

Ministère de L'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



UNIVERSITE KASDI MERBAH OUARGLA

FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL ET D'HYDRAULIQUE



MEMOIRE DE MASTER

Filière: Génie Civil

Option: Construction Civiles et Industrielles

Thème

Etude d'un Bâtiment (R+3) à usage d'habitation contreventé par portiques auto stables implanté en zone sismique

Présenté par :

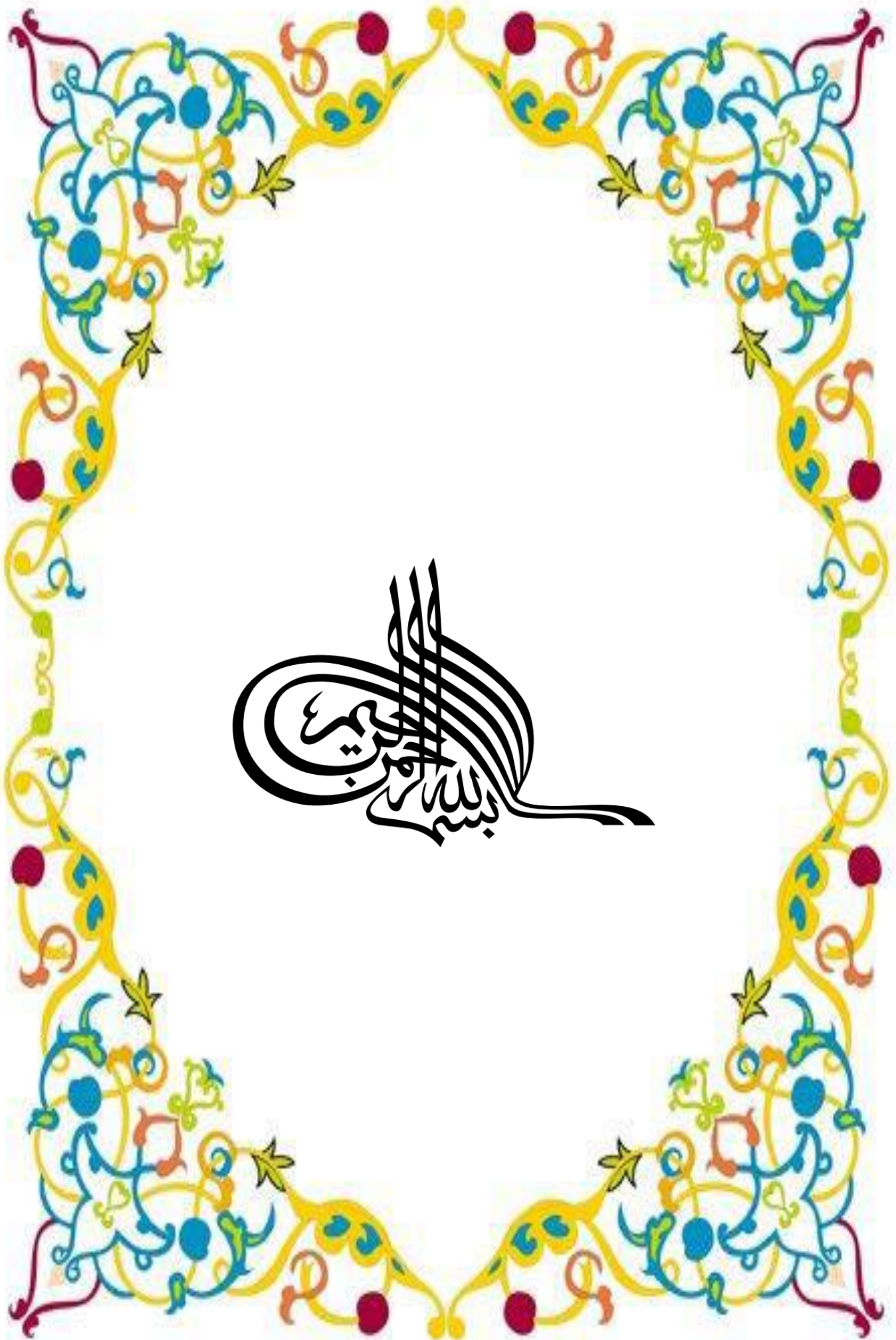
• ABIA OUAFI

Devant le jury :

M <sup>lle</sup> . MAZIANNI Nedjma	MA.A	U. K.M -OUARGLA-	Président
Mr. KHELLASSI Omar	MA.A	U. K.M -OUARGLA-	Examineur
Mr .DJIREB Samir	MA.A	U. K.M -OUARGLA-	Encadreur

PROMOTION: 2016-2017

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



# تَشْكُرَات

أما بعد نتوجه بالشكر الجزيل إلى أستاذي المؤطر جبرج سمير على مجهوداته ومعلوماته والمراجع التي

زودني بها في إنجاز المذكرة .

ونتقدم بشكر إلى كل من عميد كلية العلوم التطبيقية والى رئيس قسم الري والهندسة المدنية الشيخ نبيل

قبائلي ونشكر جميع الأساتذة قسم الري والهندسة المدنية ونشكر كذلك كل الذين أشرفوا على تحصيلنا

العلمي طيلة المدة الدراسية .

و اشكر بالخصوص المهندس المدني اسماعيل تندير و اصدقائه والمهندس المدني يعقوب الذين امانوني

في انجاز هذه المذكرة ونشكر كل من ساعدنا قريبا أو بعيد إلى كل زملاء و زميلات خلال إنجاز هذه المذكرة.

# اهداء

إلى من غمرني بحنانها...نورا عيني ومشعلا حياتي من جعلني أصل إلى ما أنا عليه  
...وكان مثلي في الصمود والكفاح...من تعجز كل عبارات الشكر والعرفان عن الوفاء  
بحقهما أجمل شيء في حياتي ... أحب وأطيب غاليتين والذي الكريمين  
هي قرة عيني التي أحطتني بحبها وسهرت على راحتي ... أمي الحنونة حفظها الله ...  
وهو الذي سعى في هذه الدنيا من أجلي ومنحني الثقة وعزة النفس وغرس بذرة العزيمة  
.....أبي الغالي حفظه الله  
إلى من ملؤا الحياة بهجة ورونقا...وشاركوني إياها في السراء والضراء .... أخواتي  
وردة.صباح.حياة.نجاه.نادية.سمية.والى اخوتي الاعزاء محمد.العيد.معمر.رشيد.عماد و  
الى ابناء اخوتي  
بلخير.جمال.سميحة.ياسين.هديل.مريم.رانية.منار.ريان.رائد.سلسبيل.مروان.رنيم.روى.  
رفيق.سجى.محمد سراج.فاطمة الزهراء.وليد  
أهدي هذا النجاح .....

إلى أوفى وأعلى صديقات : ناريمان ,الحاجة,وفاء,العطرة , اسماء,امينة,نجاه.  
و الى اوفى اصدقائي : يوسف , التجاني, ياسين,  
,إلى كل الأهل وأخص بالذكر أجدادي رحمهم الله و إلى اعمامي وأبنائهم وإلي عماتي  
وأولادهم .إلى خالاتي وخالي رحمهم الله وأولادهم  
..جميع رفقاء الدرب وأصدقاء الطفولة والدراسة..  
إلى كل صديقاتي وطلاب سنة ثانية ماستر هندسة مدنية وإلى كل أساتذتي ومعلمي الذين  
درسوني طيلة حياتي الدراسية إبتدائي,متوسط,ثانوية  
إلى كل من نبض قلبه بالايمان وحب المولى عز وجل والى الذين نسيهم قلبي فهم في  
القلب محفوظين دون أنسى

وفاء

# ***SOMMAIRE***

<b>INTRODUCTION.....</b>	<b>01</b>
--------------------------	-----------

## **CHAPITRE I : Introduction générale**

I.1-Présentation du projet .....	02
I.2-Caractéristiques de l'ouvrage .....	02
I.3-Hypothèses de calcul.....	03
I.4-Caractéristiques des matériaux.....	04
I.4.1-Béton (BAEL 91 Art-A.1.1).....	05
I.4.2-Acier (BAEL 91 Art-A.2.2).....	06
I.5-Règles du calcul.....	09

## **CHAPITRE II : Prédimensionnement des éléments et évaluation des charges**

II.1-Planchers à corps creux.....	10
II.2-Dimensionnement.....	10
II.2.1-Poutres.....	11
II.2.1.1-Poutres principales .....	12
II.2.1.2-Poutres secondaires.....	12
II.2.2-Poteaux.....	12
II.3- Evaluation des charges permanentes et d'exploitation .....	14
II.3.1- Charges permanentes .....	14
II.3.1.1- Plancher étage courant .....	14
II.3.1.2-Plancher terrasse.....	15
II.3.2-Charges d'exploitation .....	15
II.4-Descente des charges.....	16

