760.13	0
	32.64				790.13	0
E	2.04	-0.3			585	-604.89
	5.1				585	-604.89
	8.16				585	-604.89
	11.22				585	-604.89
	14.28				585	-604.89
	17.34				607.5	-628.155
	20.4				652.5	-674.685

	23.46			691.88	-715.404
	26.52			728.25	-753.011
	29.58			760.13	-785.974
	32.64			790.13	-816.994

Tableau IV.2.7 : la pression due au vent (q) des parois vertical $C_{pi}=0.8$ Sens1.

➤ **Toiture :**

	Z (m)	C_d	C_{pe}	C_{pi}	$q_{dyn}(N/m^2)$	$q(Z)(N/m^2)$
F	32.64	0.94	-1.6	0.8	790.13	-1782.24
G			-1.1			-1411.172
H			-0.7			-1114.083
I			± 0.2			-742.722 -445.633

Tableau IV.2.8 : la pression due au vent (q) de la toiture $C_{pi}=0.8$ Sens1.

➤ **Force de frottement :** (chap. 02 - § .1.4: RNV99)

$$F_{tr} = \sum(q_{dun}(Z_j) \times C_{fr,j} \times S_{fr,j})$$

$$d/b = 16.67/21.75 = \mathbf{0.77} < 3 \rightarrow \text{cnv}$$

$$d/h = 16.67/34.68 = \mathbf{0.48} < 3 \rightarrow \text{cnv}$$

Donc les forces de frottements ne seront pas prises en compte.

➤ **Action de l'ensemble :** (chap. 02 - § .1.4. RNV99).

	Z (m)	$q(Z)(N/m^2)$	surface	$R(Z)_x(N/m^2)$	$R(Z)_y(N/m^2)$
D	2.04	0	88.74	0	0
	5.1	0	66.56	0	0
	8.16	0	66.56	0	0
	11.22	0	66.56	0	0
	14.28	0	66.56	0	0
	17.34	0	66.56	0	0
	20.4	0	66.56	0	0
	23.46	0	66.56	0	0

	26.52	0	66.56	0	0
	29.58	0	66.56	0	0
	32.64	0	66.56	0	0
E	2.04	-604.89	88.74	-53677.94	0
	5.1	-604.89	66.56	-40261.48	0
	8.16	-604.89	66.56	-40261.48	0
	11.22	-604.89	66.56	-40261.48	0
	14.28	-604.89	66.56	-40261.48	0
	17.34	-628.155	66.56	-41809.99	0
	20.4	-674.685	66.56	-44907.03	0
	23.46	-715.404	66.56	-47617.29	0
	26.52	-753.011	66.56	-50120.41	0
	29.58	-785.974	66.56	-52314.43	0
	32.64	-816.994	66.56	-54379.12	0
F	32.64	-1782.24	23.65	0	-42149.98
G		-1411.172	10.875	0	-15346.496
H		-1114.083	189.225	0	-210812.356
I		-742.722	126.041	0	-93613.424
		Total		-505872.13	-361922.256

Tableau IV.2.9 : Valeurs des forces de frottement $C_{pi} = 0.8$ sens l.

➤ **Parois verticales** : $C_{pi} = -0.5$

Zone	Z(m)	C_d	C_{pe}	C_{pi}	$q_{dyn}(N/m^2)$	$q(Z)(N/m^2)$
A'	2.04	0.94	-1	-0.5	585	-274.95
	5.1				585	-274.95
	8.16				585	-274.95
	11.22				585	-274.95
	14.28				585	-275.95
	17.34				607.5	-285.525
	20.4				652.5	-306.675
	23.46				691.88	-325.184
	26.52				728.25	-342.278
	29.58				760.13	-357.261
	32.64				790.13	-371.361
B'	2.04	0.94	-0.8	-0.5	585	-164.97
	5.1				585	-164.97
	8.16				585	-164.97
	11.22				585	-164.97
	14.28				585	-164.97
	17.34				607.5	-171.315
	20.4				652.5	-184.005
	23.46				691.88	-195.110
	26.52				728.25	-205.367
	29.58				760.13	-214.357
	32.64				790.13	-222.817
D	2.04	0.94	0.8	-0.5	585	714.87
	5.1				585	714.87
	8.16				585	714.87
	11.22				585	714.87
	14.28				585	714.87
	17.34				607.5	742.365
	20.4				652.5	797.355

	23.46				691.88	845.477
	26.52				728.25	889.922
	29.58				760.13	928.879
	32.64				790.13	965.539
E	2.04	-0.3			585	274.95
	5.1				585	274.95
	8.16				585	274.95
	11.22				585	274.95
	14.28				585	274.95
	17.34				607.5	114.21
	20.4				652.5	122.67
	23.46				691.88	130.073
	26.52				728.25	136.911
	29.58				760.13	142.904
	32.64				790.13	142.904

Tableau IV.2.10: la pression due au vent (q) des parois vertical $C_{pi}=-0.5$ Sens1.

➤ **Toiture :**

	Z (m)	C_d	C_{pe}	C_{pi}	$q_{dyn}(N/m^2)$	$q(Z)(N/m^2)$
F	32.64	0.94	-1.6	-0.5	790.13	-816.994
G			-1.1			-445.633
H			-0.7			-148.544
I			± 0.2			222.817
						519.906

Tableau IV.2.11 : la pression due au vent (q) de la toiture $C_{pi}=-0.5$ Sens1.

➤ **Force de frottement :** (chap. 02 - § .1.4: RNV99)

$$F_{tr} = \sum(q_{dun}(Z_j) \times C_{fr,j} \times S_{fr,j})$$

$$d/b = 16.67/21.75 = \mathbf{0.77} < 3 \rightarrow \text{cnv}$$

$$d/h = 16.67/34.68 = \mathbf{0.48} < 3 \rightarrow \text{cnv}$$

Donc les forces de frottements ne seront pas prises en compte.

➤ Action de l'ensemble : (chap. 02 - § .1.4. RNV99).

	Z (m)	q(Z)(N/m ²)	Surface	R(Z) _x (N/m ²)	R(Z) _y (N/m ²)
D	2.04	714.87	88.74	63437.564	0
	5.1	714.87	66.56	47581.747	0
	8.16	714.87	66.56	47581.747	0
	11.22	714.87	66.56	47581.747	0
	14.28	714.87	66.56	47581.747	0
	17.34	742.365	66.56	49411.814	0
	20.4	797.355	66.56	53071.949	0
	23.46	845.477	66.56	56274.949	0
	26.52	889.922	66.56	59233.208	0
	29.58	928.879	66.56	61826.186	0
	32.64	965.539	66.56	64266.276	0
E	2.04	274.95	88.74	24399.063	0
	5.1	274.95	66.56	18300.672	0
	8.16	274.95	66.56	18300.672	0
	11.22	274.95	66.56	18300.672	0
	14.28	274.95	66.56	18300.672	0
	17.34	114.21	66.56	7601.818	0
	20.4	122.67	66.56	8164.915	0
	23.46	130.073	66.56	8657.659	0
	26.52	136.911	66.56	9112.796	0
	29.58	142.904	66.56	9511.690	0
	32.64	142.904	66.56	9511.690	0
F		-816.994	23.65	0	-19321.908
G		-445.633	10.875	0	-4846.259
H	32.64	-148.544	189.225	0	-28108.238
I		222.817	126.041	0	28084.078
		Total		505872.13	-24192.327

Tableau IV.2.12 : Valeurs des forces de frottement $C_{pi} = -0.5$ Sens 1.

➤ 2^{ème} Sens :

Niveau	Z_j (m)	Z_{min}	Z_0	K_t	C_t	C_r	C_e	q_{ref}	q_{dyn}
RDC	2.04	16	1	0.24	1	0.665	1.559	375	585
1	5.1	16	1	0.24	1	0.665	1.559	375	585
2	8.16	16	1	0.24	1	0.665	1.559	375	585
3	11.22	16	1	0.24	1	0.665	1.559	375	585
4	14.28	16	1	0.24	1	0.665	1.559	375	585
5	17.34	16	1	0.24	1	0.685	1.620	375	607.5
6	20.4	16	1	0.24	1	0.724	1.740	375	652.5
7	23.46	16	1	0.24	1	0.757	1.845	375	691.88
8	26.52	16	1	0.24	1	0.787	1.942	375	728.25
9	29.58	16	1	0.24	1	0.813	2.027	375	760.13
10	32.64	16	1	0.24	1	0.837	2.107	375	790.13

Tableau IV.2.13. : Pression dynamique q_{dyn} sens 2➤ Détermination des coefficients de pression extérieure C_{pe} :

Pour les parois verticales, il convient de diviser les parois comme l'indique la figure 5.1

les valeurs de $C_{pe;10}$ et $C_{pe;1}$ Sont donnée dans le paragraphe 5.1 du RNV99.

Parois verticales :

$$E = \min[b; 2h] = \min[16.67; 69.36] \rightarrow e = 16.67 \text{ m}$$

b : la dimension horizontale perpendiculaire à la direction du vent prise à la base de la construction.

h: la hauteur total de la construction.

$$d = 21.75 \text{ m} > e = 16.67 \text{ m} \rightarrow A, B, C$$

AA'		BB'		C		D		E	
$C_{pe;10}$	$C_{pe;1}$	$C_{pe;10}$	$C_{pe;1}$	$C_{pe;10}$	$C_{pe;1}$	$C_{pe;10}$	$C_{pe;1}$	$C_{pe;10}$	$C_{pe;1}$
-1.0	-1.3	-0.8	-1.0	-0.5	-0.5	+0.8	+1.0	-0.3	-0.3

Tableau IV.2.14 : Valeurs des C_{pe} sur parois plate

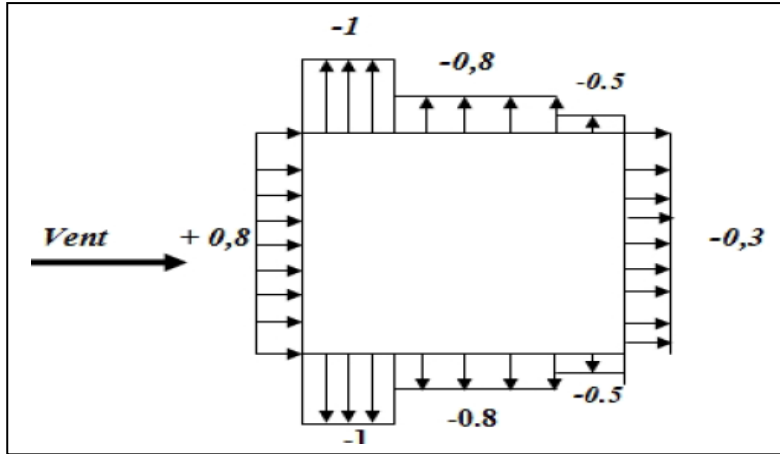


Figure IV.2.5 : Valeur C_p sur les parois verticales

➤ Toitures :

C_{pe}	F	G	H	I
$h_p/h = 0.025$	-1.6	-1.1	-0.7	± 0.2

Tableau IV.2.15 : Valeurs des C_{pe} sur la toiture plate.

➤ Evaluation de la pression intérieure (C_{pi}) : (chap. 05 - §2.2.2 : RNV99)

Dans le cas de bâtiment avec cloisons Intérieure; les valeurs suivantes doivent être utilisées :

$C_{pi} = 0.8$ et $C_{pi} = -0.5$

➤ Toiture :

	Z (m)	C_d	C_{pe}	C_{pi}	$q_{dyn}(N/m^2)$	$q(Z)(N/m^2)$
F	32.64	0.95	-1.6	0.8	790.13	-1801.496
G			-1.1			-1426.185
H			-0.7			-1125.935
I			± 0.2			-450.374
						-750.624

Tableau IV.2.16 : la pression due au vent (q) de la toiture $C_{pi} = 0.8$ sens 2

➤ Evaluation de la pression due vent (q) :

Parois verticales :

Zone	Z(m)	C_d	C_{pe}	C_{pi}	$q_{dyn}(N/m^2)$	$q(Z)(N/m^2)$
A'	2.04	0.95	-1	0.8	585	-1000.35
	5.1				585	-1000.35
	8.16				585	-1000.35
	11.22				585	-1000.35
	14.28				585	-1000.35
	17.34				607.5	-1038.825
	20.4				652.5	-1115.775
	23.46				691.88	-1183.115
	26.52				728.25	-1245.308
	29.58				760.13	-1299.822
	32.64				790.13	-1351.122
B'	2.04	0.95	-0.8	0.8	585	-889.2
	5.1				585	-889.2
	8.16				585	-889.2
	11.22				585	-889.2
	14.28				585	-889.2
	17.34				607.5	-923.4
	20.4				652.5	-991.8
	23.46				691.88	-1051.658
	26.52				728.25	-1106.94
	29.58				760.13	-1155.398
	32.64				790.13	-1200.998
C	2.04	0.95	-0.5	0.8	585	-722.475
	5.1				585	-722.475
	8.16				585	-722.475
	11.22				585	-722.475
	14.28				585	-722.475
	17.34				607.5	-750.263

	20.4				652.5	-805.838
	23.46				691.88	-854.472
	26.52				728.25	-899.3888
	29.58				760.13	-938.761
	32.64				790.13	-975.811
D	2.04	0.8			585	0
	5.1				585	0
	8.16				585	0
	11.22				585	0
	14.28				585	0
	17.34				607.5	0
	20.4				652.5	0
	23.46				691.88	0
	26.52				728.25	0
	29.58				760.13	0
	32.64				790.13	0
E	2.04	-0.3			585	-611.325
	5.1				585	-611.325
	8.16				585	-611.325
	11.22				585	-611.325
	14.28				585	-611.325
	17.34				607.5	-634.838
	20.4				652.5	-681.863
	23.46				691.88	-723.015
	26.52				728.25	-761.283
	29.58				760.13	-794.336
	32.64				790.13	-825.686

Tableau IV.2.17: la pression due au vent (q) des parois vertical $C_{pi}=0.8$ Sens2

➤ **Force de frottement** : (chap. 02 - § .1.4: RNV99)

$$F_{tr} = \sum(q_{dun}(Z_j) \times C_{fr,j} \times S_{fr,j})$$

$$d/b = 21.75/16.67 = \mathbf{1.305} < 3 \rightarrow \text{cnv}$$

$$d/h = 21.75/34.68 = \mathbf{0.627} < 3 \rightarrow \text{cnv}$$

Donc les forces de frottements ne seront pas prises en compte.

➤ **Action de l'ensemble** : (chap.02 - § .1.4: RNV99).

	$Z(m)$	$q(Z)(N/m^2)$	Surface	$R(Z)_x(N/m^2)$	$R(Z)_y(N/m^2)$
D	2.04	0	68.01	0	0
	5.1	0	51.01	0	0
	8.16	0	51.01	0	0
	11.22	0	51.01	0	0
	14.28	0	51.01	0	0
	17.34	0	51.01	0	0
	20.4	0	51.01	0	0
	23.46	0	51.01	0	0
	26.52	0	51.01	0	0
	29.58	0	51.01	0	0
	32.64	0	51.01	0	0
E	2.04	-611.325	68.01	-41576.213	0
	5.1	-611.325	51.01	-31183.688	0
	8.16	-611.325	51.01	-31183.688	0
	11.22	-611.325	51.01	-31183.688	0
	14.28	-611.325	51.01	-31183.688	0
	17.34	-643.838	51.01	-32842.176	0
	20.4	-681.863	51.01	-34781.832	0
	23.46	-723.015	51.01	-36880.995	0
	26.52	-761.283	51.01	-38833.046	0
	29.58	-794.336	51.01	-40519.079	0
	32.64	-825.686	51.01	-42118.243	0

F	32.64	-1782.24	13.89	0	-24755.314
G		-1411.172	8.335	0	-11762.119
H		-1114.083	111.156	0	-123837.009
I		-742.722	223.628	0	-166093.435
		Total		-392286.336	-326447.877

Tableau IV.2.18 : Valeurs des forces de frottement $C_{pi} = 0.8$ Sens2.