II.4.1- Introduction.....	16
II.4.2-Etapes de calcul .....	16
II.4.3-Poteau 1 :( axe4- B) .....	17
II.4.4-Vérification des sections adoptées pour les poteaux .....	19
II.5-Vérification du flambement .....	20

### **CHAPITRE III : Calcul des éléments Secondaires**

III.1- Acrotère.....	21
III.1.1-Définition .....	21
III.1.2- Section .....	21
III.1.3-Evaluation des charges et surcharges.....	21
III.1.3.1-Poids propre de l'acrotère .....	21
III.1.3.2-Surcharge d'exploitation .....	22
III.1.4-Sollicitations .....	22
III.1.5-Ferraillage (E.L.U) .....	22
III.1.5.1-calcul de l'excentricité .....	22
III.1.6-Vérifications à l'E.L.U .....	23
III.1.6.1--Condition de non fragilité et de pourcentage minimal .....	23
III.1.6.2--Valeur minimale d'armature (BAEL 91 Art-B 5.3.1) .....	24
III.1.7-Espacement des armatures longitudinales (BAEL 91 Art-A8.1.2.2) .....	24
III.1.8- Contrainte de cisaillement .....	24
III.1.9-Armatures de répartition .....	24
III.1.10-Vérification à l'E.L.S .....	24
III.1.10.1-Vérification des contraintes .....	26

III.1.11-Vérification au séisme (R.P.A 99/V2003 Art 6.2.3) .....	27
III.2. Etude d'escalier.....	28
III.2.1-Définition .....	28
III.2.2-Dimensions .....	28
III.2. 3-Evaluation des charges .....	29
III.2.4-Evaluation des sollicitations .....	30
III.2.5-Ferraillage .....	31
III.2.6-Vérification de la contrainte de cisaillement .....	32
III.2.6.1-Fissuration peu préjudiciable .....	32
III.2.6.2-Armatures de répartition.....	32
III.2.6.3-Calcul de l'espacement .....	32
III.2.7-Vérification à l'E.L.S.....	32
III.2.8.1-Vérification de déformation (BAEL 91 Art-B 6.5.1).....	33
III.2.8.2-Flèche admissible (BAEL 91 Art-B 6.5.3) .....	34
III.2.8.2-Calcul de la flèche $\Delta_f$ .....	35
III.2.9-Etude de la poutre palière .....	36
III.2.9.1-Pré dimensionnement .....	36
III.2.9.2-Vérification (RPA 99/V2003 Art-7.5.1) .....	36
III.2.9.3-Evaluation des charges.....	36
III.2.9.4-Combinaisons des charges .....	37
III.2.9.5-Effet de flexion.....	37
III.2.10-Ferraillage .....	37
III.2.11-Vérification de la condition de non fragilité (BAEL 91 Art-B.6.4).....	38

III.2.11.1-Pourcentage minimal .....	38
III.2.11.2-Pourcentage minimal.....	38
III.2.12-Armatures transversales.....	38
III.2.12.1-Pourcentage minimal .....	39
III.2.13-Effet de torsion .....	39
III.2.13.1- Charges .....	39
III.2.13.2- Couple de torsion repartie (C).....	40
III.2.13.3-Couple de torsion maximale .....	40
III.2.13.4 -Section d'armatures longitudinales .....	41
III.2.13.5- Pourcentage minimal .....	41
III.2.13.6-Section d'armatures transversales .....	41
III.2.13.7-Pourcentage minimal .....	41
III.2.13.8-Choix des armatures .....	42
III.2.13.9-Vérification de la contrainte tangentielle .....	42
III.3. Plancher à corps creux.....	44
III.3.1-Introduction .....	44
III.3.2-Caractéristiques de nervures .....	44
III.3.3-Evaluation des charges et surcharges .....	44
III.3.4-Schémas statiques .....	45
III.3.5- Choix de la méthode de calcul.....	45
III.3.5.1- Méthode forfaitaire.....	46
III.3.6.Moments et efforts tranchants isostatiques .....	49
III.3.6.1.Moments en travées (ELU).....	49
III.3.6.2Moments sur appuis (ELU).....	49



III.3.6.3.Efforts tranchants (ELU) .....	50
III.3.7.Moment en travées et sur appui et l'effort tranchants (ELS) .....	51
III.3.7.1.Moments en travées (ELS).....	51
III.3.7.2.Moments sur appuis (ELU).....	51
III.3.8-Ferraillage(Aciers longitudinaux) .....	51
III.3.8.1.Moments fléchissant $M_t$ équilibré par la table .....	51
III.3.8.2.Condition de non fragilité .....	52
III.3.8.3.Condition de non fragilité .....	52
III.3.9-Vérifications (aciers longitudinaux) .....	53
III.3.9.1.Vérification des contraintes du béton et de l'acier .....	53
III.3.9.2.Contraintes tangentielles .....	54
III.3.10- Ferraillage (Aciers transversaux) .....	55
III.3.10.1.Pourcentage minimal .....	55
III.3.10.2.Espacement des étriers (BAEL Art-A.5.2).....	55
III.3.11-Vérification de la déformation (BAEL Art-B.6.5.1) .....	56
III.3.12.TYPE 02 – Niveau : Etage courant.....	57
III.3.13Type 03 –Niveau : Terrasse.....	57
III.4.Etude du balcon( type de plancher).....	60
III.4.1- Définition .....	60
III.4.2- Prés dimensionnement : Type -1-.....	60
III.4.3- Evaluation des charges et des surcharges .....	60
III.4.4- Calcul des efforts .....	60
III.4.5- Ferraillage .....	61
III.4.6- Condition de non-fragilité .....	62

III.4.7-Condition de non fragilité.....	62
III.4.8- Vérification à l'E.L.S .....	63
III.4.8.1.Vérification des contraintes .....	63
III.4.8.2. Vérification de la contrainte de cisaillement .....	64
III.4.9.Poutre chaînage .....	64
III.4.9.1.Evaluation des charges.....	65
III.4.9.2. Ferrailage .....	65
III.4.9.3.Etats Limites Service (Vérification).....	66
III.4.9.4.Vérification de la contrainte de cisaillement .....	66
III.4.10. Evaluation des charges et des surcharges : Type -2-.....	67
III.4.10.1. Calcul des efforts .....	67
III.4.10.2. Ferrailage .....	68
III.4.10.3. Vérification à l'E.L.S .....	68
III.4.10.3.1.Vérification des contraintes .....	68
III.4.10.3.2. Vérification de la contrainte de cisaillement .....	70
III.4.11.Etude de la poutre chaînage .....	70
III.4.11.1.Evaluation des charges.....	70
III.4.11.2.Ferrailage .....	71
III.4.11.3.Etats Limites Service (Vérification).....	71
III.4.11.4. Vérification de la contrainte de cisaillement .....	71

## **CHAPITRE IV : Etude de la superstructure**

IV.1.Phase sismique.....	72
IV.2.Méthodes utilisables :(RPA Art.4.1.1).....	72
IV.3.Condition d'application : (RPA Art.4.1.2).....	72

IV.4.Modélisation : (RPA Art.4.2.2).....	72
IV.5. Calcul de la force sismique totale :(RPA Art.4.2.3).....	73
IV.6.Détermination des coefficients de la formule .....	73
IV.7.Détermination des paramètres des combinaisons d'action .....	75
IV.8.Résultats de l'analyse .....	76
IV.8.1.Phase dynamique .....	76
IV.8. 2-Application de la méthode d'analyse modale spectrale.....	77
IV.9.Calcul de la force sismique statique .....	78
IV.10.Résultantes des forces sismiques de calcul .....	78
IV.10.1.Les réactions à la base.....	79
IV.10.2.Vérification de déplacement .....	80
IV.11.Evaluation des sollicitations et calcul du ferrailage.....	84
IV.11.1. Poutre principale.....	84
IV.11.2- Poutre secondaire.....	85
IV.11.3.1.Contrainte tangentielle .....	87
IV.11.3 .2.Armatures transversales BAEL 91 Art 7.2.2.....	87
IV.11.3 .3.Pourcentage minimal.....	87
IV.11.3 .4- Diamètre des armatures .....	87
IV.11.4.Poteaux.....	88
IV.11.5.Exemple de calcul (Poteau RDC 4-C).....	89

## **CHAPITRE V : Etude de l'infrastructure**

V.1. Fondations.....	93
V.1.1.Capacité portante.....	93
V.1.2.Pour une semelle carrée.....	93

V.1.3.Prédimensionnement _Semelle (D-3) .....	94
V.1.4.Vérification des dimensions proposées.....	94
V.1.5 Vérification de non poinçonnement .....	95
V.1.6.Stabilité au renversement Combinaison (0.8G + E).....	95
V.1.7.Vérification de la contrainte du sol (Combinaison : G+Q+1.2E).....	96
V.1.8.Ferraillage (Combinaison : 1,35G + 1,5Q) .....	96
V.1.9. Espacement .....	97
V.1.10.Longueur des barres et leur mode d'ancrage.....	97
V.2. Longrines.....	99
V.2.1.Introduction .....	99
V.2.2.Prédimensionnement .....	99
V.2.3.Sollicitations.....	99
V.2.4.Ferraillage .....	99
V.2.5. Condition de non fragilité.....	100
V.2.6. Section minimale donnée par le R.P.A 99 .....	100
V.2.7.Armatures transversales .....	100
V.2.8.Espacement .....	100
Organigramme Flexion composée.....	101
CONCLUSION.....	104
Bibliographie.....	105

## Liste des Tableaux

### Chap. I : Introduction générale

Tableau I.1: Dimensions de l'ouvrage.....	2
Tableau I.2 : Diagramme des trois pivots.....	4
Tableau I.3 : Contraintes limites de traction des aciers.....	8

### Chap. II : Prédimensionnement des éléments et évaluation des charges

Tableau II.1 : Composants d'un plancher d'étage courant.....	14
Tableau II.2 : Composants d'un plancher terrasse.....	15
Tableau II.3 : Valeurs des surcharges.....	15
Tableau II.4 : Valeurs de la descente des charges -Poteau 1 (axe 4-B).....	19
Tableau II.5 : Valeurs de la Surface afférente -Poteau 2.3.4.....	19

### Chap.III : Calcule Des éléments Secondaires

Tableau III.1:Calcul du moment et de l'effort tranchant .....	22
Deux Tableaux III.2:Evaluation des charges d'escalier.....	30
Tableau III.3:Calcul du moment et de l'effort tranchant.....	31
Tableau III.4:Ferraillage de l'escalier.....	31
Tableau III.5: Armatures de répartition .....	32
Tableau III.6: Charge à prendre en compte et Moment fléchissant dans les différentes phases.....	34
Tableau III.7:Ferraillage de la poutre palière.....	38
Tableau III.8:Les charges applique sur la poutre palière.....	39
Tableaux III.9:Evaluation des charges et surcharges (Plancher).....	45
Tableau III.10:Calcul des sollicitations à ELU.....	50
Tableau III.11:Calcul des sollicitations à ELS.....	51

Tableau III.12: ferrailage sur appui.....	52
Tableau III.13: les valeurs maximales des sollicitations en deux états.....	53
Tableau III.14: ferrailage sur travée et appuis-balcon.....	68
Tableau III.15 ferrailage poutre chainage -balcon.....	71
<b>Chap .IV : Etude de la superstructure</b>	
Tableau VI.1 : Coefficient d'accélération de zone (A).....	73
Tableau VI.2 : Résultats - Analyse modale (selon le logiciel).....	76
Tableau VI.3 : Les réactions à la base.....	79
Tableau VI.4: Vérification de la résultante des forces sismiques.....	79
Tableau IV-5 : résultats des déplacements des étages.....	80
Tableau IV.6 : Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ sens X (Combinaison Ex).....	81
Tableau IV.7 : Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ sens X (Combinaison EY).....	81
Tableau IV -8 : les résultats des déplacements des étages suivant les différentes combinaison sismiques.....	81
Tableau IV.9: valeurs de la flèche des éléments.....	82

## Liste des Figures

### Chap. I : Introduction générale

Figure I.1:Dimensions en plan.....	2
Figure I.2 : Règles des trois pivots.....	4
Figure 1.3 : Diagramme déformations-contraintes du béton.....	6
Figure .1.4 : diagramme conventionnel déformations-contraintes de l'acier.....	7

### Chap. II : Prédimensionnement des éléments et évaluation des charges

Figure II.1 : plancher – schéma descriptif à Corps creux.....	10
Figure II.2:Plancher étage courant.....	14
Figure II.3 : Plancher terrasse.....	15
Figure II.4 :Schéma de la descente des charges d'un poteau.....	16
Figure II.5: Surface afférente –Poteau1 ( axe 4-B).....	17
Figure II.6 : Calcul d'un Flambement.....	20

### Chap.III : Calcule Des éléments Secondaires

Figure III.1: Schéma de l'acrotère.....	21
Figure III.2 : Schéma de la section à étudier .....	22
Figure III.3:Schéma descriptif et statique d'escalier.....	28
Figure III.4:Evaluation des sollicitations.....	30
Figure III.5:Calcul des Flèches.....	35
Fig.III.6:Points d'application des charges sur la poutre palière.....	39
Figure III.7: schéma statique d'étage courant et terrasse.....	45
Figure III.8:Schéma statique des moments maximaux.....	57
Figure III.9:Ferraillage Différents types de poutrelles à étudier en SOCOTEC.....	59

Figure III.10: schéma statique du balcon type-1-.....	60
Fig.III.11: schéma statique du balcon type-2-.....	67

#### **Chap .IV : Etude de la superstructure**

Figure IV.1: courbe présentant le spectre de réponse ( $\zeta= 6\%$ ) – calculée par ROBOT.....	77
Figure IV.2 : 1 <sup>er</sup> mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques sens X-Y (résultats de Robot).....	77
Figure IV.3: 4 <sup>ème</sup> mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques sens X-Y (résultats de Robot).....	78
Figure IV.4: Charges portique (G).....	82
Figure IV.5: Charges portique (Q).....	82
Figure IV.6: Moment à ELU de portique sens XX.....	83
Figure IV.7: Moment à ELU de portique sens YY .....	83
Figure IV.8: Ferrailage la poutre principale .....	84
Figure IV.9: Ferrailage de la poutre secondaire.....	86
Figure IV.10 : Ferrailage de poteau (RDC) axe 4-Cpar le code socotec.....	92
Figure IV.11 : Ferrailage de poteau (RDC) axe 4-Cpar le code ROBOT.....	92



# **Introduction**

### INTRODUCTION

A Construire reste toujours l'un des premiers soucis de l'homme de ses occupations privilégiées. la question posée sur le mode et le type de constructions met le sujet sur l'exigence d'améliorer les techniques et les méthode de la conception et de calcul pour avoir une structure résistante et durable à long terme.

Ce pendant , plusieurs construction et ouvrages peuvent touches sous l'effet des risques naturel ; tels que :le séismes ,les cyclones ,les volcans .....etc

En conséquence , les professionnels restent toujours en évolution des codes de calcul pour facilité les taches de l'analyse .A ce stade ,le travail qui fait au niveau de ce mémoire a pris en considération de traiter le bâtiment en mode automatique en injectant tous les concepts du calcul statique et dynamique correspondant aux normes et règles parasismiques algériennes .

Le travail fait se subdivise en chapitres , en commençant par une présentation de l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux ,la deuxième partie ,est réservée pour le prédimensionnement des éléments secondaires et la troisième partie présent l'étude automatique de la construction y a compris un aperçu sur la partie sismique et le choix des facteurs nécessaire pour l'étude en expliquant le procédé de la modélisation en détail dous un annexe . le ferrailage des éléments est pris par le des prote types d'exemple afin d'exploiter tous les moyens de calcul pour en rechine les connaissances .

# **Chapitre I**

**Introduction général**



- **Maçonneries** : La maçonnerie comporte deux types :

- a) - Les murs extérieurs sont construits en briques creuses avec double parois (15+10) d'épaisseur séparées entre elles par un vide de 5 cm.
- b) - Les murs intérieurs sont supposés des cloisons de 10 cm d'épaisseur.

- **Revêtements** : Le revêtement utilisé est de type :

- a) - Enduit de plâtre pour les éléments internes : murs et plafonds.
- b) - Enduit en ciment pour les éléments externes : murs de façades.

- **Balcons** : Ces sont les parties saillantes du bâtiment. Ils représentent l'extension du plancher à corps creux.

### **I.3-Hypothèses de calcul :**

Règles des trois pivots (BAEL 91 Art-A4.3.3)

Le calcul de sections du ferrailage effectué, dans cette étude, se base sur les hypothèses des règles de trois pivots suivantes ;

D'après Navier :

- Les sections planes normales à la fibre moyenne avant déformation, restent planes après déformation.
- Non-glissement relatif entre armatures et béton en raison de l'association béton acier (adhérence mutuelle).
- Résistance à la traction du béton non prise en compte dans les calculs.
- Des déformations sont illustrées à partir des diagrammes déformations-contraintes du béton et de l'acier.
- La déformation de la section est représentée par une droite, passant par l'un des pivots "A", «B", «C", repérés (1), (2), (3) sur la figure (1).