Dans le cas de bâtiments avec cloisons intérieure ; les valeurs suivantes doivent être

utilisées : $C_{pi} = -0.5$

➤ **Toiture :**

	Z (m)	C_d	C_{pe}	C_{pi}	$q_{dyn}(N/m^2)$	$q(Z)(N/m^2)$
F	32.64	0.95	-1.6	-0.5	790.13	-825.686
G			-1.1			-450.374
H			-0.7			-150.125
I			± 0.2			525.436 225.187

Tableau IV.2.19 : la pression due au vent (q) de la toiture $C_{pi} = -0.5$ Sens2.

➤ **Evaluation de la pression due vent (q) :**

Parois verticales :

Zone	Z(m)	C_d	C_{pe}	C_{pi}	$q_{dyn}(N/m^2)$	$q(Z)(N/m^2)$
A'	2.04			-1	585	-277.875
	5.1				585	-277.875
	8.16				585	-277.875
	11.22				585	-277.875
	14.28				585	-277.875
	17.34				607.5	-288.563
	20.4				652.5	-309.938
	23.46				691.88	-328.643
	26.52				728.25	-345.919
	29.58				760.13	-361.062

	32.64				790.13	-375.312
B'	2.04	0.95	-0.8	-0.5	585	-166.725
	5.1				585	-166.725
	8.16				585	-166.725
	11.22				585	-166.725
	14.28				585	-166.725
	17.34				607.5	-173.138
	20.4				652.5	-185.963
	23.46				691.88	-197.186
	26.52				728.25	-207.551
	29.58				760.13	-216.637
	32.64				790.13	-225.187
	C				2.04	
5.1		585	0			
8.16		585	0			
11.22		585	0			
14.28		585	0			
17.34		607.5	0			
20.4		652.5	0			
23.46		691.88	0			
26.52		728.25	0			
29.58		760.13	0			
32.64		760.13	0			
D	2.04		0.8		585	722.475
	5.1				585	722.475
	8.16				585	722.475
	11.22				585	722.475
	14.28				585	722.475
	17.34				607.5	750.263
	20.4				652.5	805.838
	26.52				728.25	899.389

	29.58			760.13	938.761
	32.64			790.13	975.106
E	2.04	-0.3		585	111.15
	5.1			585	111.15
	8.16			585	111.15
	11.22			585	111.15
	14.28			585	111.15
	17.34			607.5	115.425
	20.4			652.5	123.975
	23.46			691.88	131.457
	26.52			728.25	138.368
	29.58			760.13	144.425
32.64	790.13	150.125			

Tableau IV. 2.20: la pression due au vent (q) des parois vertical $C_{pi}=-0.5$ Sens2.

➤ **Force de frottement :** (chap. 02 - § .1.4: RNV99)

$$F_{tr} = \sum (q_{dun}(Z_j) \times C_{fr,j} \times S_{fr,j})$$

$$d/b = 21.75/16.67 = \mathbf{1.305} < 3 \rightarrow \text{cnv}$$

$$D/h = 21.75/34.68 = \mathbf{0.627} < 3 \rightarrow \text{cnv}$$

Donc les forces de frottements ne seront pas prises en compte.

➤ **Action de l'ensemble :** (chap.02 - § .1.4: RNV99).

	Z (m)	q(Z)(N/m ²)	Surface	R(Z) _x (N/m ²)	R(Z) _y (N/m ²)
D	2.04	722.475	68.01	49135.525	0
	5.1	722.475	51.01	36853.450	0
	8.16	722.475	51.01	36853.450	0
	11.22	722.475	51.01	36853.450	0
	14.28	722.475	51.01	36853.450	0
	17.34	750.263	51.01	38270.916	0
	20.4	805.838	51.01	41105.796	0

	23.46	854.472	51.01	43586.617	0
	26.52	899.389	51.01	45877.833	0
	29.58	938.761	51.01	47886.199	0
	32.64	975.106	51.01	49740.157	0
E	2.04	111.15	68.01	7559.312	0
	5.1	111.15	51.01	5669.762	0
	8.16	111.15	51.01	5669.762	0
	11.22	111.15	51.01	5669.762	0
	14.28	111.15	51.01	5669.762	0
	17.34	115.425	51.01	5887.829	0
	20.4	123.975	51.01	6656.805	0
	23.46	131.475	51.01	6706.540	0
	26.52	138.368	51.01	7058.152	0
	29.58	144.425	51.01	7367.119	0
	32.64	150.125	51.01	42118.243	0
F	32.64	-825.686	13.89	0	-11468.779
G		-450.374	8.335	0	-3753.867
H		-150.125	111.156	0	-16687.295
I		525.43	223.628	0	117502.202
		Total		569049.891	85592.262

Tableau IV.2.21 : Valeurs des forces de frottement $C_{pi} = -0.5$ Sens2.

IV.2.4. VERIFICATION:

Effort	Vent	Séisme
$V_x(T)$	50.58	137.302
$V_y(T)$	56.90	146.2

La force résultante R dans chaque direction est négligeable devant le poids du bâtiment donc il n'y a pas de risque de soulèvement ou de renversement.

IV.2.5. CONCLUSION :

On conclusion, nous pouvons déduire que les effets du séisme sont plus fort par rapport aux effets du vent qui on peut négliger ces derniers ne seront pris en considération pour la vérification de la résistance et de la stabilité de l'ouvrage.

Chapitre V :

Ferraillage des éléments structuraux

V.1.INTRODUCTION :

L'étude des portiques sera effectuée en se basant sur le calcul du portique le plus défavorable et sous différentes sollicitations. Le portique est constitué par l'assemblage des poteaux et des poutres.

- **Poteaux**

Se sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appui pour transmettre les charges aux fondations.

Ils sont sollicités en compression simple ou en flexion composée.

- **Poutres**

Se sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, elles transmettent les charges aux poteaux, leur mode de sollicitation est la flexion simple.

L'étude des portiques (poteaux, poutres) sous charges verticales et horizontales, nous permet de les ferrailer sous les différentes sollicitations, ce calcul est fait par le programme (ETABS).

V.2 : FERRAILLAGE DES POTEAUX :

Les poteaux sont soumis aux efforts suivants :

- Effort normal (N).
- Effort tranchant.
- Moment fléchissant.

Donc ils doivent être ferrillés en flexion composée à l' E.L.U.

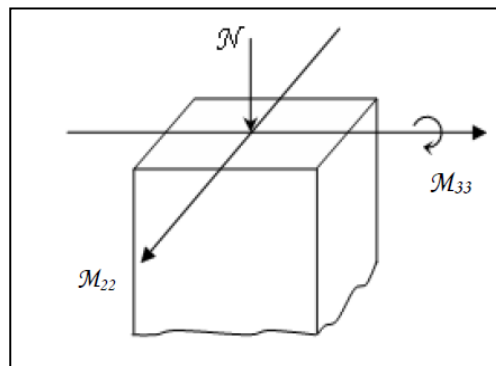


Figure V.1 : Direction des moments et efforts sur un poteau.

	γ_b	γ_s	$f_{c28}(\text{MPa})$	$f_{bu}(\text{MPa})$	$f_e(\text{MPa})$	$\sigma_s(\text{MPa})$
Situation durable	1.5	1.15	25	14.2	400	348
Situation accidentelle	1.15	1.00	25	18.5	400	400

Tableau V.1 : Caractéristique mécanique des matériaux .

V.2.1 : Combinaisons des charges:

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- Selon BAEL91 : **ELU** : $1.35 G + 1.5 Q$

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

- Selon R.P.A 99 : $G + G \pm E$ et $0.8 G \pm E$

V.2.2 : Recommandations du RPA99/version 2003 :

D'après le RPA99/version 2003 (**article 7.4.2 page 48**), les armatures longitudinale doivent être à haute adhérence droites et sans crochets.

- ✓ Leur pourcentage minimal en zone sismique **I** sera de :
 - $A_s \geq 0.7\% b \cdot h$ en zone I.
- ✓ Leur pourcentage maximal :
 - 4% en zone courante.
 - 6 % en zone de recouvrement.
- ✓ Le diamètre minimum est de 12mm.
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de:
 - 40ϕ en zone I.
- ✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :
 - 25 cm en zone I.

Niveau	Section des poteaux (cm^2)	$A_{s \min}$ RPA (cm^2)	$A_{s \max}$ RPA (cm^2) Zone courante	$A_{s \max}$ RPA (cm^2) Zone de Recouvrement
RDC÷10tage	50× 65	22.75 cm^2	130 cm^2	195 cm^2

Tableau V.2 : pourcentages minimal et maximal des armatures longitudinales.

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes :

$$N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$$

$$N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$$

$$M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$$

V.2.3 : Calcul de ferrailage des poteaux :

- **Poteaux de section : (50×65) cm²**
- C=4cm, d=h -c=65-4=61cm, Acier FeE=400MPa, f_{C28}=25MPa

ELU		ELS		0.8G + E		G + Q + E _Y	
<i>N_{max}</i> (KN)	<i>M_{cor}</i> (KN)	<i>N_{max}</i> (KN)	<i>M_{cor}</i> (KN)	<i>N_{min}</i> (KN)	<i>M_{cor}</i> (KN)	<i>M_{max}</i> (KN)	<i>N_{cor}</i> (KN)
2747.26	10.41	1997.78	7.60	97.06	32.84	119.70	96.79

Tableau V.3 : les résultats des efforts et moments pour chaque combinaison.

Les sections soumises à un effort de compression sont justifiées vis-à-vis de L'ELU de stabilité de forme conformément à L'article. A.4.3.5 du C.B.A 93 en adoptant une excentricité totale de calcul.

1^{ère} Cas : E.L.U :

$$e = e_1 + e_2$$

$$e_1 = \frac{M_1}{N} + e_0 = e_0 + e_a$$

- e_1 : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.
- e_2 : excentricité dus aux effets du second ordre.
- e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales

(Après
exécution).

$$e_0 = \frac{M_{\text{corr}}}{N_{\max}} = \frac{10.41}{2747.26} = \mathbf{0.00379}$$

$$e_a = \max\left(2\text{cm}; \frac{L}{250}\right)$$

$$e_a = \max\left(2\text{cm}; \frac{306}{250}\right) \rightarrow \mathbf{e_a = 0.02m}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 0.00379 + 0.02 = \mathbf{0.02379m}$$

- Excentricité due aux effets du second ordre e_2 :

$$\text{Si } \frac{L_f}{h} < \max\left(15, \frac{20 \cdot e_1}{h}\right)$$

L_f : La longueur de flambement du poteau.

$$L_f = 0.7 \times 3.06 = \mathbf{2.14 m.}$$

$$\frac{L_f}{h} = \frac{2.14}{0.65} = 3.29 < \max(15, 0.93)$$

Donc on peut utiliser la méthode forfaitaire

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} \times (2 + \alpha \emptyset). \quad \emptyset: \text{Généralement on prend } \emptyset = 2$$

$$\lambda = 3.46 \times \frac{L_f}{h} = \mathbf{11.38} \quad \lambda \leq 50 \rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \mathbf{0.83}$$

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} \times (2 + \alpha \emptyset) \rightarrow e_2 = \mathbf{0.00774m}$$

$$e = e_1 + e_2 = 0.02379 + 0.00774 = \mathbf{0.03153m}$$

$$M_{corr} = N \times e = 2747.26 \times 0.03153 = \mathbf{86.62 KN. m}$$

- Les efforts corrigés :

$$N_{max} = 2747.26 \text{ KN} \quad M_{corr} = 86.62 \text{ KN.m}$$

$$\text{a) } (0.337 \cdot h - 0.81 \cdot c') \times b \times h \times \sigma_b$$

$$(0.337 \times 0.65 - 0.81 \times 0.04) \times 0.50 \times 0.65 \times 14.2 = \mathbf{0.861(MN. m)}$$

$$M_{ua} = M_{corr} + N \times (d - h/2) = 86.62 + 2747.26 \times (0.61 - 0.65/2)$$

$$\mathbf{M_{ua} = 869.589(KN. m)}$$

$$\text{b) } N(d - c') - M_{ua}$$

$$2747.26 \times (0.61 - 0.04) - 869.589 = \mathbf{0.656(MN. m)}$$

Alors : $a > b$ la section est partiellement comprimée

➤ **Détermination des armatures à la flexion composée :**

$$M = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{869589}{14.2 \times 50 \times (61)^2} = 0.329 < \mu_1 = 0.392$$

$$\alpha = 1.25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right] = 0.52 \quad \beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.792$$

$$A^f = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot \beta \cdot d} = \frac{869589}{348 \times 0.792 \times 61} = 51.72 \text{ cm}^2$$

$$A = A^f - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 51.72 - \frac{2747260}{100 \times 348} = -27.22 \text{ cm}^2$$

2^{ème} Cas G+Q+E:

Les efforts corrigés:

$$N_{\text{corr}} = 96.79 \text{ KN} \quad M_{\text{max}} = 119.70 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = \frac{M_{\text{max}}}{N_{\text{corr}}} = \frac{119.70}{96.79} = \mathbf{1.24}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 1.24 + 0.02 = \mathbf{1.26m}$$

$$e = e_1 + e_2 = 1.26 + 0.00774 = \mathbf{1.2677m}$$

$$M_{\text{corr}} = N \times e = 96.79 \times 1.2677 = \mathbf{122.701 \text{ KN.m}}$$

• **Les efforts corrigés :**

$$N_{\text{corr}} = 96.79 \text{ KN} \quad M_{\text{max}} = 122.701 \text{ KN.m}$$

a) 0.861(MN.m)

$$M_{\text{ua}} = M_{\text{corr}} + N \times (d - h/2) = 122.701 + 96.79 \times (0.61 - 0.65/2)$$

$$\mathbf{M_{ua} = 150.286(KN.m)}$$

b) N (d - c') - M_{ua}

$$96.79 \times (0.61 - 0.04) - 151.254 = \mathbf{-0.961(MN.m)}$$

Alors : a > b la section est partiellement comprimée.

➤ **Détermination des armatures à la flexion composée :**

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{150286}{14.2 \times 50 \times (61)^2} = 0.057 < \mu_1 = 0.392$$

$$\alpha = 1.25[1 - \sqrt{1 - 2\mu}] = 0.074 \quad \beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.970$$

$$A^f = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot \beta \cdot d} = \frac{150286}{348 \times 0.970 \times 61} = 7.30 \text{ cm}^2$$

$$A = A^f - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 7.30 - \frac{96790}{100 \times 348} = 4.52 \text{ cm}^2$$

3^{ème} Cas : 0.8G+E :

- Les efforts corrigés :

$$N_{\min} = 97.06 \text{ KN} \quad M_{\text{corr}} = 32.84 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = \frac{M_{\text{corr}}}{N_{\min}} = \frac{32.84}{97.06} = \mathbf{0.0338}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 0.0338 + 0.02 = \mathbf{0.358m}$$

$$e = e_1 + e_2 = 0.0358 + 0.00774 = \mathbf{0.36608m}$$

$$M_{\text{corr}} = N \times e = 97.06 \times 0.36608 = \mathbf{35.532KN.m}$$

- Les efforts corrigés :

$$N_{\text{corr}} = 97.06 \text{ KN} \quad M_{\max} = 35.532 \text{ KN.m}$$

a) **0.861(MN.m)**

$$M_{\text{ua}} = M_{\max} + N \times (d - h/2) = 35.532 + 97.06 \times (0.61 - 0.65/2)$$

$$\mathbf{M_{ua} = 63.194(KN.m)}$$

b) $N(d - c') - M_{\text{ua}}$

$$97.06 \times (0.61 - 0.04) - 63.194 = \mathbf{-7.870(MN.m)}$$

Alors : **a > b** la section est partiellement comprimée.

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{63194}{14.2 \times 50 \times (61)^2} = 0.024 < \mu_1 = 0.392$$

$$\alpha = 1.25[1 - \sqrt{1 - 2\mu}] = 0.03 \quad \beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.988$$

$$A^f = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot \beta \cdot d} = \frac{63194}{348 \times 0.988 \times 61} = 3.013 \text{ cm}^2$$

$$A = A^f - \frac{N}{100 \times \bar{\sigma}_s} = 3.013 - \frac{97060}{100 \times 348} = 2.79 \text{ cm}^2$$

V.2.3.1: Vérification des sections : RPA (99ver2003) art.7.4.2.1

D'après (RPA2003) on a le pourcentage minimal des armatures longitudinales.

$$A_{min} = 0.7\% b \cdot h = 0.007 \times 50 \times 65 = 22.75 \text{ cm}^2 \quad (\text{zone I})$$

- **Zone courante :**

$$A_{max} = \frac{(4 \cdot b \cdot h)}{100} = \frac{(4 \times 50 \times 65)}{100} = 130 \text{ cm}^2$$

- **Zone de recouvrement :**

$$A_{max} = \frac{(6 \cdot b \cdot h)}{100} = \frac{(6 \times 50 \times 65)}{100} = 195 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min}^{BAEL} = 0.23 \times d \times b \times \frac{f_{t28}}{f_c} = 3.68 \text{ cm}^2 \quad \text{BAEL91 (art A.4.2)}$$

$$A = \max(A_{cal} \cdot A_{min}^{BAEL} \cdot A_{min}^{RPA}) = 22.75 \text{ cm}^2$$

On adopte : **12HA16**

❖ **Tableau récapitulatif des résultats :**

Les Cas	$A_{cal} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{RPA} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{BAEL} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{adopté}$
G+Q+E	4.52	22.75	3.68	12HA16
ELU	0			
0.8G+E	2.79			

VI.2.3.2 : Vérification à L'ELS :

Après avoir fait le calcul du ferrailage longitudinal des poteaux à l'ELU, il est nécessaire de faire une vérification à l'état limite de service.

- les contraintes sont calculées à l'ELS sous les sollicitations de (N ser , M ser)

La fissuration est considérée peu nuisible donc il faut vérifier les contraintes dans la section de l'acier.

La contrainte du béton est limitée par : $\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

La contrainte d'acier est limitée par : $\bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$

Les poteaux sont calculés en flexion composée.

$$N_{\max} = 1997.78 \text{ KN} \quad M_{\text{corr}} = 7.60 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}} = \frac{7.60}{1997.78} = 0.003804$$

$$E_0 = 0.003804 < \frac{h}{6} = \frac{0.65}{6} = 0.10833\text{m}$$

La section est entièrement comprimée et il faut vérifier que $\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

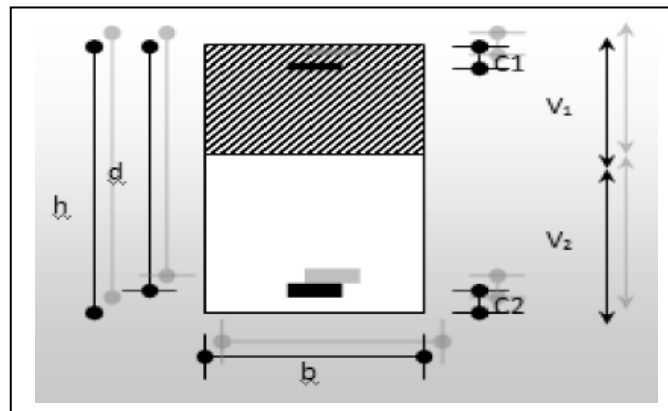
Nous avons les notions suivantes :

$$B_0 = b \times h + 15(A_1) = 50 \times 65 + 15(24.12) = 3611.8\text{cm}^2$$

$$v_1 = \frac{1}{B_0} \times \left[\frac{bh^2}{2} + 15(A_1c + A_2d) \right]$$

$$v_1 = \frac{1}{3611.8} \times \left[\frac{50 \times 65^2}{2} + 15(24.12 \times 3 + 24.12 \times 62) \right] = 35.76\text{cm}$$

$$v_2 = h - v_1 = 65 - 35.76 = 29.24\text{cm}$$



$$I_{XX} = \frac{b}{3}(v_1^3 - v_2^3) + 15(A_1 \times (v_1 - c_1)^2 + A_2 \times (v_2 - c_2)^2)$$

$$I_{XX} = \frac{b}{3}(v_1^3 - v_2^3) + 15(A_1 \times (v_1 - c_1)^2 + A_2 \times (v_2 - c_2)^2)$$

$$I_{XX} = \frac{65}{3}(35.76^3 - 29.24^3) + 15(24.12 \times (35.76 - 3)^2 + 24.12 \times (29.24 - 3)^2)$$

$$I_{XX} = 1086543.107\text{cm}^4.$$

$$K = \frac{M_G}{I_{XX}}$$

M_G : Moment de flexion par rapport au centre de gravité de la section rendue Homogène

$$K = \frac{7.6 \times 10^6}{1086543.107 \times 10^2} = 0.069$$

$$\sigma_0 = \frac{N}{100.B_0} = \frac{1997.78 \times 10^3}{100 \times 3611.8} = 5.53 \text{MPa}$$

$$\sigma_b = \sigma_0 \times K \times v_1$$

$$\sigma_b = 5.53 \times 0.069 \times 35.76 = 13.64 \text{MPa}$$

$$\sigma_b = 13.64 \text{MPa} < 15 \text{MPa} \dots \dots \dots (CV)$$

Donc les armatures déterminées pour L'E.L. U de résistance conviennent.

La fissuration est peu préjudiciable, alors la vérification de σ_s à L'EL S est :

$$\Sigma_s^1 = 15 \sigma_0 + K(v_1 - c') = 15 \times 5.53 + 0.069 \times (35.76 - 3) = 85.21 \text{MPa}$$

$$\Sigma_s^2 = 15 \sigma_0 - K(d - v_1) = 15 \times 5.53 + 0.069 \times (62 - 35.76) = 84.76 \text{MPa}$$

$$\Sigma_s^1 = 85.21 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{MPa} \dots \dots \dots CV$$

$$\Sigma_s^2 = 84.76 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{MPa} \dots \dots \dots CV$$

V.2.3.3 Vérification du poteau à l'effort tranchant :

On prend l'effort tranchant max et on généralise la section d'armatures pour tous les poteaux. La combinaison $(G + Q \pm E_x)$ donne l'effort tranchant max.

$$V_{\max} = 99.38 \text{KN}$$

V.2.3.4 Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau = \frac{V}{b.d} = \frac{99.38 \times 10^3}{500 \times 620} = 0.321 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa}\right) = 3.33 \text{MPa}$$

$$\tau = 0.321 \text{MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{MPa} \dots \dots \dots cv.$$

V.2.3.5 : Calcul d'armature transversale:

Selon (RPA99 version 2003) ART 7.4.2.2 les armatures transversales des poteaux sont calculées à

l'aide de la formule suivante : $\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h \cdot f_e}$

Vu : est l'effort tranchant de calcul.

h : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique des aciers transversaux ($f_e = 235\text{MPa}$).

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par les efforts tranchants.

$$\rho_a = 3.75 \text{ si } \lambda_g < 5$$

$$\rho_a = 2.5 \text{ si } \lambda_g > 5$$

λ_g : L'élanement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation.

l_f : longueur de flambement du poteau ($l_f = 0.7 L$)

Dans notre cas.

$$\lambda_g = \left(\frac{2.142}{0.50} \text{ ou } \frac{2.142}{0.65} \right) = (4.284 \text{ ou } 3.295) ; \lambda_g = 4.284 < 5 \text{ alors } \rho_a = 3.75$$

S: c'est l'espacement des armatures transversales

La zone nodale : $s_t \leq \min(10\phi_l; 15\text{cm})$ (**ART 7.4.2.2 RPA**)

La zone courante : $s_t \leq 15\phi_l$ (**ART 7.4.2.2 RPA**)

ϕ_l : Le diamètre minimal des armatures longitudinales.

$$s_t \leq 30\text{cm}$$

On adoptera un espacement de 10 cm en zone nodale et de 12 cm en zone courante.

Alors :

- **En zone nodale :**

$$A_t = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h \cdot f_e} S_t = \frac{3.75 \times 99380 \times 0.10}{65 \times 400} = 1.43\text{cm}^2$$

- **En zone courante :**

$$A_t = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h \cdot f_e} S_t = \frac{3.75 \times 99380 \times 0.12}{65 \times 400} = 1.72\text{cm}^2$$

$$A_t = 1.72\text{cm}^2 \text{ soit } 4\text{HA}8 = 2.01\text{cm}^2$$

V2.3.6. Vérification des cadres des armatures minimales:**RPA99version2003 (7.4.2.2):**

Soit la quantité d'armature minimale (**Zone I**).

$$\frac{A_t}{S_{t.b}} (\%) \begin{cases} 0.3\% & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\% & \text{si } \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Si $3 < \lambda < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes.

Dans la zone nodale $t=10$ cm

$$\frac{A_t}{S_{t.b}} \geq 0.5\% \rightarrow A_t = 0.005 \times 10 \times 65 = 3.25 \text{ cm} \text{ Alors la condition est vérifiée.}$$

Dans la zone courant : $t=15$ cm

$$\frac{A_t}{S_{t.b}} \geq 0.5\% \rightarrow A_t = 0.005 \times 15 \times 65 = 4.88 \text{ cm} \text{ Alors la condition est vérifiée.}$$

BAEL91 : (art A.8.1. 3) :

1/ Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3}$

$$\phi_t \geq \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm}$$

Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} \dots\dots\dots \text{cv}$

2/ leur espacement : $S_t \leq \min(15\phi_l; 40\text{cm}; a + 10\text{cm})$

$$S_t \leq \min(37.5\text{cm}; 40\text{cm}; 75\text{cm}) \dots\dots\dots \text{CV}$$

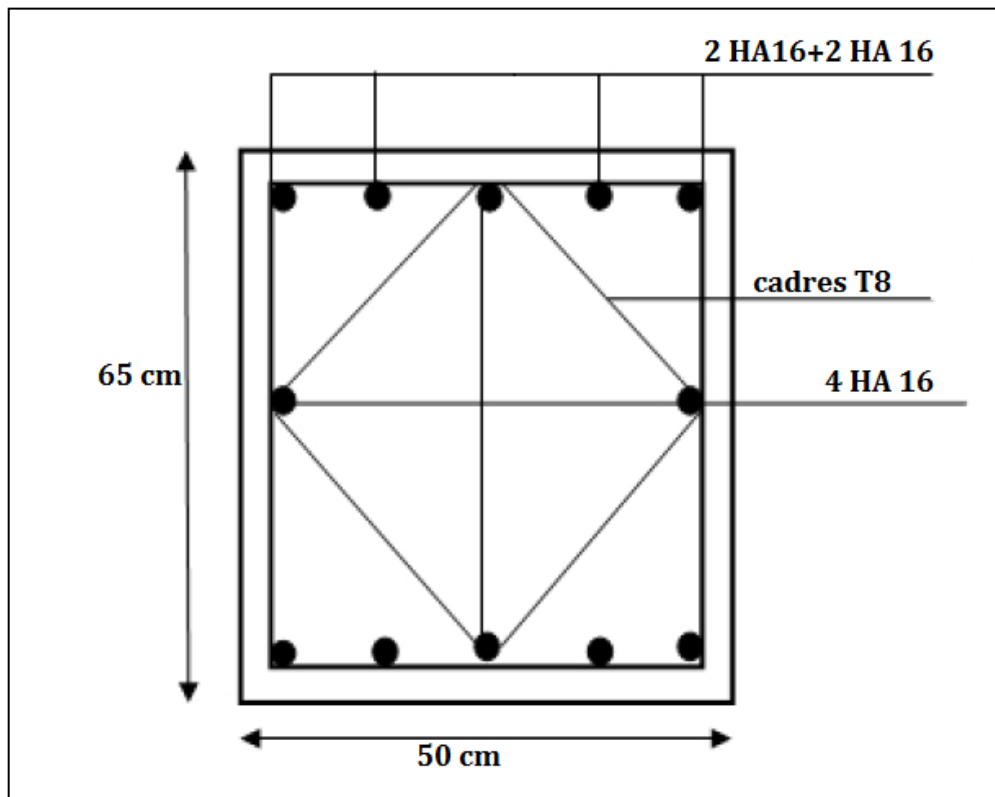
V.2.4 : Schéma du ferrailage du poteau

Figure V.2 : coupe de ferrailage du poteau 50×65.

V.3 : FERRAILLAGE DES POUTRES:**V.3.1. Définition:**

Les poutres sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicités par des Moments de flexion et des efforts tranchants. Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

V.3.2. Recommandation des RPA 99/version 2003 : art 7.5.2.1

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante
- 6 % en zone recouvrement

Les poutres supportant de faibles charges verticales et, doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

· La longueur minimale de recouvrement est de : 40ϕ en zone I.

Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90° .

Dans notre cas, nous allons ferrailer les poutres les plus sollicitées .Le ferrailage sera fait

pour une situation accidentelle (le cas le plus défavorable).

V.3.3. Les poutre principales :

Combinaisons	1.35G+1.5Q		G+Q		G+Q+E _y	
	En travée	En appuis	En travée	En appuis	En travée	En appuis
Valeurs	60.22	99.94	43.77	72.66	37.75	101.98

Tableau V.4 : les résultats des efforts et moments pour chaque combinaison.

V.3.3.1. Étapes de calcul des armatures longitudinales :

- **ELU :**

$$\mu = \frac{M_u}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$c \geq 1 + \frac{\phi}{2} \rightarrow c = 1 + \frac{4.5}{2} = 3.25 \text{ cm}$$

$$c = 3.5 \text{ cm}$$

$$\bar{\sigma}_b = 14.2 \text{ MPa} ; b = 30 \text{ cm} ; h = 45 \text{ cm} ; d = 41.5 \text{ cm}$$

$$\mu < \mu_1 = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25[1 - \sqrt{1 - 2\mu}] ; \beta = 1 - 0.4\alpha$$

$$A_1 = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

- **ELS :**

La fissuration est peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .

Pour le béton : section rectangulaire + flexion simple + acier type FeE400, donc la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est

$$\text{vérifier : } \alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} ; \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

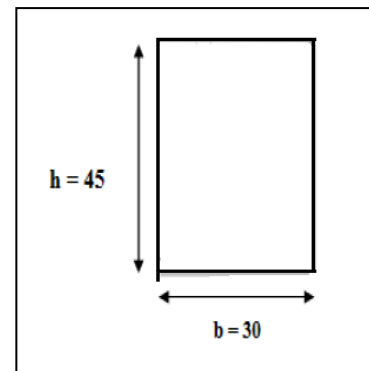
- **Pourcentage minimal d'après le RPA99V2003 (Art7.5.2.1) :**

$$A_{min} = 0.5\% (b \times h)$$

$$A_{min} = 0.005 \times 30 \times 45 = 6.75 \text{ cm}^2$$

- **Pourcentage maximal d'après le RPA99V2003 (Art7.4.2.1) :**

➤ 4% en zone courante



➤ 6% en zone de recouvrement

- **Pourcentage minimal d'après le BAEL91 (Art B.6.4) :**

$$A_{min} = 0.1\% (b \times h)$$

$$A_{min} = 0.001 \times 30 \times 45 = \mathbf{1.35 \text{ cm}^2}$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A^{BAEL} = 0.23 \times 41.5 \times 30 \times \frac{2.1}{400} = \mathbf{1.50 \text{ cm}^2}$$

V.3.3.2. Calcul des armatures :

1. Combinaisons: 1.35G+1.5Q :

En travée :

ELU :

$$A_1 = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d}$$

Niveau	M_u (KN. m)	μ	$\mu \ell$	A	B	A_{cal} (cm ²)
RDC-10étage	60.22	0.082	0.392	0.107	0.957	4.36

E.L.S :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} ; \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Niveau	A	M_u (KN. m)	M_{ser} (KN. m)	γ	$\bar{\alpha}$	Condition
RDC-10étage	0.107	60.99	43.77	1.39	0.445	Cv

❖ **Tableau récapitulatif :**

Niveau	A_{cal} (cm ²)	A_{min}^{BAEL} (cm ²)	A^{BAEL} (cm ²)	A_{max}^{RPA} (cm ²)	A_{max} (cm ²)	A_{adopt} (cm ²)
RDC-10étage	4.36	1.35	1.50	6.75	6.75	6HA12 6.79

2. La combinaison : G+Q+E_y :

En Appuis :

E.L.U :

Niveau	M _u (KN. m)	μ	μℓ	A	B	A _{cal} (cm ²)
RDC-10étage	101.98	0.0139	0.392	0.0175	0.993	7.38

E.L.S :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} ; \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Niveau	A	M _u (KN. m)	M _{ser} (KN. m)	γ	ᾱ	Condition
RDC-10étage	0.0175	101.98	72.66	1.404	0.452	Cv

❖ Tableau récapitulatif :

Niveau	A _{travée} (cm ²)	A _{min} ^{BAEL} (cm ²)	A ^{BAEL} (cm ²)	A _{max} ^{RPA} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{adopt} (cm ²)
RDC-10étage	7.38	1.35	1.50	6.75	7.38	8HA12 9.05

V.3.4. Les poutre secondaire:

Combinaisons	1.35G+1.5Q		G+Q		G+Q+E _y	
	En travée	En appuis	En travée	En appuis	En travée	En appuis
Valeurs	50.17	52.49	36.39	38.19	10.94	82.63

Tableau V.5 : les résultats des efforts et moments pour chaque combinaison.