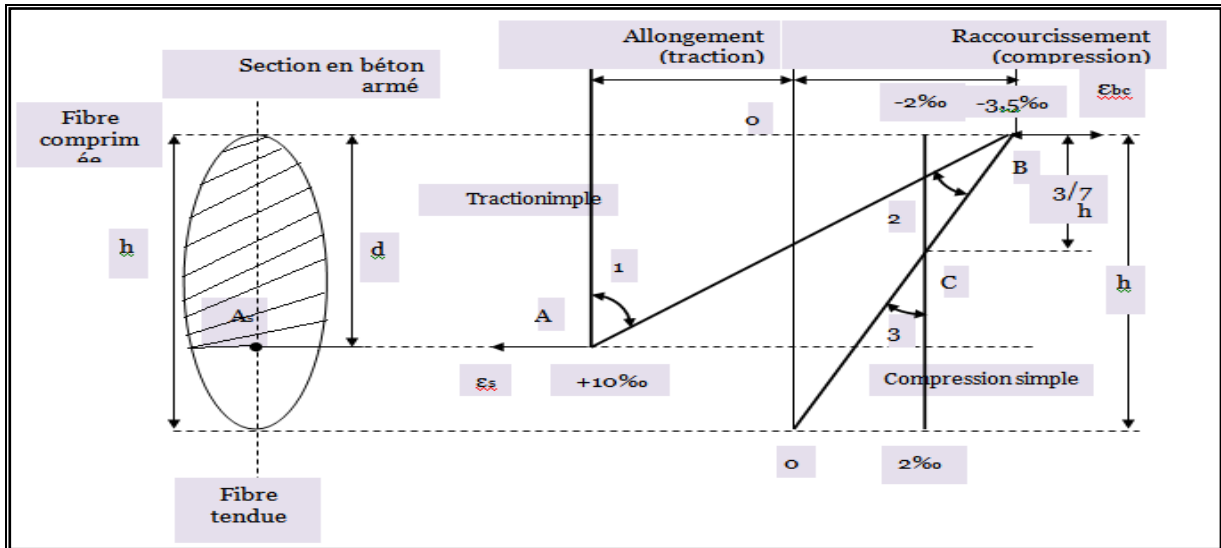


Figure I.2 : Règles des trois pivots

Le tableau ci-après permet d'analyser :

- la position des pivots repérés A, B, C
- les domaines (1), (2), (3) et les valeurs des déformations limitées :

Analyse du diagramme des déformations limitées d'une section		
Pivots A domaine 1	Pivots B domaine 2	Pivots C domaine 3
-Allongement unitaire de l'acier $\epsilon_s = 10\%$ -traction simple/flexion composé *Béton entièrement tendu -flexion simple= *acier tendu $\epsilon_s = 10\%$ *Béton partiellement comprimé $0 \leq \epsilon_{bc} \leq 3.5\%$ (*) flexion simple, composée	-raccourcissement unitaire du béton comprimé $\epsilon_s = 3.5\%$ -flexion simple *acier tendu * Béton partiellement comprimé recommandation $\epsilon_{bc} \geq \frac{f_e}{\partial_s E_s} \%$ (*) flexion simple, composée	-raccourcissement unitaire du béton comprimé $\epsilon_{bc} = 2 \text{ pour } y_u = \frac{3}{4} h$ -Compression simple Si la droite de déformation est parallèle à la droite représentative de la section avant déformations (*) sinon flexion, composée.

Tableau I.2 : Diagramme des trois pivots

#### I.4-Caractéristiques des matériaux

Le calcul des ouvrages en béton armé s'est effectué à la base des caractéristiques physiques, chimiques et mécaniques des matériaux (béton, acier) en en estimant :

- les résistances caractéristiques à la compression et à la traction.

- Les déformations (allongement et raccourcissement)
- Les diagrammes conventionnels de la relation déformations-contraintes.

#### I.4.1-Béton (BAEL 91 Art-A.1.1)

Un béton est un matériau artificiel : résultant de mélange en proportions définies des composants suivants :

- Granulats naturels ou artificiels (sables, gravier)
- Liants normalisés : ciments artificiels
- Eau de mouillage des granulats en d'hydratation du liant

##### a) Résistances caractéristiques à la compression à j jour (symbole $f_{cj}$ ):

Elle définit par une valeur de la résistance à la compression du béton à l'âge de "28" jours par des essais sur une éprouvette cylindrique

- Pour notre étude on a pris :  $f_{c28} = 25\text{Mpa}$

##### b) Résistances caractéristiques à la traction à j jour (symbole $f_{tj}$ ) (BAEL 91 Art-A.2.1.2)

Elle est conventionnellement définie à partir de la résistance à la compression par la

relation suivante ;  $f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} = 2,1\text{Mpa}$

##### c) Déformation longitudinale (BAEL 91 Art-A.2.1.2 et Art-A.2.1.2.2)

Dès aux contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures.

On a un module de déformations instantanées :  $E_{ij} = 11000 f_{cj}^{1/3} = 32164 \text{ MPa}$

Le module de déformations différées :  $E_{vj} = 3700 f_{cj}^{1/3} = 10818,865 \text{ MPa}$

##### d) Diagramme déformations-contraintes du béton

D'après la figure (I.3), les contraintes du béton doivent savoir un diagramme (parabole-rectangle) mais de point de vue de simplification dans les calculs, on va adopter le diagramme rectangulaire.

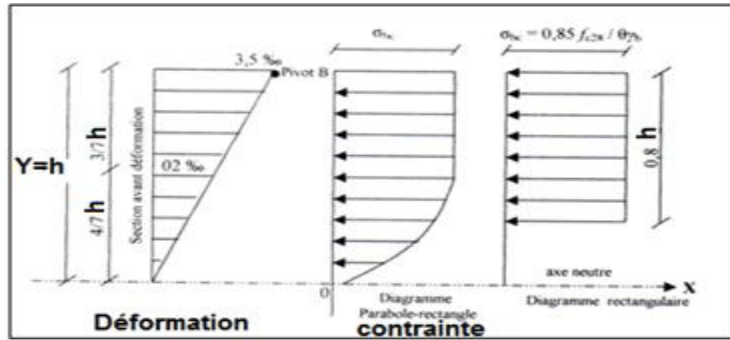


Figure I.3 : Diagramme déformations-contraintes du béton

e) Contraintes de calcul du béton (symbole  $\sigma_{bc}$  )

Elle est définie par  $f_{bc} = \sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$

Coefficient d'application ( $\theta$ )	
$\theta$	Durée d'application
1	> 24 heure
0.9	1h ≤ durée ≤ 24h
0.85	Si durée < 1h

f) Contraintes tangente limite (symbole  $\tau_u$  ) BAEL 91 Art-A.5.1, 2.1.1 et Art A.5.1.2.1.2)

g) La détermination de la contrainte tangente limite ultime  $\tau_u$  dépend des cas rencontrés

**Cas des armatures transversales droites**  $\left( \alpha = \frac{\pi}{2} \right)$

- Fissuration peu préjudiciable .....  $\bar{\tau}_u = \min \{ 0.20 f_{cj} / \gamma_b ; 5Mpa \}$

- Fissuration préjudiciable .....  $\bar{\tau}_u = \min \{ 0.15 f_{cj} / \gamma_b ; 4Mpa \}$

- Fissuration très préjudiciable .....  $\bar{\tau}_u = \min \{ 0.15 f_{cj} / \gamma_b ; 4Mpa \}$



**h) Etat limite de compression du béton à l'ELS** (symbole  $\overline{\sigma}_{bc}$ ) (BAEL 91 Art-A.4.5.2)

La contrainte de compression du béton est limitée par :  $\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{cj}$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Leftrightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

#### I.4.2-Acier (BAEL 91 Art-A.2.2)

Le caractère mécanique qui sert de base aux justifications dans le cadre des états limites est la limite d'élasticité (symbole **Fe**)

**a) Module d'élasticité longitudinal**, (symbole  $E_s$ ) BAEL 91 Art-A.2.2.1), est pris égal :

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

**b) Diagramme de déformations**, (BAEL 91 Art-A.2.2.1) ; c'est un diagramme conventionnel, facile à utiliser pour le calcul des contraintes et des déformations. voir figure (I.4).

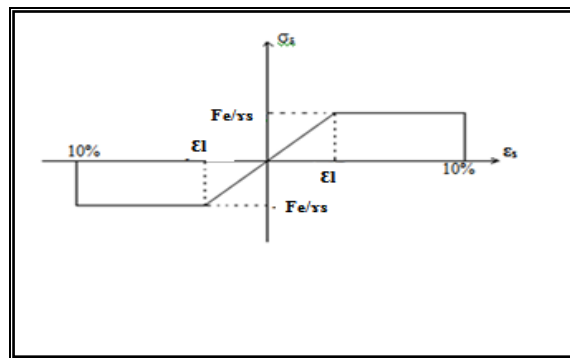


Figure .I.4 : diagramme conventionnel déformations-contraintes de l'acier.