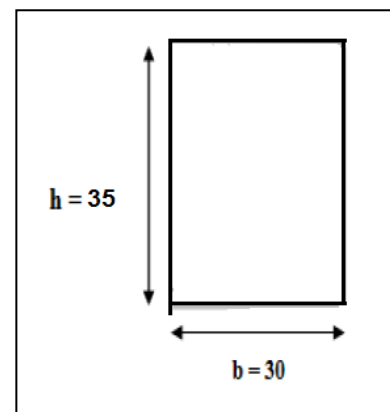
ELU :

$$\mu = \frac{M_u}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$c \geq 1 + \frac{\emptyset}{2} \rightarrow c = 1 + \frac{3.5}{2} = 2.75 \text{ cm}$$

c = 3 cm

$$\bar{\sigma}_b = 14.2 \text{ MPa} ; b = 30 \text{ cm} ; h = 35 \text{ cm} ; d = 32 \text{ cm}$$



- Pourcentage minimal d'après le RPA99V2003 (Art7.5.2.1) :

$$A_{min} = 0.5\% (b \times h)$$

$$A_{min} = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$$

- **Pourcentage maximal d'après le RPA99V2003 (Art7.4.2.1) :**
 - 4% en zone courante
 - 6% en zone de recouvrement
- **Pourcentage minimal d'après le BAEL91 (Art B.6.4) :**

$$A_{min} = 0.1\% (b \times h)$$

$$A_{min} = 0.001 \times 30 \times 35 = 1.05 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A^{BAEL} = 0.23 \times 32 \times 30 \times \frac{2.1}{400} = 1.16 \text{ cm}^2$$

V.3.4.1. Calcul des armatures :

3. Combinaisons: 1.35G+1.5Q :

En travée :

ELU :

$$A_1 = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d}$$

Niveau	M_u (KN. m)	μ	μl	A	B	A_{cal} (cm ²)
RDC-10étage	50.17	0.115	0.392	0.153	0.939	4.79

E.L.S :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} ; \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Niveau	α	M_u (KN. m)	M_{ser} (KN. m)	γ	$\bar{\alpha}$	Condition
RDC-10étage	0.153	50.17	36.39	1.38	0.211	Cv

❖ **Tableau récapitulatif :**

Niveau	A_{cal} (cm ²)	A^{BAEL}_{min} (cm ²)	A^{BAEL} (cm ²)	A^{RPA}_{max} (cm ²)	A_{max} (cm ²)	A_{adopt} (cm ²)
RDC-10étage	4.79	1.05	1.16	5.25	5.25	4HA14 6.16

4. La combinaison : G+Q+E_γ :

En Appuis :

E.L.U :

Niveau	M _u (KN. m)	μ	μℓ	A	B	A _{cal} (cm ²)
RDC-10étage	82.63	0.189	0.392	0.264	0.894	8.85

E.L.S :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} ; \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Niveau	A	M _u (KN. m)	M _{ser} (KN. m)	γ	ᾱ	Condition
RDC-10étage	0.264	82.63	38.19	2.164	0.603	Cv

❖ **Tableau récapitulatif :**

Niveau	A _{cal} (cm ²)	A ^{BAEL} _{min} (cm ²)	A ^{BAEL} (cm ²)	A ^{RPA} _{max} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{adopt} (cm ²)
RDC-10étage	8.85	1.05	1.16	5.25	8.85	6HA14 9.24

V.3.4.2.Vérification de la flèche : BAEL91 (art. B.6.5.1)

• **Les Poutres Principales :**

$$\frac{h}{L} = 0.086 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots CV$$

$$\frac{A}{b.d} = \frac{6.79}{30 \times 41.5} = 0.00545 \geq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots \dots \dots CV$$

$$\frac{h}{L} = 0.086 \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{0.85M_0}{10M_0} = 0.085 \dots \dots \dots CV$$

• **Les Poutres Secondaires :**

$$\frac{h}{L} = 0.068 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots CV$$

$$\frac{A}{b.d} = \frac{6.16}{30 \times 32} = 0.00642 \geq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots \dots \dots CV$$

$$\frac{h}{L} = 0.086 \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{0.85M_0}{10M_0} = 0.085 \dots \dots \dots CV$$

V.3.4.3. Ferrailage des armatures transversales des poutres :

- Vérification de l'effort tranchant : BAEL91 (art A.5.1)

On doit vérifier que $\tau_u^{\max} \leq \bar{\tau}$ avec :

$$\bar{\tau} = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) \text{ Fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) \text{ Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

-on étudie avec fissuration peu préjudiciable.

$$\tau_u^{\max} = \frac{V_u^{\max}}{b.d} \leq \bar{\tau} = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right)$$

❖ **Poutre principale :**

$$V_u^{\max} = 147.34$$

$$\tau_u^{\max} = \frac{V_u^{\max}}{b.d} = \frac{147340}{300 \times 415} = 1.18 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = \min(3.33; 5) \dots \text{CV}$$

❖ **Poutre secondaire :**

$$V_u^{\max} = 126.82$$

$$\tau_u^{\max} = \frac{V_u^{\max}}{b.d} = \frac{126820}{300 \times 320} = 1.32 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = \min(3.33; 5) \dots \text{CV}$$

• **Disposition constructives :**

En zone nodale : D'après RPA 99 (art 7.5.2, 2) :

$$S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 12\phi\right\} \rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

• **En dehors de la zone nodale :**

$$S_t = \frac{h}{2} \quad \begin{cases} S_t = \frac{45}{2} = 22.5 \rightarrow \text{PP} \\ S_t = \frac{35}{2} = 17.5 \rightarrow \text{PS} \end{cases}$$

D'après BAEL 91 (art A.5.1, 22):

$$S_t \leq \min\{0.9d; 40 \text{ cm}\} \quad \begin{cases} S_{1t} = \min\{37.35; 40 \text{ cm}\} \rightarrow \text{PP} \\ S_{2t} = \min\{28.8; 40 \text{ cm}\} \rightarrow \text{PS} \end{cases}$$

$$S_{1t} = S_{2t} = 15\text{cm}$$

V.3.4.4. Les armatures transversales :

- **Section minimale des armatures transversales: BAEL91 (A.5.1.23)**

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0.4 \cdot b_0} \rightarrow A_t \geq \frac{s_t \cdot 0.4 \cdot b_0}{f_e} = \frac{0.4 \times 30 \times 15}{400} = 0.45\text{cm}^2$$

- **Condition exigée par le RPA2003 :**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \cdot s_t \cdot b$$

$$A_t = 0,003 \times 10 \times 30 = 0.9\text{cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 0.9\text{cm}^2 = 2\emptyset 8 = 1.01\text{cm}^2$$

❖ Les Poutres Secondaires :

En zone nodale : RPA99 (v2003) (art. A.7.5.2.2)

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\emptyset; 40\text{cm} \right\} = 8.75\text{cm}$$

S_t : l'espacement des cours d'armatures transversales.

- **En zone courante: RPA99 (art. A.7.5.2.2)**

$$S_t = \frac{h}{2} \rightarrow S_t = 15\text{cm}$$

h : la hauteur de la poutre.

$$S_t \leq \min\{0.9d; 40\text{cm}\}$$

$$S_t \leq \min\{28.8; 40\text{cm}\} \dots \dots \dots \text{cv}$$

- **Section minimale des armatures transversales: BAEL91 (A.5.1.23)**

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0.4 \cdot b_0} \rightarrow A_t \geq \frac{s_t \cdot 0.4 \cdot b_0}{f_e} = \frac{0.4 \times 30 \times 15}{400} = 0.45\text{cm}^2$$

- **Condition exigée par le RPA2003**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \cdot s_t \cdot b$$

$$A_t = 0,003 \times 8,75 \times 30 = 0,788 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 0,9 \text{ cm}^2 = 4\emptyset 6 = 1,13 \text{ cm}^2$$

❖ **Résumé :**

- **Poutres principales :**

	Section	A_s calculé (cm^2)	A_s RPA (cm^2)	Choix des Barres	A_s choisie (cm^2)
Sur appui	30× 45	7.38	6.75	3HA12+3HA14	8.01
En travée		4.36		6HA12	6.79

- **Poutre secondaire**

	Section	A_s calculé (cm^2)	A_s RPA (cm^2)	Choix des Barres	A_s choisie (cm^2)
Sur appui	30× 35	8.85	5.25	3HA14+3HA14	9.24
En travée		4.79		6HA12	6.79

V.3.5. Schéma du ferrailage des poutres :

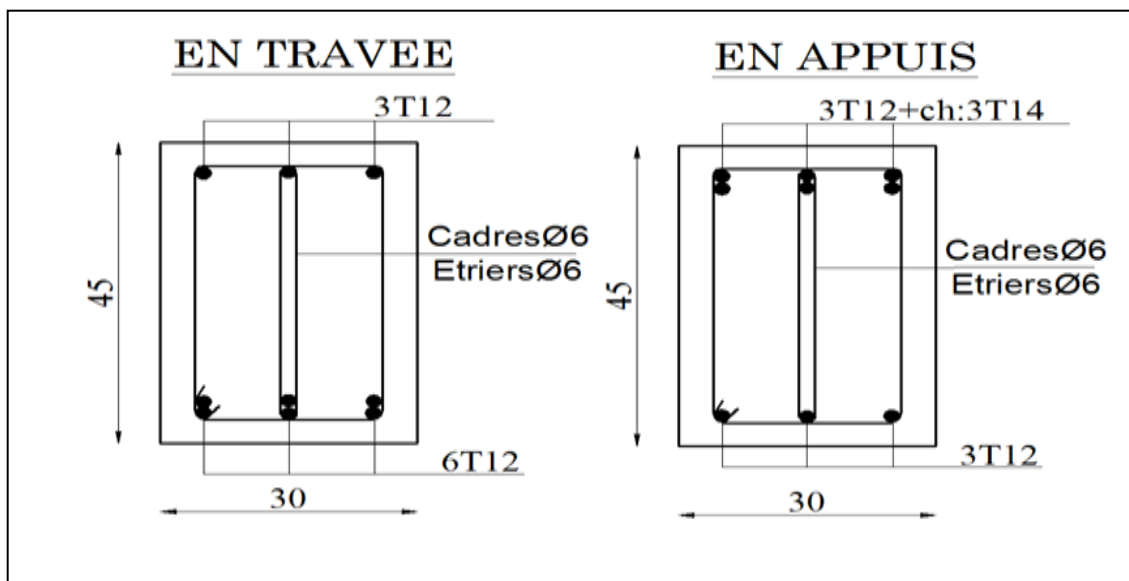


Figure V.3 : ferrailage de poutre principale

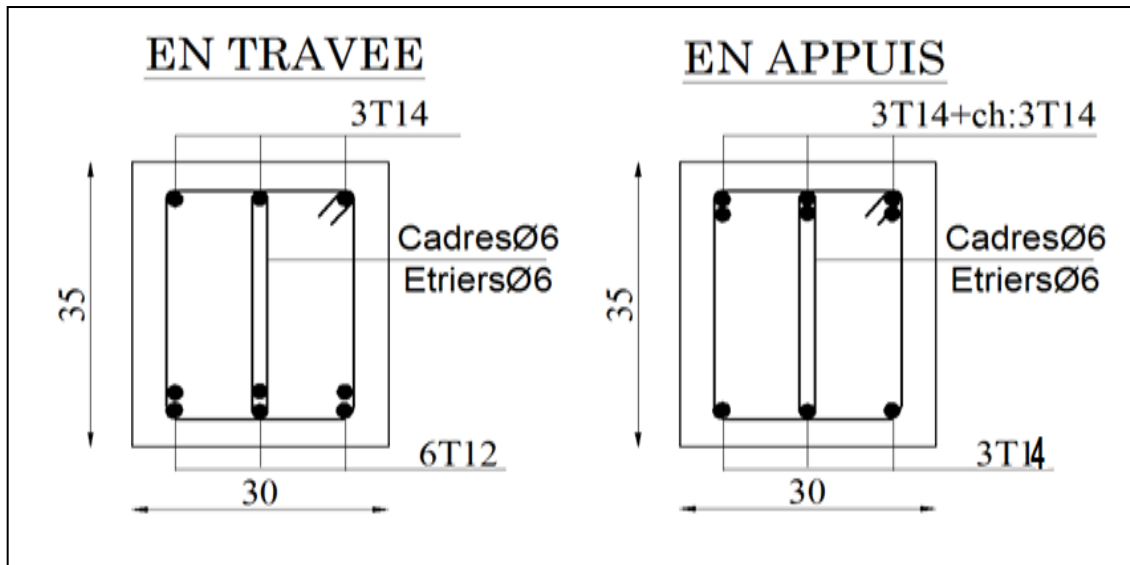


Figure V.4 : ferrailage de poutre secondaire

V.4.FERRAILLAGE DES VOILES :

V.4.1 : Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement qui doit reprendre les forces horizontales dues au vent "action climatique" ou aux séismes (action géologique), soumis à des forces verticales et horizontales. Donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation

(Q), ainsi sous l'action des sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- 1 : armatures verticales.
- 2 : armatures horizontales.
- 3 : armatures transversales.

A la base du voile sur une hauteur critique, des cadres sont disposés autour de ces armatures afin

d'assurer la ductilité de ces zones.

Les armatures de l'âme horizontales et verticales assurent la résistance à l'effort tranchant.

V.4.2:Types d'armatures :

V.4.2.1:Armatures verticales :

La disposition du ferrailage vertical se fera de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de la flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99/version 2003.

- L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20% de la section horizontale du béton tendu.
- L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20% de la section horizontale du béton tendu.
- Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (L/10) du largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm ($S_t \leq 15\text{cm}$).

V.4.2.2 : Aciers horizontaux :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10 Ø.

Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si

les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

V.4.2.3 : Règles communes :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15 %

- En zone courante 0,10 %

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1,5 a$$

$$S \leq 30\text{cm}$$

$$S_t \leq \text{Min} (30\text{cm} ; 1,5a), \text{ avec } a: \text{ épaisseur du voile.}$$

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- 40Ø pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20Ø pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

V.4.3: Choix de combinaison d'action (pour les armatures verticales) :

Le calcul des armatures sera fait par la méthode des contraintes et vérifiée selon R.P.A 99 sous les efforts N_{\max} et M_{corr}

On utilise la méthode de Navier : $\sigma_{1,2} = \frac{N}{a.h} \pm \frac{6.M}{a.h^2}$

Avec :

N : effort normal appliqué.

M : Moment fléchissant appliqué.

Remarque :

Si σ_1 et σ_2 sont des signe négatifs on aura une section entièrement tendue(*SET*).

$$\sigma_1 \leq 0 \quad ; \quad \sigma_2 \leq 0 \quad ; \quad l_t = h$$

Si σ_1 et σ_2 sont des signe positifs on aura une section entièrement comprimée(*SEC*).

$$\sigma_1 \geq 0 \quad ; \quad \sigma_2 \geq 0 \quad ; \quad l_t = 0$$

Si σ_1 et σ_2 sont des signe contraires on aura une section entièrement partiellement comprimée(*SPC*).

$$\sigma_1 \geq 0 \quad ; \quad \sigma_2 \leq 0 \quad ; \quad l_t = h \cdot \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|}$$

$$A_{\min 1}^{\text{R.P.A}} = 0.002 \cdot a \cdot l_t$$

$$A_{\min 1}^{\text{R.P.A}} = 0.0015 \cdot a \cdot h$$

$$A_{\min 1}^{\text{R.P.A}} = 0.001 \cdot a \cdot h$$

Le calcul se fera pour des bandes verticales de largeur d tel que :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2y}{3}\right) \quad (\text{art 7.7.4 RPA99/2003})$$

Avec :

y : largeur de la zone comprimée.

h_e : hauteur entre de planchers et le voile considéré.

- Voile plein(RDC)($L = 2.80m$; $H = 4.08m$)

Voile : ($L = 2.80m$).

Avec :

$$M = 973.90 \text{ KN/m} \quad N = 364.02 \text{ KN/m}$$

$$h = 2.80 \text{ m} ; c = 3 \text{ cm}$$

$$d = h - c = 2.77m ; a = 0.20 \text{ m}$$

$$I = 0.37m^2 ; y = L/2 = 1.4m ; A = 0.56m^2$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{a.h} + \frac{6M}{a.h^2} ; \sigma_2 = \frac{N}{a.h} - \frac{6M}{a.h^2}$$

$$\sigma_1 = 4376.69 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = -3076.62 \text{ MPa}$$

$$\sigma_1 \geq 0 \quad ; \quad \sigma_2 \leq 0$$

Donc : la section est partiellement comprimée.

$$l_t = h \cdot \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|}$$

$$l_t = 2.80 \times \frac{|-3076.62|}{|4376.69| + |-3076.62|} = 1.15$$

$$l_c = L - l_t = 2.80 - 1.15 = 1.65m$$

$$d \leq \min(4.08/2; (2/3) \times 1.65)$$

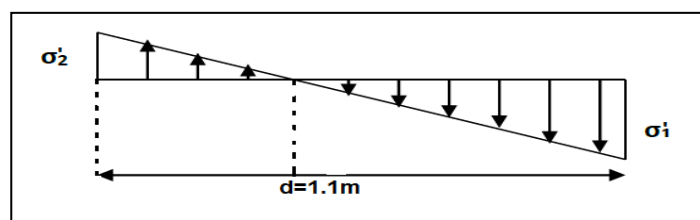
$$d \leq \min(2.04; 1.1) = 1.1m$$

$$I' = \frac{(0.2 \times 1.1^3)}{12} = 0.022m^2 ; y' = L/2 = 0.366m ; A' = 0.22m^2$$

$$\sigma'_1 = \frac{N}{A'} + \frac{M.y}{I'} ; \sigma'_2 = \frac{N}{A'} - \frac{M.y'}{I'}$$

$$\sigma'_1 = 17856.79 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma'_2 = -14547.52 \text{ KN/m}^2$$



Donc :

$$N' = (A'/2) \times (\sigma'_1 + \sigma'_2), N' = 3564.47\text{KN}$$

$$M' = (I'/2) \times (\sigma'_1 - \sigma'_2), N' = 35.40\text{KN}$$

$e_0 = \frac{M}{N} = 0.001\text{m} < d/6 = 0.18\text{m}$ et N est un effort de compression, donc on a dans un état d'une

section entièrement comprimée (SEC).

Soit : $c = c' = 3\text{cm}$

$$A = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{3.56447}{400} = 8.91\text{cm}^2$$

Il faut prendre le minimum de la condition de non fragilité :

$$A_{s \min} = \max \left\{ 0.23 \times b \times h \times \frac{f_{t28}}{f_e}, \frac{b \times h}{1000} \right\}$$

$$A_{s \min} = \max \left\{ 0.23 \times 20 \times 280 \times \frac{2.1}{400}, \frac{20 \times 280}{1000} \right\} = 6.76\text{cm}^2$$

La section d'acier minimale : donnée par RPA/2003, art 7.7.4.1

$$A_{\min 1}^{\text{R.P.A}} = 0.20\% \cdot b \cdot l_t = 0.002 \times 20 \times 115 = 4.6\text{cm}^2$$

Le pourcentage minimal :

$$A_{\min 2}^{\text{R.P.A}} = 0.15\% \cdot b \cdot L = 0.0015 \times 20 \times 280 = 8.4\text{cm}^2$$

$$A_{\min 3}^{\text{R.P.A}} = 0.001 \cdot a \cdot h = 0.001 \times 20 \times 50 = 1\text{cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_{sa} = \max(A_{\min 1}^{\text{R.P.A}}, A_{\min 2}^{\text{R.P.A}}, A_{\min 3}^{\text{R.P.A}}) = \mathbf{8.4\text{cm}^2}$$

- **Espacement :**

En zone couant : $S_t \leq \min(1.5a, 30) = 30\text{cm}$ soit : $S_t = 20\text{cm}$

En zone d'about : $A = 4 \cdot S_t / 10 = 8\text{cm}$

Choix des barres en zone courant : soit **10HA12** $A = 11.31\text{cm}^2$

V.4.4.Calcul du ferrailage horizontal :**V.4.4.1.Vérification des voiles à l'Effort tranchant:**

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile, majoré de 40% (Art 7.7.2 RPA99 version 2003)

La contrainte de cisaillement est : $\tau = \frac{1.4.V_{cal}}{b_0.d}$

V : Effort tranchant à la base du voile.

b₀ : Epaisseur du voile.

d : Hauteur utile $d = 0.9 h$.

h : Hauteur totale de la section brute.

La contrainte limite est : $\bar{\tau} = 0.2 \cdot f_{c28} = 5 \text{MPa}$ (l'article 7.7.2 RPA 99/version 2003).

V.4.4.2.Calcul des armatures résistant à l'effort tranchant :

La section A_t des armatures est donnée par la relation suivante :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{(\tau_u - 0.3f_{tj} \cdot k)}{0.8f_e}$$

Donc notre cas, on n'a pas de reprise de bétonnage ; donc on prend $K = 0$

D'autre part le RPA99/2003 prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est de l'ordre :

0.15% de la section du voile considérée si : $\tau_b \leq 0.025 \times f_{c28}$

0.25% de la section du voile considérée si : $\tau_b > 0.025 \times f_{c28}$

$$V_{cal} = 203.23 \text{KN}$$

$$\tau = \frac{1.4 \cdot V_{cal}}{a \cdot d} = \frac{1.4 \times 0.20323}{0.2 \times 2.77} = 0.51 \text{MPa}$$

$$\tau = 0.51 \text{MPa} < \bar{\tau} = 5 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{cv}$$

Alors, il n'y a pas de risque de cisaillement.

$$S_t \leq \min(1.5e; 30 \text{cm}) \text{ donc on prend } S_t = 20 \text{cm}$$

$$A_t \geq 4.78 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{\text{tmin}} = 0.15\% \cdot b_0 \cdot L = 0.0015 \times 20 \times 280 = 8.4$$

Choix des barres : **8HA12** avec : $A_s = 9.05\text{cm}^2$

V.4.5 : Schéma du ferrailage des voiles :

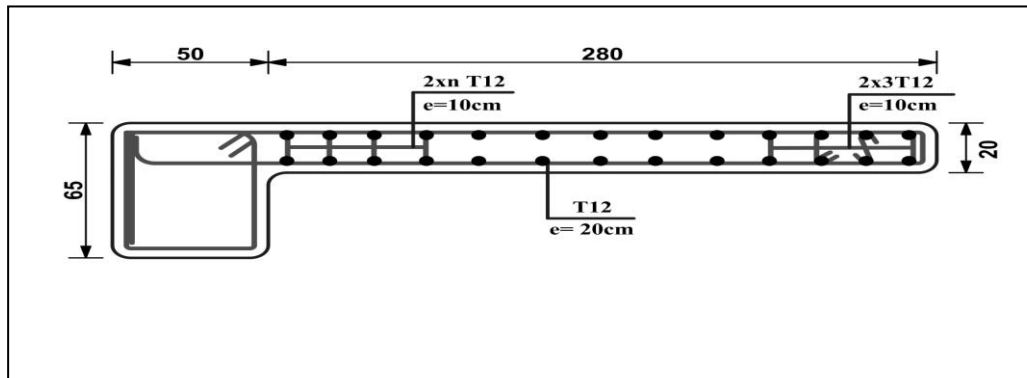


Figure V.5 : coupe de ferrailage du voile(RDC) .

- Voile plein(1^{er} jusqu'au 10^{ème} étage)($L = 2.80\text{m}$; $H = 3.06\text{m}$)

$$M = 470.49 \text{ KN/m} \quad N = 893.24 \text{ KN/m}$$

$$h = 2.80 \text{ m} ; c = 3 \text{ cm}$$

$$d = h - c = 2.77\text{m} ; a = 0.20 \text{ m}$$

$$I = 0.37\text{m}^2 ; y = L/2 = 1.4\text{m} ; A = 0.56$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{a \cdot h} + \frac{6 \cdot M}{a \cdot h^2} ; \sigma_2 = \frac{N}{a \cdot h} - \frac{6 \cdot M}{a \cdot h^2}$$

$$\sigma_1 = 3395.42 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = -205.27 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_1 \geq 0 \quad ; \quad \sigma_2 \leq 0$$

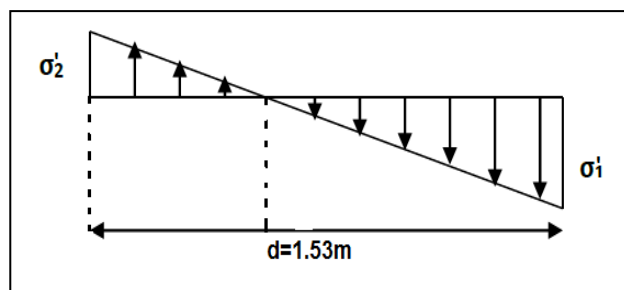
Donc : la section est partiellement comprimée.

$$l_t = h \cdot \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|}$$

$$l_t = 2.80 \times \frac{|-205.27|}{|3395.42| + |-205.27|} = \mathbf{0.16}$$

$$l_c = L - l_t = 2.80 - 0.16 = \mathbf{2.64\text{m}}$$

$$d \leq \min(3.06/2; (2/3) \times 2.743)$$



$$d \leq \min(1.53; 1.76) = 1.53m$$

$$I' = \frac{(0.2 \times 1.53^3)}{12} = 0.0597m^2 \quad ; \quad y' = L/2 = 0.765m \quad ; \quad A' = 0.306m^2$$

$$\sigma'_1 = \frac{N}{A'} + \frac{M \cdot y}{I'} \quad ; \quad \sigma'_2 = \frac{N}{A'} - \frac{M \cdot y}{I'}$$

$$\sigma'_1 = 8947.97 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma'_2 = -3109.81 \text{ KN/m}^2$$

Donc :

$$N' = (A'/2) \times (\sigma'_1 + \sigma'_2), N' = 1844.84 \text{ KN}$$

$$M' = (I'/2) \times (\sigma'_1 - \sigma'_2), N' = 174.27 \text{ KN}$$

$e_0 = \frac{M}{N} = 0.094m < d/6 = 0.18m$ et N est un effort de compression, donc on a dans un état d'une

section entièrement comprimée (SEC).

Soit : $c = c' = 3cm$

$$A = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{1.84484}{400} = 4.61 \text{ cm}^2$$

Il faut prendre le minimum de la condition de non fragilité :

$$A_{s \min} = \max \left\{ 0.23 \times b \times h \times \frac{f_{t28}}{f_e}, \frac{b \times h}{1000} \right\}$$

$$A_{s \min} = \max \left\{ 0.23 \times 20 \times 280 \times \frac{2.1}{400}, \frac{20 \times 280}{1000} \right\} = 6.76 \text{ cm}^2$$

La section d'acier minimale : donnée par RPA/2003, art 7.7.4.1

$$A_{\min 1}^{R.P.A} = 0.20\% \cdot b \cdot l_t = 0.002 \times 20 \times 16 = 0.64 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage minimal :

$$A_{\min 2}^{R.P.A} = 0.15\% \cdot b \cdot L = 0.0015 \times 20 \times 280 = 8.4 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min 3}^{R.P.A} = 0.001 \cdot a \cdot h = 0.001 \times 20 \times 248 = 4.96 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_{sa} = \max(A_{\min 1}^{R.P.A}, A_{\min 2}^{R.P.A}, A_{\min 3}^{R.P.A}) = \mathbf{8.4 \text{ cm}^2}$$

- **Espacement :**

En zone couant : $S_t \leq \min(1.5a, 30) = 30\text{cm}$ soit : $S_t = 20\text{cm}$

En zone d'about : $A = 4 \cdot \frac{S_t}{10} = 8\text{cm}$

Choix des barres en zone courant : soit **10HA12** $A=11.31\text{cm}^2$

V.4.6.Calcul du ferrailage horizontal :

V.4.6.1Vérification des voiles à l'Effort tranchant:

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile, majoré de 40% (Art 7.7.2 RPA99 version 2003)

La contrainte de cisaillement est : $\tau = \frac{1.4.V_{cal}}{b_0.d}$

V : Effort tranchant à la base du voile.

b₀ : Epaisseur du voile.

d : Hauteur utile = 0.9 h.

h : Hauteur totale de la section brute.

La contrainte limite est : $\bar{\tau} = 0.2 \cdot f_{c28} = 5\text{MPa}$ (l'article 7.7.2 RPA 99/version 2003).

V.4.6.2.Calcul des armatures résistant à l'effort tranchant :

La section A_t des armatures est donnée par la relation suivante :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{(\tau_u - 0.3f_{tj} \cdot k)}{0.8f_e}$$

Donc notre cas, on n'a pas de reprise de bétonnage ;donc on prend $K= 0$

D'outre part le RPA99/2003 prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est de l'ordre :

0.15% de la section du voile considérée si : $\tau_b \leq 0.025 \times f_{c28}$

0.25% de la section du voile considérée si : $\tau_b > 0.025 \times f_{c28}$

$$V_{cal} = 231.48\text{KN}$$

$$\tau = \frac{1.4.V_{cal}}{a.d} = \frac{1.4 \times 0.23148}{0.2 \times 2.77} = 0.58\text{MPa}$$

$$\tau = 0.58 \text{MPa} < \bar{\tau} = 5 \text{MPa} \dots \text{cv}$$

Alors, il n'y a pas de risque de cisaillement.

$$S_t \leq \min(1.5e; 30 \text{cm}) \text{ donc on prend } S_t = 20 \text{cm}$$

$$A_t \geq 4.78 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{\text{tmin}} = 0.15\% \cdot b_0 \cdot L = 0.0015 \times 20 \times 280 = 8.4$$

Choix des barres : **8HA12** avec : $A_s = 9.05 \text{cm}^2$

V4.7 : Schéma du ferrailage des voiles :

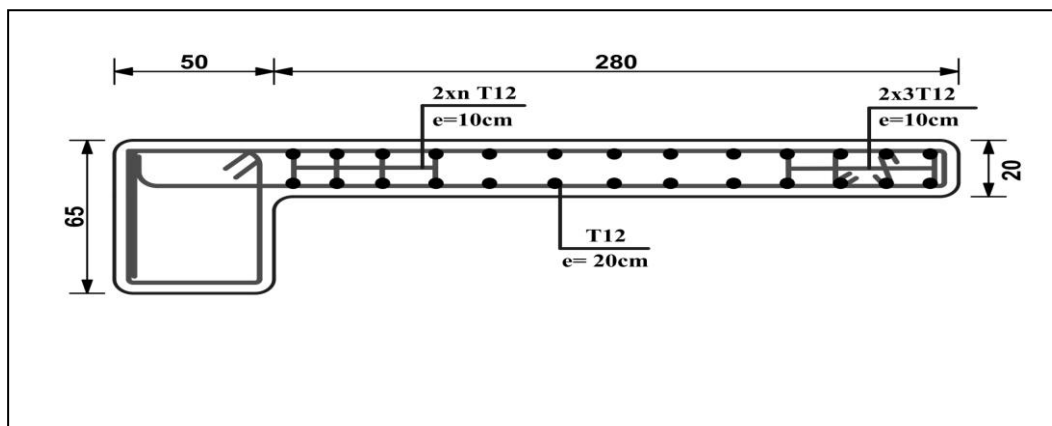


Figure V.6 : coupe de ferrailage du voile (étage courant)

Chapitre VI :



Etude de l'infrastructure

VI.1 : INTRODUCTION :

Les fondations sont des ouvrages qui servent à transmettre au sol support les charges

Provenant de la superstructure à savoir :

Le poids propre ou charges permanentes, les surcharges d'exploitation, les surcharge

Climatiques et sismiques.