## c) Etats limite d'ouverture des fissures (BAEL 91 Art-A.4.5.3)

Contraintes limites de traction des aciers.

Fissuration	Conditions particulières	Contraintes du traction en (Mpa)
peu préjudiciable	Locaux	$\bar{\sigma}_s \leq \bar{\sigma}_s = Fe$ BAEL91 (Article A.4.5.3.2)
Préjudiciable	Coefficient de fissuration (symbole $\eta$ ) $\eta = 1$ pour ronds lisses $\eta = 1.6$ pour acier HA $\eta = 1.3$ pour aciers HA si diamètre < 6 mm	$\bar{\sigma}_s = \inf \left\{ \frac{2}{3} f_e 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\}$ BAEL 91 (Article A.4.5.3.3)
Très préjudiciable	Diamètre des aciers > 8 mm	$\bar{\sigma}_s = \inf \left\{ 0.5 f_e 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\}$ (BAEL 91 (Article A.4.5.3.4))

**Tableau I.3 : Contraintes limites de traction des aciers.**

Résumons les données à exploiter dans cette étude comme suit :

- Les aciers utilisés pour les armatures longitudinales sont de type : HA (FeE 400) avec une limite élastique :  $Fe = 400$  MPa
- Les aciers utilisés pour les armatures transversales sont de type : BL (FeE 235) avec une limite élastique :  $Fe = 235$  MPa
- module d'élasticité longitudinal :  $E_s = 200000$  MPa
- Fissuration peu préjudiciable :  $\bar{\sigma}_s = \begin{cases} 400MPa & \dots \text{ pour les combinaisons accidentelles} \\ 347MPa & \dots \text{ pour les cas courants} \end{cases}$
- Fissuration préjudiciable :  $\bar{\sigma}_s = \begin{cases} 159.405MPa & \dots \text{ pour } \eta = 1 \\ 201.633MPa & \dots \text{ pour } \eta = 1.6 \end{cases}$
- Fissuration très préjudiciable  $\bar{\sigma}_s = \begin{cases} 130.422MPa & \dots \text{ pour } \eta = 1 \\ 164.972MPa & \dots \text{ pour } \eta = 1.6 \end{cases}$

valeurs exploitées au calcul :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$E_{ij} = 32146.2 \text{ MPa}$$

$$E_{vj} = 10819 \text{ MPa}$$

Situation durable

$$\sigma_{bc} = 14.2 \text{ MPa} \dots \text{ELU}$$

$$\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{ELS}$$

Situation accidentelle

$$\sigma_{bc} = 21.74 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \begin{cases} 3.33 \text{ MPa} : \text{fissuration peu nuisible} \\ 2.5 \text{ MPa} : \text{fissuration préjudiciable ou très préjudiciable} \end{cases}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

### **I.5-Règles du calcul:**

Nous utilisons pour l'étude de ce projet les règlements suivants:

- 1-les règles parasismiques algériennes (R PA 99/version 2003 DTR-BC-2-48).
- 2-charges permanentes et charges d'exploitation (DTR-BC-2-48).
- 3-les règlements de béton armé aux états limites (BAEL 91)

# **Chapitre II**

**Prédimensionnement des éléments et évaluation  
des charges**

## II.1-Planchers à corps creux

Dans notre projet on a un plancher à corps creux qui est généralement une aire plane, destinée à limiter des étages et à supporter les revêtements. Dont les deux fonctions principales sont :

- Une fonction de résistance mécanique : il doit supporter son poids propre et les surcharges.
- Une fonction d'isolation acoustique et thermique qui peut être assurée complémentirement par un faux plafond.

## II.2-Dimensionnement

D'après les règles de BAEL 91 (Art-B-6-8-4.2.4) ; l'évaluation de la hauteur totale du plancher à corps creux peut s'exprimer par les formules suivantes :

$$\frac{h_t}{L_{\max}} \geq \frac{1}{22,5}$$

$L_{\max}$  : Longueur entre nus.  $L_{\max} = 3,15 \text{ m}$

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5}$$

Alors,  $h_t \geq 0,14 \text{ m}$

**Remarque** : comme les nervures sont des éléments non structuraux, la portée à prendre en compte dans les calculs est mesurée entre nus des appuis selon BAEL 91 (Art-B-6-1-1).

On va choisir :  $h_t = 20 \text{ cm}$ .

D'où  $\begin{cases} 4 \text{ cm} : \text{ hauteur de la table de compression} \\ 16 \text{ cm} : \text{ hauteur du corps creux} \end{cases}$

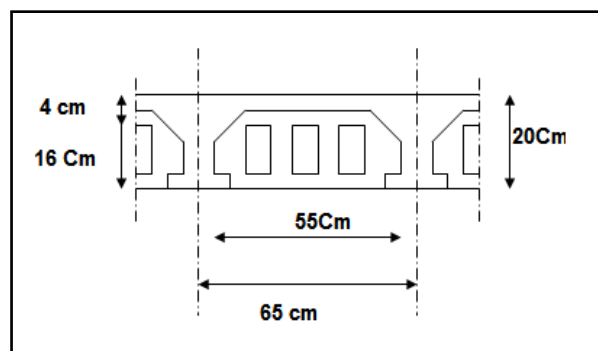


Figure II.1 : plancher – schéma descriptif à Corps creux

On prend :  $0,3 h_t \leq b_0 \leq 0,5 h_t$

$$0,3 \times 20 \leq b_0 \leq 0,5 \times 20$$

$$6 \text{ cm} \leq b_0 \leq 10 \text{ cm}$$

L : portée des nervures.

$L_0$  : dimension du corps creux.

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{10} \\ \frac{L_0}{2} \end{array} \right.$$

Le corps creux le plus couramment utilisé est de dimension (55 cm)

Alors:  $L_0 = 55 \text{ cm}$ .

$$\frac{b - b_0}{2} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{315}{10} = 31,5 \text{ cm} \\ \frac{55}{2} = 27,5 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} = 27,5 \text{ cm}$$

Donc:  $b = 27,5 \times 2 + b_0 = 55 + 10 = 65 \text{ cm}$ .

En conséquence, on adopte:

$$b_0 = 10 \text{ cm}$$

$$b_1 = 27,5 \text{ cm}$$

$$b = 65 \text{ cm}$$

$$h_t = 20 \text{ cm}.$$

### II.2.1-Poutres

D'après les règles de BAEL 91, le coffrage d'une poutre compris entre les valeurs suivantes:

- $\frac{L_{\max}}{12} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$
- $0,3h \leq b \leq 0,5h$

h : hauteur de la poutre

$L_{\max}$ : portée de la poutre entre nus.

$b$  : largeur de la poutre.

Selon les règles de RPA 99/ (Art 7.5.1), il faut vérifier les conditions suivantes:

$$(1) b \leq 20\text{cm}$$

$$(2) h \geq 30\text{cm}$$

$$(3) \frac{h}{6} \leq 4\text{cm}$$

$$(4) b_{\max} \leq 1.5h + b_1$$

### II.2.1.1-Poutres principales :

Nous avons:  $L_{\max}$ : 3.15 cm.

$$\frac{315}{12} \leq h \leq \frac{315}{10} \Rightarrow 26,25 \leq h \leq 31,5\text{cm} \dots\dots \text{ Selon RPA ; on va choisir : } h = 40 \text{ cm.}$$

$$0,3.40 \leq b \leq 0,5.40 \Rightarrow 10,5 \leq b \leq 17,5\text{cm} \dots\dots \text{ Selon RPA ; on va choisir : } b = 30 \text{ cm.}$$

### II.2.1.2-Poutres secondaires:

Nous avons :  $L_{\max} = 315$  cm.

$$\frac{315}{15} \leq h \leq \frac{315}{12} \Rightarrow 21 \leq h \leq 26,25\text{cm} \dots\dots \text{ Selon RPA ; Hauteur préférée : } h = 35 \text{ cm}$$

$$0,3.35 \leq b \leq 0,5.35 \Rightarrow 10,5 \leq b \leq 17,5\text{cm} \dots\dots \text{ Selon RPA ; Largeur préférée : } b = 30 \text{ cm.}$$

### II.2.2-Poteaux:

D'après les règles RPA 99/ version 2003 (Art 7.4.1) selon la zone sismique, nous avons:

$$\min(b_1, h_1) \geq 25\text{cm}, \text{ on choisit } h = b = 30 \text{ cm.}$$

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

$h_e$ : hauteur d'étage,  $h_e = 3.06$  m.