VI.2 : LE CHOIX DE TYPE DE FONDATION:2

Le choix de type de fondation dépend de :

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

VI.3: CHOIX DE TYPE DE FONDATION :

Fondations superficielles de type :

- Semelle isolée.
- Semelle filante.
- Radier général.

Nous proposons en premier lieu des semelles filantes. Pour cela , nous allons procéder à une

Première vérification telle que :

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface total du bâtiment

$$(S_{\text{semelle}} / S_{\text{bâtiment}}) < 50\%$$

La surface de la semelle est donnée par :

$$S \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}}}$$

S : La surface total de la semelle

✚ Calcul de la capacité portante de fondation

Contraint admissible :

$$q_0=0$$

$$c=0$$

$$\varphi=25^\circ \quad \begin{cases} N_q=10.7 \\ N_c=20.7 \\ N\gamma=8.1 \end{cases}$$

$$\gamma_1 = 17 \text{ KN/m}^3 \quad \gamma_2 = 18.5 \text{ KN/m}^3$$

$$q_u = \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N\gamma + (q_0 + \gamma_2 D) N_q + C \cdot N_c$$

$$q_u = \frac{1}{2} \times 17 \times 1 \times 8.1 + (0 + 18.5 \times 2) 10.7 + 0 \times 20.7 = 464.75 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$q_{nette} = q_u - \gamma_2 \cdot D$$

$$q_{nette} = 464.75 - 18.5 \times 1.5 = 437 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{adm} = \frac{q_{nette}}{3} + \gamma_2 \cdot D$$

$$q_{adm} = \frac{427.75}{3} + 18.5 \times 1.5 = 173.42 \text{ KN}$$

$$\sigma_{sol} = 1.73 \text{ bar} = 17.3 \text{ t/m}^2 = 173 \text{ KN} \rightarrow \text{sol ferme}$$

La somme des réactions des poteaux et voiles sont :

A L'ELS :

$$N_s = 45880.67 \text{ KN}$$

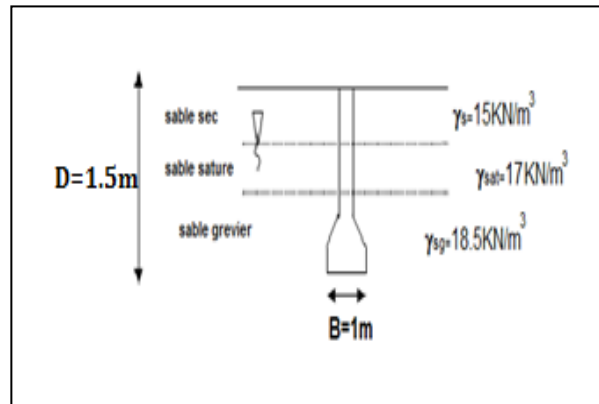
$$S_{semelle} = 249.35 \text{ m}^2$$

$$\text{Surface total du bâtiment : } S_{bâtiment} = 324.2205 \text{ m}^2$$

❖ **Vérification :**

$$\frac{S_{semelle}}{S_{bâtiment}} = \frac{249.35}{324.22} = 0.7691 = 76.91\% > 50\%$$

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit



le chevauchement de ces semelles. Pour cela on a opté pour un radier général comme type de Fondation, ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité d'exécution.

VI.4 : RADIER GENERAL :

Un radier est une dalle pleine, éventuellement nervurée, constituant l'ensemble des Fondations Du bâtiment, il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage.

VI.4.1 : Pré dimensionnement du radier :

L'épaisseur du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

a. Condition forfaitaire :

- **Sous voiles :** $\frac{L_{\max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\max}}{5}$

h_r : Épaisseur du radier.

L_{\max} : le plus grand travail.

$$L_{\max} = 280\text{cm} \Rightarrow 35\text{cm} \leq h_r \leq 56\text{cm}$$

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est : $h_r = 50\text{ cm}$

- **Sous poteaux :**

La dalle : $h \geq \frac{L_{\max}}{20}$

Avec $L_{\max} = 5.20\text{m}$

Donc : $h \geq 26\text{cm}$

La nervure : $h \geq \frac{L_{\max}}{10}$

Avec $L_{\max} = 5.20\text{m}$

Donc : $h \geq 52\text{cm}$

b. condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} \geq 25\text{ cm}$)

c. Condition de la rigidité :

$$L_e \geq \frac{2.L_{\max}}{\pi}$$

L_{max} : Plus grande distance entre deux files parallèles des poteaux.

L_e : Longueur élastique.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4E.I}{K.b}}$$

E : module d'élasticité.

I : inertie d'une bande d'1 m de radier. $I = \frac{b.h^3}{12}$

K : coefficient de raideur du sol, pour les sols moyenne résistance il est pris égal à (K=4000 t/m³).

b : largeur du radier (bande de 1m).

$$\text{donc : } h = \sqrt[3]{\frac{48k \times L_{\max}^4}{E \times \pi^4}}$$

L_{max} = 3.8 m ; E = 3216420 t/m² ; K=4000 t/m³

$$H = \sqrt[3]{\frac{48 \times 4000 \times 5.20^4}{3216420 \times 3.14^4}} \rightarrow h \geq 0.7657 \text{ m}$$

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est :

$$h_r = \max(76.57 \text{ cm}, 52 \text{ cm}, 26 \text{ cm})$$

On prend un épaisseur plus proche de l'épaisseur calculée :

On prend : **h = 80 cm.**

VI.4.2 : Vérification de la surface du radier :

La surface du radier est déterminée en vérifiant la condition suivante :

Détermination des efforts :

- **ELU :**

$$S_{radier} \geq \frac{N_u}{\sigma_{sol}} = \frac{6277.119}{17.3} = 362.84 \text{ m}$$

$$S_{\text{bâtiment}} = 324.2205 \text{ m}^2 < S_{\text{radier}} = 362.84 \text{ m}^2$$

Alors : La surface de bâtiment < a la surface de Radier

- **ELS :**

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{4588.067}{17.3} = 265.21 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bâtiment}} = 324.2205 \text{ m}^2 > S_{\text{radier}} = 265.21 \text{ m}^2$$

Alors : La surface de bâtiment > a la surface de Radier

On ajoute un débordement (D).

L'emprise totale avec un débordement (D) sera :

$$S' = S + D \times 2 \times (L_x + L_y)$$

S' : la surface final du radier.

S : surface totale du bâtiment

D : débordement

L_x: longueur en plan (21.75 m)

L_y: largeur en plan (16.67m)

VI.4.3 : Calcul de débordement D:

$$D \geq \text{Max} (h_r / 2 ; 30 \text{ cm}). \text{ O\`u: } h_r = 80 \text{ cm} \Rightarrow D \geq \text{Max} (40; 30 \text{ cm}).$$

On prend :

D = 0.5 m ; alors l'emprise totale avec D est:

$$S' = 324.2205 + 0.5 \times 2(21.75 + 16.67) = \mathbf{362.64 \text{ m}^2}$$

Remarque:

Pour des raisons d'économie on va choisir :

$$h_{\text{radie}} = 45 \text{ cm} ; h_{\text{Narvure}} = 80 \text{ cm}$$

VI.4.4 : Vérifications diverses :

VI.4.4 .1 : Vérification au poinçonnement :

a-vérification pour les poteaux :

Le poinçonnement se manifeste là où il y a une concentration des charges.

Pour vérifier le non poinçonnement du radier (dalle) le BAEL 91 propose de vérifier la condition

suivante : **(Article A.5.2.42) BAEL 91**

$$N_u \leq 0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b$$

Avec :

N_u : Charge revenant au poteau plus chargé.

μ_c : Périmètre de la surface d'impact projeté sur le plan moyen. $\mu_c = 2(a + b + 2hr)$

h : Epaisseur du radier.

$$\mu_c = 2(0.50 + 0.65 + 2 \times 0.80) = 5.5 \text{ m}$$

$$N_u \leq 0.045 \times 5.5 \times 0.8 \times 2500 / 1.5 = 330 \text{ t}$$

$$N_u = 274.73 \text{ t} \leq 330 \text{ t} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b-vérification pour les voiles :

Il faut vérifier que : $N_u \leq 0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b$

Avec :

N_u : Charge revenant au voile plus chargé.

$$N_u = 114.70 \text{ T}$$

$$\mu_c = 2(2.80 + 0.2 + 2 \times 0.80) = 9.2 \text{ m}$$

$$N_u \leq 0.045 \times 9.2 \times 0.8 \times 2500 / 1.5 = 552 \text{ t}$$

$$N_u = 114.70 \text{ t} \leq 552 \text{ t} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VI.4.4 .2 : Vérification de la stabilité du radier:

Vérification a l'effort de sous pression:

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sont l'efforts de sous pression hydrostatique on doit vérifier :

$$W \geq \alpha \cdot \gamma \cdot h \cdot s$$

Avec:

W: poids total du bâtiment à la base du radier.

α : coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ($\alpha = 1.5$).

γ : poids volumique de l'eau ($\gamma = 10 \text{ KN/m}^3$).

h: profondeur de l'infrastructure ($h = 1.5 \text{ m}$).

S: surface de radier ($S = 362.64 \text{ m}^2$).

$$W = N_G + N_T$$

$$N_G = 4225.89 \text{ t}$$

$$N_{\text{radier}} = 348 \times 0.80 \times 25 = 6960 \text{ KN}$$

$$N_T = N_G + N_{\text{radier}} = 4225.89 + 696 = 4921.89 \text{ t}$$

$$W = N_T = 4921.89 \text{ t}$$

$$\alpha \cdot \gamma \cdot h \cdot s = 815.94 \text{ t}$$

$$W = 4921.89 \text{ T} \geq \alpha \cdot \gamma \cdot h \cdot s = 815.94 \text{ T}$$

→ Pas de risque de soulèvement de la structure.

VI.4.5 : Caractéristiques géométriques du radier:

- Centre de gravité des masses du radier (infrastructure) d'après logiciel ROBOT :

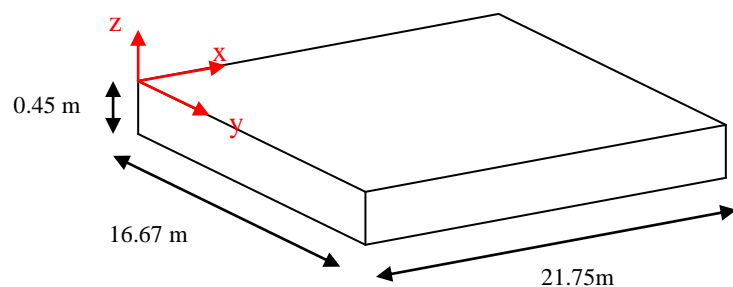
$$X = \frac{\sum S_i \times X_i}{\sum S_i} = 10.92 \text{ m}$$

$$Y = \frac{\sum S_i \times y_i}{\sum S_i} = 8.24 \text{ m}$$

-Moment d'inertie d'un radier :

$$I_{x-x} = \frac{b \times h^3}{12} = 14293.29 \text{ m}^4$$

$$I_{y-y} = \frac{b \times h^3}{12} = 8396.24 \text{ m}^4$$



VI.4.6 : Vérification de stabilité :**VI.4.6 .1 : Vérification de la stabilité de radier :**

Moment de renversement dû au séisme pour chaque sens (x, y)

e : l'excentricité de la résultante des charges verticales.

M : moment dû au séisme.

N : charge verticale.

D'après le RPA99/version2003(art10.1.5)le radier reste stable si :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4} \Rightarrow e : \text{l'excentricite de la resultante des charges verticales.}$$

$$N_{\text{total}} = 90844.44 \text{ KN}$$

$$M_x = 1271.57 \text{ KN}$$

$$M_y = 1760.92 \text{ KN}$$

	Sens(X-X)	Sens (Y-Y)
N_{total} (KN)	90844.44	90844.44
M (KN.m)	1271.57	1760.92
e (m)	0.014	0.019
$L/4$ (m)	5.44	4.17
Condition	Vérifier	Vérifier

Tableau VI.1 : La stabilité du radier sous (0.8G± E)

VI.4.6 .2 : Vérification des contraintes des fondations (G+Q+E) :

$$\sigma_m \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} \quad ; \quad \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M \times V}{I} \quad ; \quad \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

$$\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 1.33 \times \sigma_{\text{adm}} = 1.33 \times 173 = 230.09 \text{ KN/m}^2.$$

$$X_G = 10.92 \text{ m}, Y_G = 8.24 \text{ m}$$

	I (m ⁴)	N (KN)	M (KN.m)	S_{rad} (m ²)
X-X	14293.29	90844.44	1271.57	362.64
Y-Y	8396.24	90844.44	1760.92	362.64

	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	σ_m (KN/m ²)	$\bar{\sigma}_{sol}$ (KN/m ²)	$\sigma_m \leq \bar{\sigma}_{sol}$
X-X	174.22	171.67	173.58	230.09	C.V
Y-Y	174.34	173.15	174.04	230.09	C.V

Tableau VI.2 : Vérification des contraintes des fondations.

VI.5 : FERRAILLAGE DU RADIER :

Le radier se calculera comme plancher renversé appuyé sur les voiles et les poteaux. Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux la méthode proposée par le CBA 93.

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut être alternativement noyé, émergé en eau douce.

Les panneaux constituant le radier sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la contrainte du sol, pour cela on utilise la méthode de PIGEAUD pour déterminer les moments unitaires μ_x, μ_y qui dépend du rapport ($\rho = L_X / L_Y$) et du coefficient de POISSON (ν).

VI.5 .1 : Méthodes de calcul :

- Dans le sens de la petite portée : $M_X = \mu_X \cdot q_u \cdot l_x^2$

- Dans le sens de la grande portée : $M_Y = \mu_Y \cdot M_X$

Tel que :

μ_X ; μ_Y : sont des coefficients en fonction de $\alpha = l_x / l_y$ et ν (prend 0.2 à l'ELS, 0 à l'ELU)

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastres aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

En tenant compte des modes de fixation on effectue les ventilations des moments comme suit :

	Le panneau de rive	Le panneau intermédiaire
En travée	$M_{tx} = 0.85 M_X$ $M_{ty} = 0.85 M_Y$	$M_{tx} = 0.75 M_X$ $M_{ty} = 0.75 M_Y$
Sur appui	$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 M_X$	$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_X$

Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux, la méthode proposée par le règlement

BAEL91. La fissuration est considérée comme étant préjudiciable.

VI.5 .2 : Calcul des moments fléchissant :

ELU	ELS
$q_u=(1.35G + 1.5Q)/S_{rad}$	$q_{ser}=(G+Q)/S_{rad}$
$q_u = 62771.19/ 362.64$	$q_{ser} = 45880.67/ 362.64$
$q_u=173.10 \text{ KN/m}^2$	$q_{ser}= 126.52\text{KN/m}^2$

✓ Le plus grand panneau est le panneau du (5.10×5.20) m².

⇒ **Panneau de rive.**

- l'ELU : $v = 0$; $q_u=173.10 \text{ KN/m}$

$$\alpha = 5.10/5.20=0.981 > 0.4$$

⇒ Alors le panneau travaille dans les deux sens.