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

Alors:

- $30 \geq 25$  ..... (C.V)
- $30 > \frac{306}{20} = 15.3cm$  .....(C.V)
- $0.25 < 1 < 4$  .....(C.V)

Selon les règles BAEL 91 (Art B.8.4.1) qui traitent la condition de non flambement ; on peut estimer le coffrage préliminaire du poteau par l'application de la méthode forfaitaire Si ( $\lambda \leq 70$ ).

$$B_r = \frac{0.9\gamma_b}{f_{c28}} \left[ \alpha N_u - \frac{A.f_e}{\gamma_s} \right]$$

$N_u$  : Charge centrée descendue à la base du poteau.

A : section d'armatures contribuées.

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad \dots\dots\dots \text{Elancement géométrique.}$$

$l_0$  : hauteur d'étage.

$I_{\min}$  : Moment d'inertie minimale de la section du poteau considéré.

B : Surface de la section transversale du poteau.

$$l_f = 0.7 l_0 \dots\dots\dots \text{Longueur du flambement (BAEL Art-B.8.3.3.1)}$$

$$i = \sqrt{\frac{I_{\min}}{B}} \quad \dots\dots\dots \text{Rayon de giration}$$

$$l_f = 0.7 \cdot 3.06 = 2.142 \text{ m. } I_{\min} = \frac{0.30 \cdot (0.30)^3}{12} = 6,75 \cdot 10^{-4}$$

$$B = 0,3 \cdot 0,3 = 0.09m^2$$

$$i = \sqrt{\frac{6,75 \cdot 10^{-4}}{0,09}} = 0,086m$$



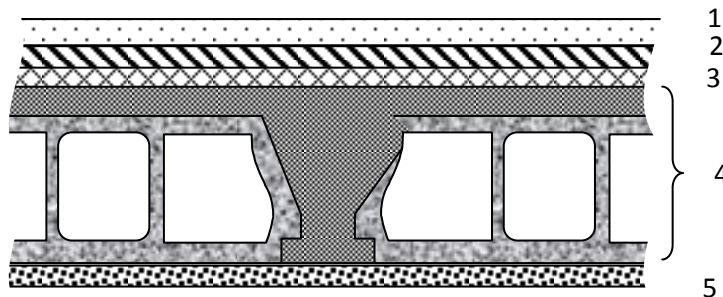
$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{2,142}{0,086} = 24,90$$

$$\text{Tant que : } 24,90 \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2}$$

**II.3- Evaluation des charges permanentes et d’exploitation :**

**II.3.1- Charges permanentes :**

**II.3.1.1- Plancher étage courant :**



**Figure II.2 : Plancher étage courant**

N	Désignation	e(cm)	Charge daN/m <sup>2</sup>
1	Revêtement en carrelage par cm (20 daN/m <sup>2</sup> )	e=2cm	40 daN/m <sup>2</sup>
2	Chappe en mortier de ciment (mortier de pose) par cm (20 daN/m <sup>2</sup> )	e=2cm	40 daN/m <sup>2</sup>
3	Lit de sable, $\gamma = 1700 daN / m^3$	e=2cm	34 daN/m <sup>2</sup>
4	Plancher à corps creux par cm.	e=16+4cm	280 daN/m <sup>2</sup>
5	Enduiten plâtre par cm (10 daN/m <sup>2</sup> )	e=1,5cm	15 daN/m <sup>2</sup>
6	Cloisons	e=1cm	75 daN/m <sup>2</sup>
<b>G (Total)</b>			<b>484daN/m<sup>2</sup></b>

**Tableau II.1 : Composants d'un plancher d'étage courant**

II.3.1.2-Plancher terrasse

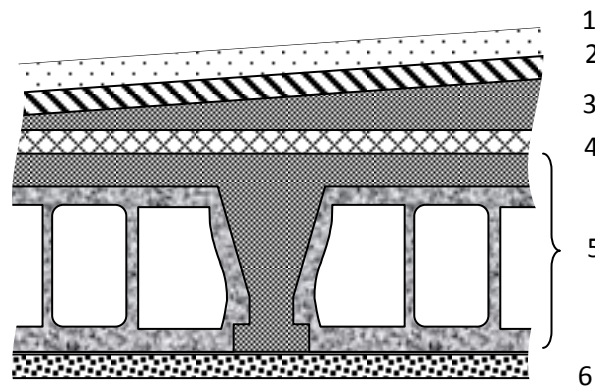


Figure II.3 : Plancher terrasse

N	Désignation	e(cm)	Charge daN/m <sup>2</sup>
1	Protection en gravillon	e=3cm	60 daN/m <sup>2</sup>
2	étanchéité multicouche	e=2cm	12 daN/m <sup>2</sup>
3	Béton de pente ( $\gamma=22\text{KN}/\text{m}^2$ )	e=8cm	176 daN/m <sup>2</sup>
4	Isolation thermique en liège ( $\gamma=4\text{KN}/\text{m}^2$ )	e=4cm	16 daN/m <sup>2</sup>
5	Plancher corps creux par cm.	e=16+4cm	280 daN/m <sup>2</sup>
6	Enduit en plâtre par cm (10 daN/m <sup>2</sup> )	e=1,5cm	15 daN/m <sup>2</sup>
		<b>G (Total)</b>	559 daN/m <sup>2</sup>

Tableau II.2 : Composants d'un plancher terrasse

II.3.2-Charges d'exploitation

Elément	Surcharge (daN/m <sup>2</sup> )
Plancher terrasse	100
Plancher étage courant	150

Tableau II.3 : Valeurs des surcharges

## II.4-Descente des charges

### II.4.1- Introduction :

La descente des charges est obtenue en déterminant le cheminement des efforts dans la structure depuis leurs poids d'application jusqu' aux fondations.

D'une façon générale, les charges se distribuent en fonction des surfaces attribuées à chaque élément.

le but de la descente des charges est de vérifier les sections des éléments de la structure, pour cela on détermine les charges agissants sur les poteaux les plus sollicités.

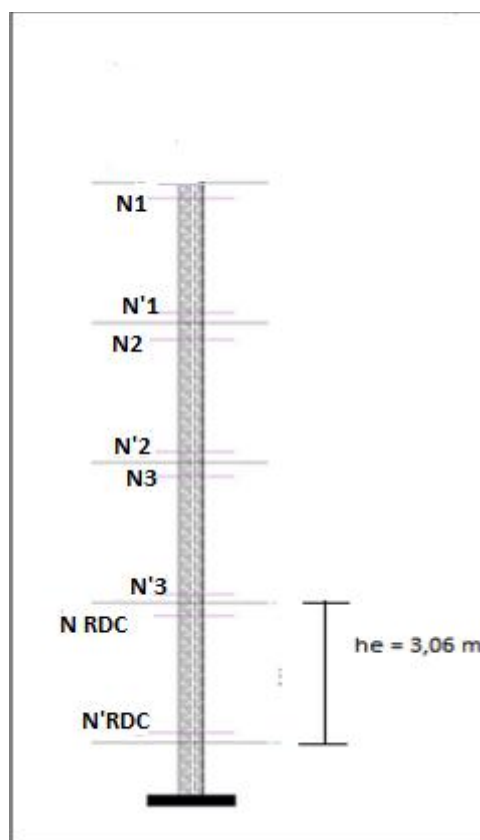


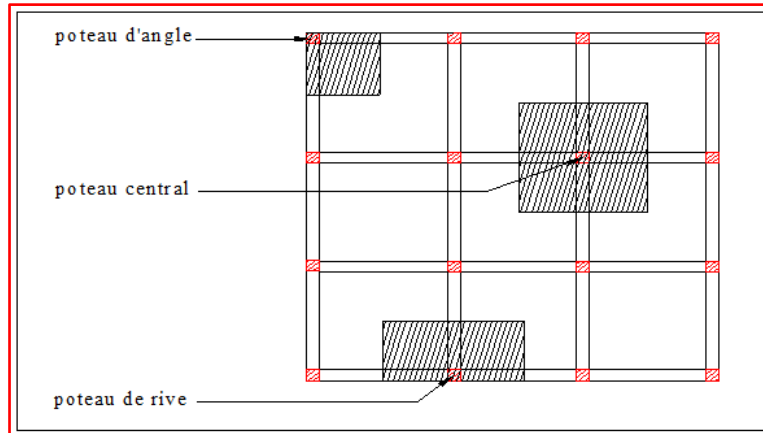
Figure II.4 : Schéma de la descente des charges d'un poteau

### II.4.2-Etapes de calcul :

Les étapes de pré dimensionnement sont :

- choix du poteau le plus sollicité.
- calcul de la surface reprise par ce poteau.