A partir du tableau:

$$\mu_x = 0.0384$$

$$\mu_y = 0.9545$$

Donc les moments sont:

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0.0384 \times 173.10 \times 5,10^2 = 172.89 \text{ KN. m/ml.}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \Rightarrow M_y = 0.9545 \times 172.89 = 165.02 \text{ KN. m/ml.}$$

$$M_{tx} = 0.85 \times M_x \Rightarrow M_{tx} = 0.85 \times 172.89 = 146.97 \text{ KN. m/ml.}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_y \Rightarrow M_{ty} = 0.85 \times 165.02 = 140.27 \text{ KN. m/ml.}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 \times M_x \Rightarrow 0.3 \times 172.89 = 51.87 \text{ KN. m/ml.}$$

sens X-X				sens Y-Y			
μ_x	M_x	M_{tx}	M_{ax}	μ_y	M_y	M_{ty}	M_{ay}
	KN. m/ml	KN. m/ml	KN. m/ml		KN. m/ml	KN. m/ml	KN. m/ml
0.038	172.89	146.97	51.87	0.954	165.02	140.27	51.87

Tableau VI.3: résultats des moments sur appui et en travée(ELU)

VI.5 .3 : Calculs des armatures :

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times \sigma_b}$$

$$A_s = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{0.23.b.d.f_{t28}}{f_e}$$

$$\alpha = 1.25 \times [1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}] \quad , \quad \beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$$\sigma_b = 14.2 \text{ Mpa} \quad b = 100 \text{ cm} \quad \emptyset \leq h/10 = 450/10 = 45 \text{ mm}$$

$$d_x = h - c - \frac{\emptyset_x}{2} = 45 - 5 - \frac{4.5}{2} = 37.75 \text{ cm}$$

$$d_y = d_x - \frac{(\phi_x + \phi_y)}{2} = 37.5 \text{ cm}$$

	Dans le sens (x x')		Dans le sens (y y')	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
	(KN. m)	(KN. m)	(KN. m)	(KN. m)
M(KN. m)	51.87	146.97	51.87	140.27
μ	0.0256	0.0726	0.0260	0.0702
α	0.0325	0.0938	0.0325	0.0913
β	0.987	0.962	0.987	0.963
As (cm²/ml)	4.00	0.01	4.00	0.01
As min (cm²/ml)	4.56	4.56	4.53	4.53
Choix des Barres	5HA12	5HA12	5HA12	5HA12
As adp (cm²/ml)	5.65	5.65	5.65	5.65
Espacement (cm)	20	20	20	20

Tableau VI.4: Tableau récapitulatif des résultats d'armature (ELU).

- P'ELS : $v = 0.2$; $q_s = 126.52 \text{ KN/m}$

$$\alpha = 5.10/5.20 = 0.98 > 0.4$$

⇒ Alors le panneau travaille dans les deux sens.

- A partir du tableau:

$$\mu_x = 0.0457$$

$$\mu_y = 0.9694$$

Donc les moments sont:

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0.0457 \times 126.52 \times 5,10^2 = 150.39 \text{ KN. m/ml.}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \Rightarrow M_y = 0.9694 \times 150.39 = 145.79 \text{ KN. m/ml.}$$

$$M_{tx} = 0.85 \times M_x \Rightarrow M_{tx} = 0.85 \times 150.39 = 127.83 \text{ KN. m/ml.}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_y \Rightarrow M_{ty} = 0.85 \times 145.79 = 123.92 \text{ KN. m/ml.}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 \times M_x \Rightarrow 0.3 \times 150.39 = 45.12 \text{ KN. m/ml.}$$

sens X-X				sens Y-Y			
μ_x	M_x	M_{tx}	M_{ax}	μ_y	M_y	M_{ty}	M_{ay}
	KN. m/ml	KN. m/m	KN. m/ml		KN. m/ml	KN. m/ml	KN. m/ml
0.045	150.39	127.83	45.12	0.969	145.79	123.92	45.12

Tableau VI.5: résultats des moments sur appui et en travée(ELS).

	Dans le sens (x x')		Dans le sens (y y')	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
	(KN. m)	(KN. m)	(KN. m)	(KN. m)
M(KN. m)	45.12	127.83	45.12	123.92
μ	0.0223	0.0632	0.0225	0.0621
α	0.0283	0.0813	0.0287	0.08
β	0.989	0.967	0.989	0.968
As (cm²/ml)	3.47	0.01	3.49	9.81
As min (cm²/ml)	4.56	4.56	4.53	4.53

Choix des Barres	5HA12	5HA12	5HA12	5HA12
As adp (cm²/ml)	5.65	5.65	5.65	5.65
Espacement (cm)	20	20	20	20

Tableau VI.6: Tableau récapitulatif des résultats d'armature (ELS).

VI.5 .4 : Vérification au cisaillement : BAEL 91 (A.5.1 ,21)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} \dots\dots\dots(A.5.1,1)p51$$

$$T_u = \frac{p_u \times l_x \times l_y}{2l_y + l_x} = \frac{173.10 \times 5.10 \times 5.20}{2(5.20) + 5.10} = 296.17KN$$

$$\tau_u = \frac{296.17 \times 10^3}{1000 \times 377.5} = 0.785Mpa$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = \min(2.5; 4MPa)$$

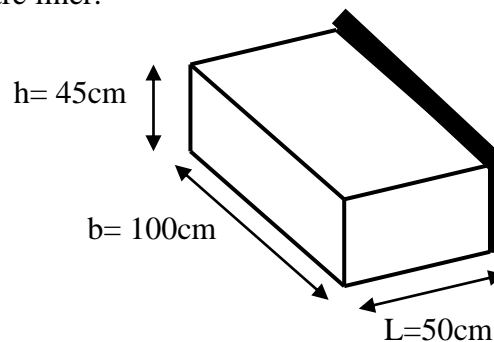
$$\tau_u = 0.785Mpa < [\tau_u] = 2.5Mpa$$

La condition est vérifiée ; on n'a pas besoin des armatures transversales.

VI.6 : ETUDE DU DEBORD DU RADIER :

Le débord du radier est assimilé à une console de largeur L=0.50 m. Le calcul du Ferrailage se fait pour une bande de largeur égale à un mètre liner.

h = 0.45m
 b = 1m
 d = 0.9 h = 0.41m



- **Présentation schématique :**

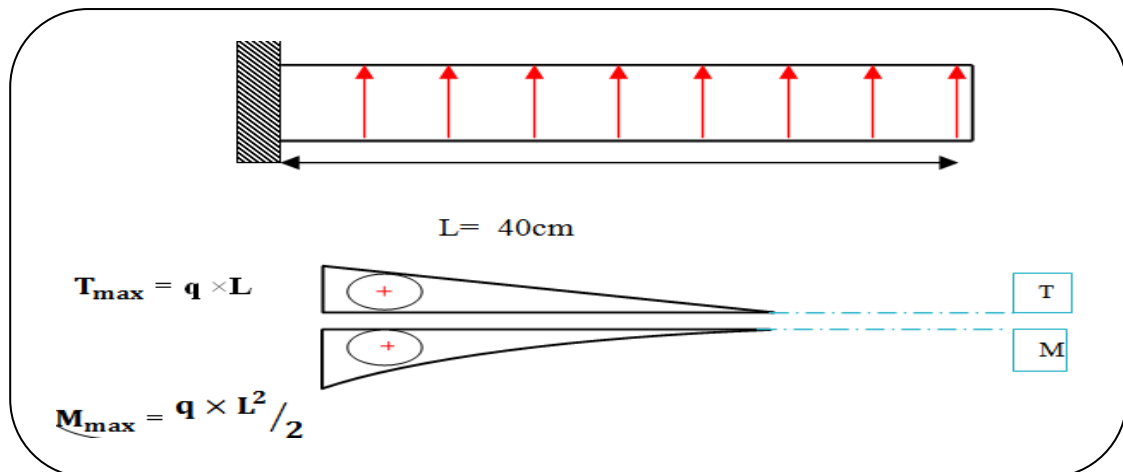


Figure VI. 1. schéma isostatique et sollicitations de les débords.

- **L'ELU :**

$$M_{\max} = q_u \times L^2 / 2 = 173.10 \times (0.5)^2 / 2 = 21.64 \text{ KN.m}$$

- **L'E LS : (fissuration préjudiciable) :**

$$M_{\max} = q_{\text{ser}} \times L^2 / 2 = 126.52 \times (0.5)^2 / 2 = 15.82 \text{ KN.m}$$

$$A_{BAEL} = 0.0025 \times b \times h = 11.25 \text{ cm}^2$$

	M_{\max}	μ	α	β	A_s (cm^2)	A_{\min} (cm^2)	A_{BAEL} (cm^2)	A_{adop} (cm^2)	Section adoptée
ELU	21.64	0.0091	0.011	0.996	1.52	4.95	11.25	13.35	5HA12+5HA14
ELS	15.82	0.0070	0.009	0.996	1.11	4.95	11.25	13.35	5HA12+5HA14

- **Vérification au cisaillement :**

$$\overline{\tau_u} < \tau_u = 0,05 f_{28}$$

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

$$b = 1 \text{ m.}$$

$$d = 0,90 h = 0.45 \text{ m.}$$

$$V_u = q_u \times L$$

$$V_u = 173.10 \times 0.8 = 138.48 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{138.48 \times 10^3}{1000 \times 410} = 0.34 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = 1,25 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Note: On peut prolonger les armatures adoptées dans les panneaux de rive jusqu'à l'extrémité du débord pour avoir un bon accrochage des armatures.

a-Calcul les charges revenant à la nervure

$$q_u = \frac{N_u}{S_r} = \frac{62771.19}{362.64} = 173.10 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \frac{N_s}{S_r} = \frac{45880.67}{362.62} = 126.52 \text{ KN/m}^2$$

❖ **Diagrammes des sollicitations :**

- **Sens X-X**

ELU

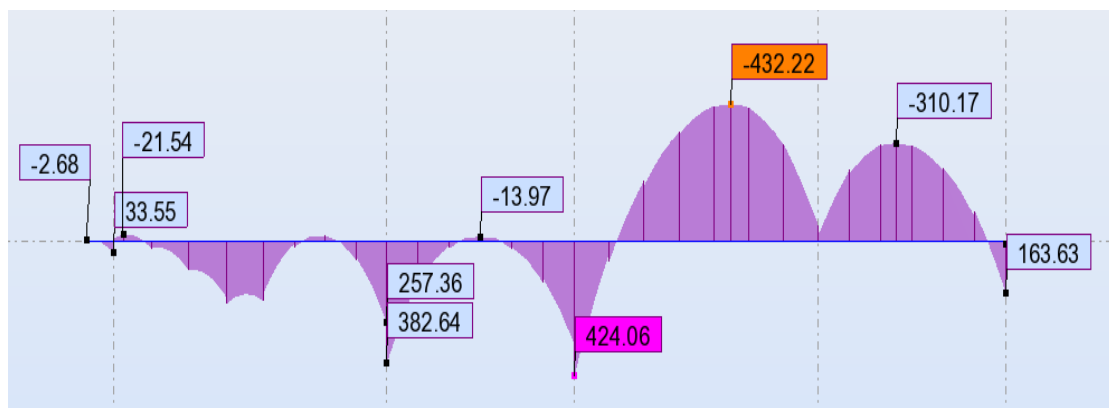


Figure VI. 2 : Diagramme des moments fléchissant sens x ELU

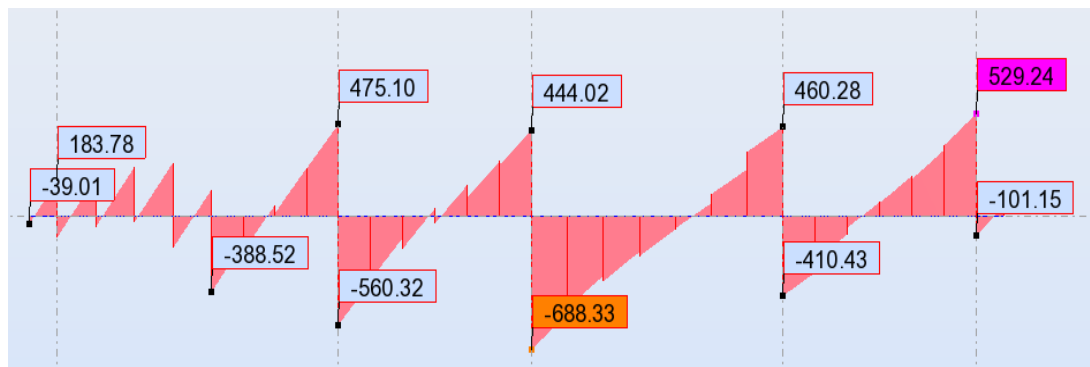


Figure VI. 3 : Diagramme des efforts tranchant sens x ELU.

Sens (y-y) :

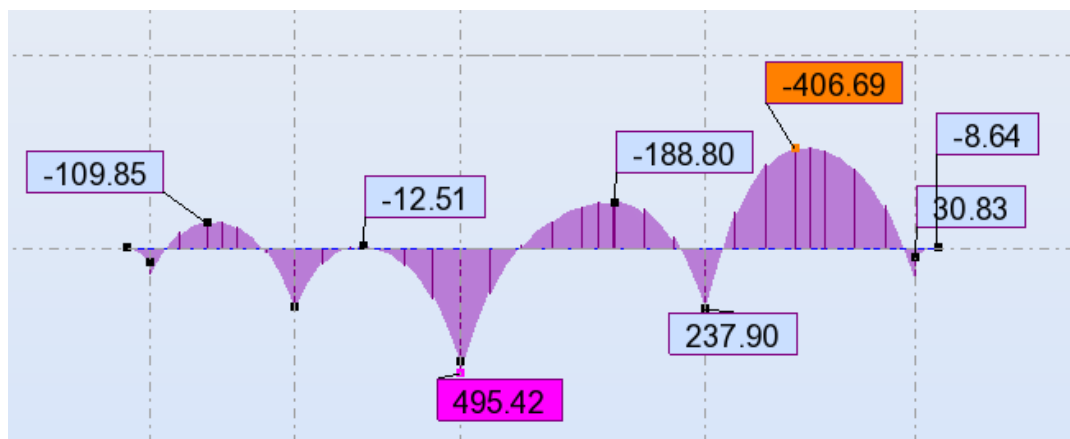


Figure VI. 4 : Diagramme des moments fléchissant sens y ELU

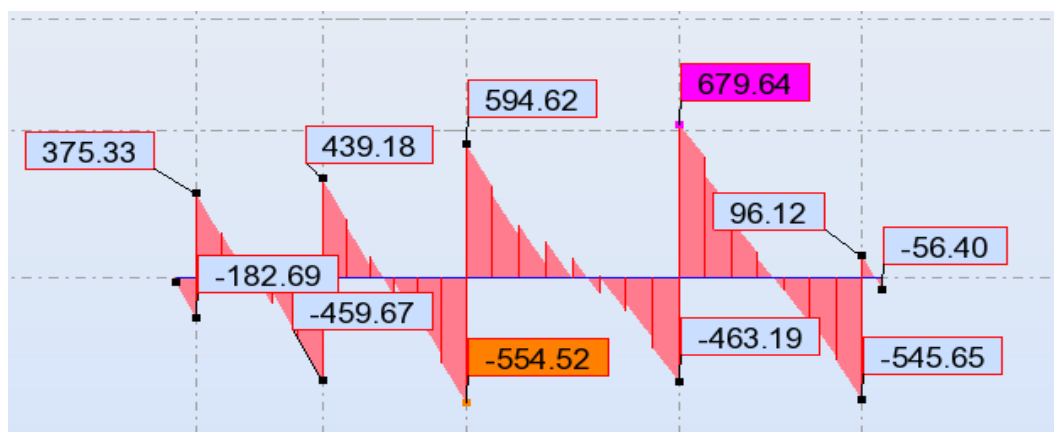


Figure VI. 5 : Diagramme des efforts tranchant sens y ELU

- ELS :

Sens X-X

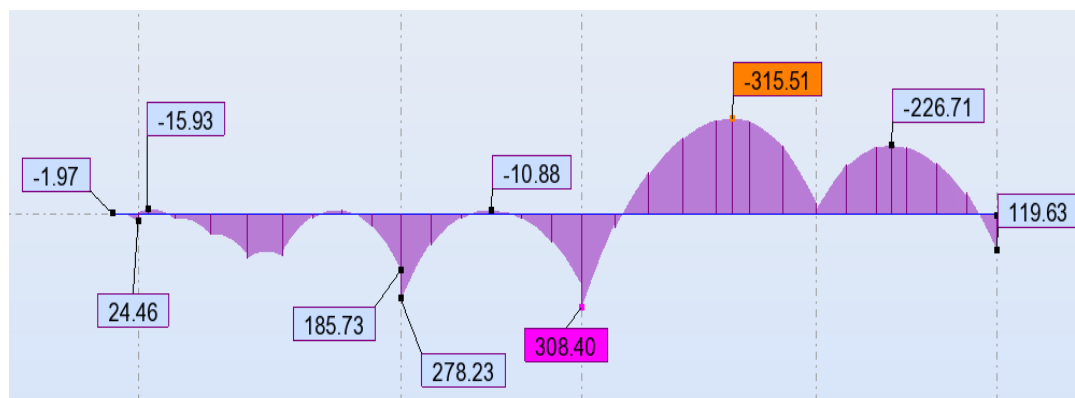


Figure VI. 6 : Diagramme des moments fléchissant sens x ELS

Sens (y-y) :

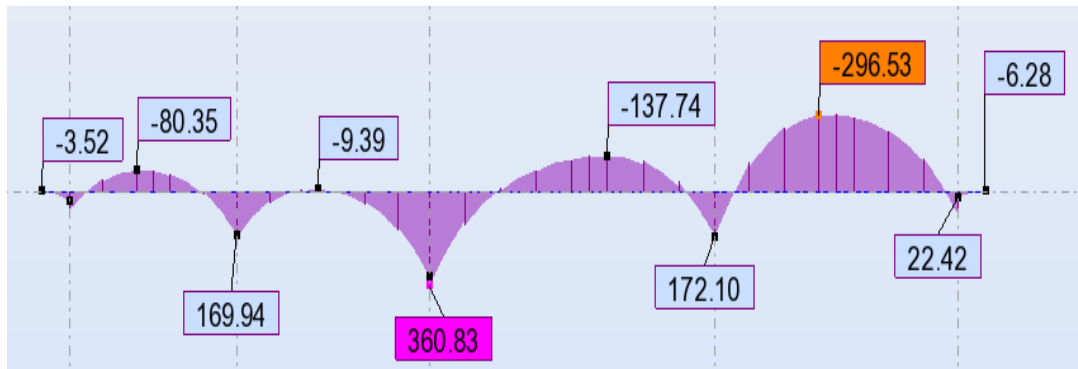


Figure VI. 7 : Diagramme des moments fléchissant sens y ELS.

VI.7 : CALCUL DU FERRAILLAGE :

VI.7.1 : L'enrobage :

$$C \geq c_0 + \frac{\phi}{2} \quad , \quad \phi \geq \frac{h}{10} \rightarrow \frac{80}{10} = 8$$

$$C \geq 1\text{cm} \rightarrow c_0 = 5\text{cm} \rightarrow c \geq 5 + \frac{8}{2} = 9$$

Alors on adopte $c = 9\text{ cm}$.

VI.7.2 : Calcul des armatures longitudinales :

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times \sigma_b} \quad \alpha = 1.25 \times [1 - \sqrt{1 - 2\mu}] \quad , \quad \beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_s = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

Pour le ferrailage on prend le moment maximal sur appuis et en travées :

$$ELU \begin{cases} (X - X) & : M_t = -432.22 \text{ KN.m} \quad , M_a = 424.06 \text{ KN.m} \\ (Y - Y) & : M_t = -406.69 \text{ KN.m} \quad , M_a = 495.42 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$ELS \begin{cases} (X - X) & : M_t = -315.51 \text{ KN.m} \quad , M_a = 308.40 \text{ KN.m} \\ (Y - Y) & : M_t = -296.53 \text{ KN.m} \quad , M_a = 360.83 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- ferrailage de nervure a la ELU:

Sens	Elément	M_u [N.m]	μ_b	α	β	$A_{cat}(cm^2)$
X-X	Appuis	424060	0.118	0.158	0.937	18.32
	Travée	432220	0.121	0.161	0.936	18.69
Y-Y	Appuis	495420	0.138	0.186	0.926	21.65
	Travée	406690	0.114	0.151	0.940	17.51

- ferrailage de nervure a la ELS:

Sens	Elément	M_u [N.m]	μ_b	α	β	$A_{cat}(cm^2)$
X-X	Appuis	308400	0.0862	0.114	0.954	13.08
	Travée	315510	0.0882	0.115	0.954	13.39
Y-Y	Appuis	360830	0.1008	0.133	0.947	15.42
	Travée	296530	0.0829	0.109	0.956	12.55

❖ Vérifications nécessaires pour les nervures :

- Condition de non fragilité :

$$A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad (\text{BAEL91.A.4.2})$$

$$A_{\min} \geq 0,23 \times 50 \times 71 \times \frac{2,1}{400} = \mathbf{4.286cm^2}$$

- L pourcentage minimal d'armature :

Selon BAEL91 :

$$A_{\min}^{BAEL} = 0.001 \times h \times b \quad (\text{BAEL91.B.6.4})$$

$$A_{\min}^{BAEL} = 0.001 \times 50 \times 80 = \mathbf{4cm^2}$$

Selon RPA99/2003 :

$$A_{\min}^{RPA} = 0.5\% b \times h \quad (\text{art.7.5.2.1})$$

$$A_{\min}^{RPA} = 0.5\% 50 \times 80 = \mathbf{20cm^2}$$

❖ Tableau récapitulatif des résultats :

Sens -X :

Sens	Elément	A_{ser} (cm^2)	A_u (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{min}^{BAEL}	A^{RPA}	A_{adop} (cm^2)	A_{adop} (cm^2)
X-X	Appuis	13.08	18.32	4.286	4	20	20.61	4HA16+4HA20
	Travée	13.39	18.69	4.286	4	20	20.61	4HA16+4HA20
Y-Y	Appuis	15.42	21.65	4.286	4	20	25.13	8HA20
	Travée	12.55	17.51	4.286	4	20	20.61	4HA16+4HA20

VI.7.5 : État Limite de déformation : BAEL91 (B.6.5.1)

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées, et on fera le calcul sur la travée la plus chargée.

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{80}{510} = 0.1568 > 0.0625 \rightarrow CV$$

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0} \rightarrow \frac{80}{510} = 0.1568 > \frac{0.85.M_0}{10.M_0} = 0.085 \rightarrow CV$$

$$3) \frac{A}{b.d} \geq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{20.61}{71 \times 50} = 0.0058 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \rightarrow CV$$

VI.7.6: Vérification de la Contrainte de Cisaillement : BAEL91 (art A.5.1)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \min \left\{ \frac{0.15.f_{c28}}{\gamma_b}, 4MPa \right\}$$

Sens	V_u (KN)	τ_u (Mpa)	Observation
X-X	688.33	1.94	C.V
Y-Y	679.64	1.91	C.V

• Armatures transversales minimales

$$\Phi \leq \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \Phi \right) = (22.86, 50, 20) \Rightarrow \text{On prend } \Phi = 10 \text{ mm}$$

- **Armatures transversales minimales**

$$A_t = 0.003 \cdot S_t \cdot b$$

$$A_t = 0.003 \times 20 \times 50 = 1.5 \text{ cm}^2$$

Nous prenons : $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

- **Espacement des armatures transversales**

- **En zone nodale**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_L\right) \Rightarrow S_t \leq \min(20, 24)$$

$$S_t \leq 15$$

- **En zone courante**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{71}{2} \Rightarrow S_t \leq 35.5$$

Nous prenons :

$S_t = 15 \text{ cm}$ En zone nodale

$S_t = 20 \text{ cm}$ En zone courante

VI.8 : Schémas ferrailage de radier :

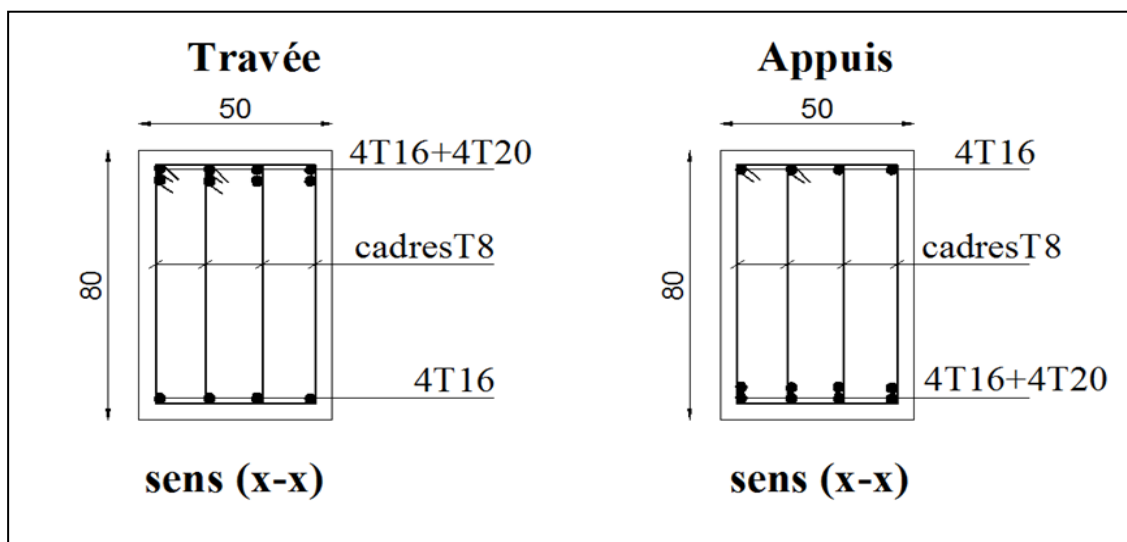


Figure VI.8 : schéma du ferrailage de la nervure sens X-X.

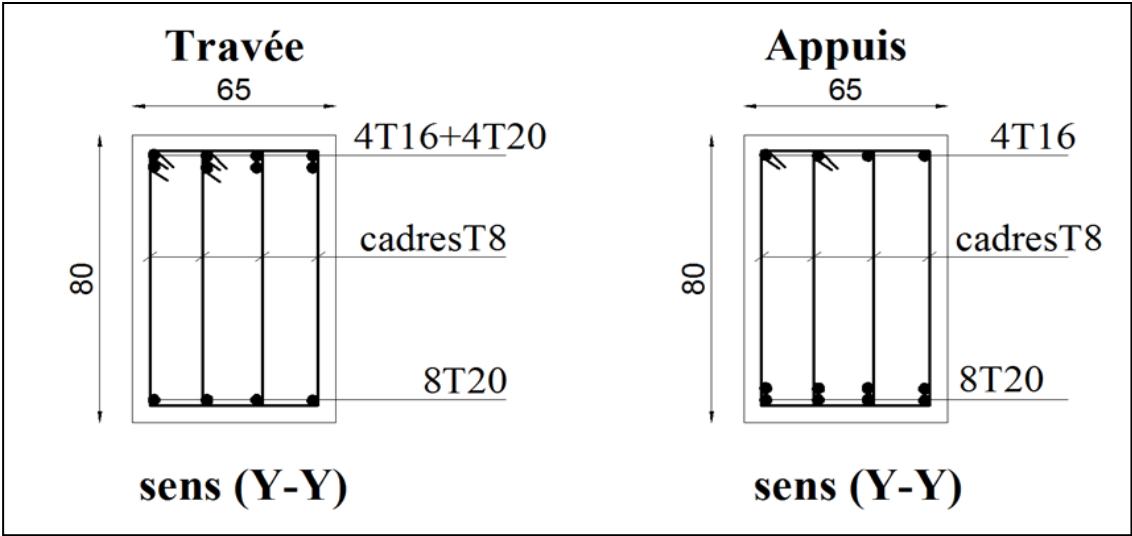


Figure VI.9 : schéma du ferrailage de la nervure sens Y-Y

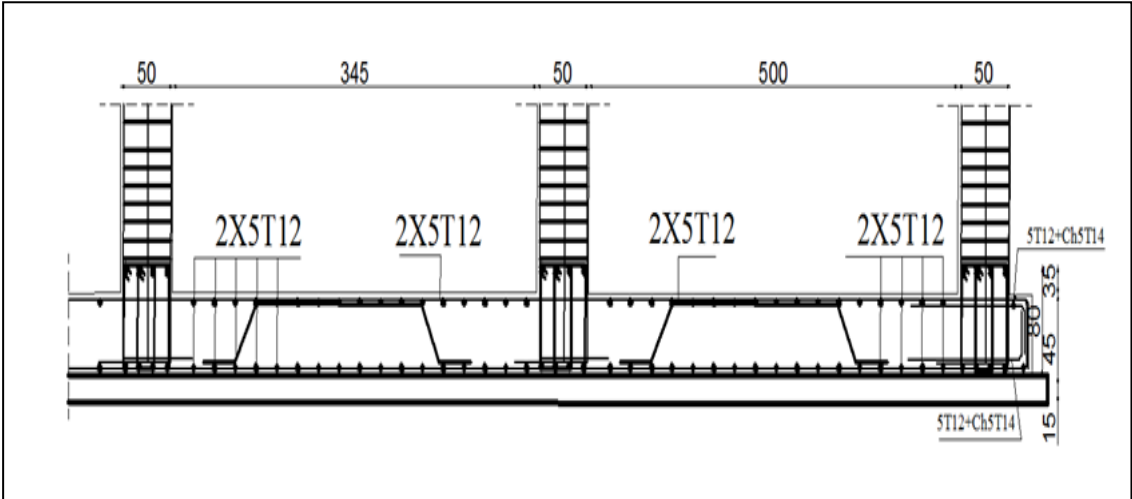


Figure VI.10 : Schéma de ferrailage du radier

CONCLUSION GENERALE

L'étude de ce projet est notre première vraie épreuve avant de s'insérer dans la vie active, ceci nous a permis d'améliorer nos connaissances des problèmes de la conception et l'étude des ossatures en béton armé ainsi que d'élargir nos connaissances dans le domaine pratique. Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil sur tous les niveaux, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciels de calcul), comme exemple, nous citerons l'AUTODESK ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL 2014 que nous avons appris à appliquer durant la réalisation de ce projet, ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment. Ceci se fait à partir de la lecture des différentes références bibliographiques.

Le présent projet s'est effectué sur la base de deux critères, à savoir la résistance des éléments porteurs d'un bâtiment et la stabilité de sa forme vis-à-vis des différentes sollicitations pour assurer la sécurité des usagés et l'adaptation des solutions économiques. Après avoir étudié ce projet, on a constaté que :

- Pour le ferrailage : on a remarqué que plusieurs éléments structuraux sont ferrailés par le minimum proposé par le *RPA99 v 2003*.
- L'excès de ferrailage nous a obligés d'augmenter la section du béton, sans revenir au pré dimensionnement.
- Pour la disposition et comportement des voiles ; La disposition des voiles, est un facteur beaucoup plus important que la quantité des voiles à placer à la structure, elle a un rôle déterminant dans le comportement de cette dernière vis-à-vis du séisme.

Le ferrailage des voiles a été fait par la méthode simplifiée, basée sur les contraintes.

L'utilisation de l'interface graphique (du l'AUTODESK ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL 2014)

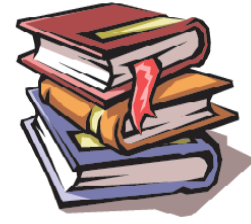
- Pour visualiser la nature et l'acuité des contraintes a été très utile dans notre cas.

En fin, nous souhaitons que ce modeste travail apportera un plus a notre département et servira pour les promotions à venir.








bibliographie


bibliographie



Les règlements :

-  **RPA99/Version2003** : Règlement Parasismique Algérien.
-  **BAEL91** : Béton Armé Aux Etats Limites.
-  **C.B.A93** : Règles de conception et de calcul des structures en béton arme.
-  **D.T.R.B.C .2.2:** Document Technique Réglementaire (charges permanentes et charges d'exploitation).
-  **DTR Neige et Vent 99**

Livre:

-  Pratique du BAEL 91 (Jean perchat-Jean roux)

Logiciels :

- ROBOT 2014
- AUTOCAD 2007
- WORD+Excel 2007