- détermination des efforts repris par ce poteau à l'ELU et justifiés aux normes : RPA 99 version 2003&BAEL91



II.4.3-Poteau 1 :( axe4- B)

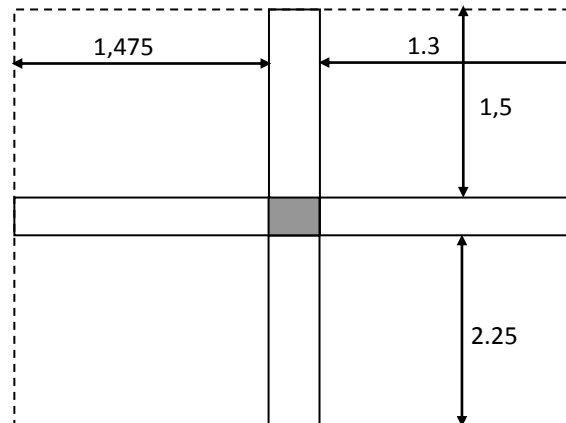


Figure II.5: Surface afférente -Poteau 1(axe 4- B)

Surface afférente :  $(1,475+1,3) \times (1,5+2,25) = 10,406m^2$

Etage	Section	Elément		$N_G$ (KN)	$N_Q$ (KN)
03	N01	Plancher terrasse	<b>10,406×5,59</b>	58,169	<b>10,406</b>
		Poutres principales	$(0,4 \times 0,30 \times 3,75) \times 25$	11,25	
		Poutres secondaires	$(0,35 \times 0,30 \times 2,775) \times 25$	7,284	
				76,703	
	N'01	Poids de N01		76,703	
		Poteaux	$(0,3 \times 0,3 \times 3,06) \times 25$	6,885	

		La somme		83,588	
02	N02	Poids de N01		83,588	19,053
		Plancher etage	<b>10,406×4,84</b>	50,365	
		Poutres principales	$(0,4 \times 0,3 \times 3,75) \times 25$	11,25	
		Poutres secondaires	$(0,35 \times 0,3 \times 2,775) \times 25$	7,284	
		Cloisent	$0,75 \times 3,75 \times 2,775$	7,804	
		L'escalier	$9,2 \times 1,2$	11,04	
			171,331		
	N'02	Poids de N02		171,331	
		Poteaux	$(0,3 \times 0,3 \times 3,06) \times 25$	6,885	
		La somme		178,216	
01	N03	Poids de N02		178,216	19,053
		Plancher etage	<b>10,406×4,84</b>	50,365	
		Poutres principales	$(0,4 \times 0,3 \times 3,75) \times 25$	11,25	
		Poutres secondaires	$(0,35 \times 0,3 \times 2,775) \times 25$	7,284	
		Cloisent	$0,75 \times 3,75 \times 2,775$	7,804	
		L'escalier	$9,2 \times 1,2$	11,04	
			265,959		
	N'03	Poids de N03		265,959	
		Poteaux	$(0,3 \times 0,3 \times 3,06) \times 25$	6,885	
		La somme		272,844	
RDC	NRDC	Poids de N04		272,844	15,609
		Plancher etage	<b>10,406×4,84</b>	50,365	
		Poutres principales	$(0,4 \times 0,3 \times 3,75) \times 25$	11,25	
		Poutres secondaires	$(0,35 \times 0,3 \times 2,775) \times 25$	7,284	

			341,743
N°RDC	Poids de NRDC		341,743
	Poteaux	$(0,3 \times 0,3 \times 3,06) \times 25$	6,885
	La somme		348,628

Tableau II.4 : Valeurs de la descente des charges -Poteau 1 (axe 4- B)

$$N_u = 1,35N_G + 1,5N_Q$$

$$N_u = 1,35(348,628) + 1,5(64,121) \Rightarrow N_u = 566,829 KN$$

**II.4.4-Vérification des sections adoptées pour les poteaux :**

Le poteau le plus chargé c'est (B -4) de section (30 \* 30) cm².

D'après le règlement 'B A E L91 « ART B.8.11 » avec

$$\sigma_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$S \geq N_u / \sigma_{bc}.$$

$$S = 30 * 30 = 900\text{cm}^2.$$


$$N_u / \sigma_{bc} = 566,829 * 10^1 / 14.2 = 399,175\text{cm}^2.$$

$$399,175\text{cm}^2 < 900\text{cm}^2 \dots\dots\dots CV$$

Poteaux	Sections
Poteau 2 ( AXE 1- AXE C )	$1,575 \times 1,5 = 2,3625\text{m}^2$
Poteau 3 ( AXE 1- AXE B )	$(2,25 + 1,5) \times (1,575) = 5,90625\text{m}^2$
Poteau 4 ( AXE 6- AXE B )	$(1,475 + 1,275) \times (1,5 + 2,25) = 10,3125\text{m}^2$

Tableau II.5 : Valeurs de la Surface afférente -Poteau 2.3.4

II.5-Vérification du flambement

	Poteau - Version 1.00.026	27/02/17
	flombement	
	flombement	Page 1 / 1

Données saisies :

Contrainte du béton :	25,00	MPa
Limite d'élasticité de l'acier :	400	MPa
Coefficient de sécurité du béton :	1,50	
Coefficient de sécurité de l'acier :	1,15	
Dimension parallèle au sens du flambement :	0,30	m
Dimension perpendiculaire au sens de flambement :	0,30	m
Hauteur du poteau :	3,06	m
Longueur de flambement :	2,14	m
Nombre d'aciers // au côté a :	2	
Diamètre des aciers // au côté a :	12	mm
Nombre d'aciers // au côté b :	0	
Diamètre des aciers // au côté b :	0	mm
Nombre d'aciers dans les coins :	4	
Diamètre des aciers dans les coins :	12	mm

Résultats des calculs

Sectin d'armatures :	6,79	cm <sup>2</sup>
Effort critique :	1304,42	kN
Elanement géométrique :	24,7	

Elanement géométrique  $\leq 35$ . Toutes les armatures sont retenues.



Figure II.6 :Calcul d'un Flambement

# **Chapitre III**

**Calcul Des éléments Secondaires**



### III.1- Acrotère

#### III.1.1-Définition :

L'acrotère est un élément décoratif coulé sur place, son rôle est d'assurer la sécurité des personnes circulant au niveau de la terrasse.

Du point de vue de calcul, L'acrotère est assimilé à une console encastrée dans la poutre du plancher terrasse soumise à l'action de son poids propre et à une surcharge de la main courante égale à 1 **KN/ml**.

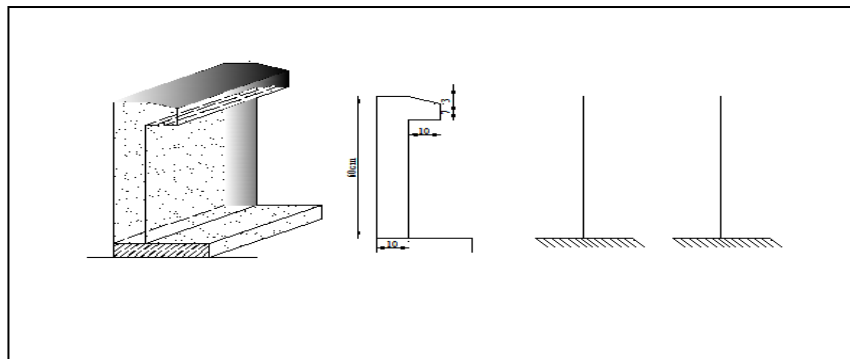
Le calcul se fait au niveau de la section critique, (encastrement), sous l'effet d'une flexion composée pour une bande de 1m.

#### III.1.2- Section :

Le calcul de l'acrotère s'effectue pour une bande de (1m) de largeur et comme la force horizontale (Q) peut s'agir suivant les deux sens (cas de séisme); on va adopter un ferrailage symétrique.

On admet que l'enrobage des armatures soit ( $c = 2\text{cm}$ ).

$b = 100\text{cm}$ ,  $h = 10\text{cm}$ ,  $d = 8\text{cm}$ .



III.1: Schéma de l'acrotère

#### III.1.3-Evaluation des charges et surcharges:

##### III.1.3.1-Poids propre de l'acrotère :

$$G_1 = 2500 \times (0,6 + 0,07 + 0,03 \times 0,5) \times 0,1 = 171,25 \text{ daN / ml}$$

Enduit en ciment  $e = 1,5\text{cm}$  (sur la face extérieure et la face intérieure)

$$G_2 = 1800 \times (0,6 + 0,5 + 0,07 + 0,1 + 0,1 + 0,1) \times 0,015 = 39,69 \text{ daN / ml}$$

$$G = G_1 + G_2 = 210,94 \approx 211 \text{ daN / ml}$$

**III.1.3.2-Surcharge d'exploitation :**

$$Q_1 = 100 \text{ daN / ml}$$

**III.1.4-Sollicitations :**

La force (Nu) garde la même valeur sans majoration, afin d'obtenir le cas la plus défavorable

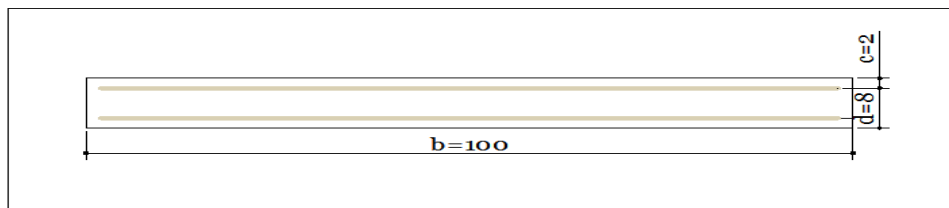
$$H=60\text{cm}$$

Etat	ELU (c=1,5)	ELS (c=1)
Effort normal de compression $N = G$	211 daN/ml	211 daN/ml
Moment fléchissant $M = c \times Q_1 \times H$	90 daN.ml	60 daN.ml
Effort tranchant $T = c \times Q_1$	150 daN	100 daN

**Tableau III.1 : Calcul du moment et de l'effort tranchant**

**III.1.5-Ferraillage (E.L.U) :**

$$b = 100 \text{ cm, aciers FeE400 , } C = 2 \text{ cm , } d = 8\text{cm}$$



**Figure III.2 : Schéma de la section à étudier**

L'élément est exposé aux intempéries donc la fissuration est préjudiciable.

**III.1.5.1-calcul de l'excentricité :**

$$e_0 : \text{L'excentricité du centre de pression} \quad e_0 = M_u / N_u$$

$$\text{Donc : } e_0 = M_u / N_u = 90 / 211 = 0,4265\text{m} = 42,65\text{cm}$$

D'où :  $e_0 = 42,65\text{cm} > h/2 = 5\text{cm}$

⇒ Le centre de pression se trouve en dehors de la zone limitée par les armatures. La section est donc partiellement comprimée, on calcule la section d'armatures en flexion simple sous l'effet du moment  $M_A$  : moment de flexion par rapport au (C.D.G) des armatures tendues.

$$M_A = M_u + N_u \left( \left( \frac{h}{2} \right) - c \right) = 90 + 211 \left( \left( \frac{0,1}{2} \right) - 0,02 \right) = 96,330 \text{ daN.m}$$

$$\mu = \frac{M_A}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{96,33 \cdot 10}{14,17 \cdot 100 \cdot 8^2} = 0,011$$

$\mu = 0,011 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$  Armatures comprimées non nécessaires.

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2 \cdot \mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2 \cdot 0,010}}{2} = 0,995$$

$$A_{s1} = \frac{M_A}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{96,330 \cdot 10}{348 \cdot 0,995 \cdot 8} = 0,348 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{s1} - \frac{N}{\sigma_s} = 0,348 - \frac{211}{348 \cdot 10} = 0,287 \text{ cm}^2$$

### III.1.6-Vérifications à l'E.L.U :

#### III.1.6.1--Condition de non fragilité et de pourcentage minimal :

$$A_{\min} \geq b \cdot h^2 \cdot f_{ij} \cdot \frac{e_G + d - \frac{h}{2} - z}{(e_G - h) \cdot z \cdot f_e}$$

Et par mesure de simplification, on peut admettre que :  $d = 0,9h$

$$z = 0,9d = 0,9 \cdot 0,9h = 0,81h ; f_{ij} = f_{t28} \text{ d'où ; } A_{\min} \geq 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b_0 \times d \times \frac{e_G - 0,455 \times d}{e_G - 0,185 \times d}$$

$$e_G = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{60}{211} = 0,2844 \text{ m}$$

$$\text{Alors, } A_{\min} \geq 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 100 \times 8 \times \frac{28,44 - 0,455 \times 8}{28,44 - 0,185 \times 8} = 0,889 \text{ cm}^2$$

### III.1.6.2--Valeur minimale d'armature (BAEL 91 Art-B 5.3.1) :

$$A_{\min} \geq 0,0025.b.h = 0,0025.100.10 = 2,5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc } A = \max (A_{\text{cal}}; A_{\min}) = 2,5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_{\text{adoptée}} = \mathbf{5HA8} = 2,51 \text{ cm}^2$$

### III.1.7-Espacement des armatures longitudinales (BAEL 91 Art-A8.1.2.2) :

$$S_t < \min (a+10 \text{ cm} ; 40 \text{ cm})$$

a: la longueur du petit côté du rectangle

$$\text{Soit } S_t = \mathbf{20 \text{ cm}}$$

### III.1.8-. Contrainte de cisaillement :

La fissuration est préjudiciable donc  $\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa}$  BAEL91 (Art A.5.1.2.1)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1500}{1000 \times 80} = 0,019 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u \text{ BAEL 91 (Art A.5.1.1)}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

### III.1.9-Armatures de répartition :

$$A_t = \frac{A_{\text{adopte}}}{4} = \frac{2,51}{4} = 0,62 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_t = 3 \phi 6 = 0,85 \text{ cm}^2$$

L'espacement des armatures  $S_t = 25 \text{ cm}$

### III.1.10-Vérification à l'E.L.S :

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{60}{211} = 0,2844 \text{ m} = 28,44 \text{ cm}$$

$e_0 > \frac{h}{2} - c = 3cm$  ; Donc la section est partiellement comprimée

$$Y_{Ser} = Y_C + c$$

Avec:

$Y_C$  : Distance de l'axe neutre au centre de pression.

$c$  : distance du centre de pression à la fibre la plus comprimée.

En écrivant les efforts appliqués à la section :

$$Y_C^3 + P \times Y_C + q = 0 \text{ (Cours De BETON ARME Jean-Pierre Mougin page 80)}$$

$$c = e_0 - \frac{h}{2} = 28,44 - \frac{10}{2} = 23,44cm$$

Soit compte tenu des conventions de signes  $c = -23,44 cm$

Avec :

$$P = -3c^2 + (d-c).90.A_s/b = -3(-23,44)^2 + (8-(-23,44)).90.(2,51)/100 = -1577,278$$

$$q = -2c^3 - (d-c)^2.90.A_s/100 = -2(-23,44)^3 - (8-(-23,44))^2.90.(2,51)/100 = 23524,485$$

$$\Rightarrow Y_c^3 - 1577,278.Y_c + 23524,485 = 0$$

On calcule  $\Delta$  :

$$\Delta = q^2 + (4.p^3/27) = (23524,485)^2 + (4.(-1577,278)^3/27) = -27926234,73$$

$$\text{On a : } \Delta < 0 \text{ donc : } \cos \varphi = (3q/2p) \cdot \sqrt{-3/p} = -0,976$$

$$\Rightarrow \varphi = \arccos(-0,976) \approx 167,422^\circ$$

$$\alpha = 2 \cdot \sqrt{-P/3} = 45,859$$

Nous avons troissolutions:

$$Y_1 = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 25,772cm$$

$$Y_2 = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120^\circ\right) = -45,736 \text{ cm}$$

$$Y_3 = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240^\circ\right) = 19,965 \text{ cm}$$

$$Y_{\text{ser}} = Y_{c1} + C$$

$$\text{Donc : } Y_{c1} = 25,772 \text{ cm}$$

$$\text{Alors : } Y_{\text{ser}} = Y_{c1} + C$$

$$Y_{\text{ser}} = 25,772 - 23,44 = 2,332$$

$$Y_{\text{ser}} = Y_{c3} + C$$

$$Y_{\text{ser}} = 19,965 - 23,44 = -3,475$$

$$\text{Il faut que } Y_{\text{ser}} > 0 \Rightarrow Y_{\text{ser}} = 2,332$$

### III.1.10.1-Vérification des contraintes :

Cette phase consiste à vérifier les contraintes de compression de béton et de traction des armatures.

Le moment d'inertie de la section homogène réduite est :

$$I = b \cdot Y_{\text{ser}}^3 / 3 + 15 \cdot A_s \cdot (d - Y_{\text{ser}})^2$$

$$I = 100 \cdot (2,332)^3 / 3 + 15 \cdot 2,51 \cdot (8 - 2,332)^2 = 1632,284 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{N_{\text{ser}} \cdot Y_C}{I} = \frac{211 \times 10^{-2} \times 25,772}{1632,284} = 0,0333 \text{ daN} / \text{cm}^3$$

$$\text{Donc: } \sigma_{bc} = k \cdot Y_{\text{ser}} = 0,0333 \cdot 2,332 = 0,0777 \text{ daN} / \text{Cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = 0,777 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots(\text{CV})$$

$$\sigma_s = n \cdot k \cdot (d - Y_{\text{ser}}) = 15 \cdot 0,0333 \cdot (8 - 2,332) = 2,831$$

$$\sigma_s = 28,31 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \cdot f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}}\right) = 201,63 \approx 202 \text{ Mpa} \dots\dots\dots(\text{CV})$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U sont convenables.

### III.1.11-Vérification au séisme (R.P.A 99/V2003 Art 6.2.3) :

$$\text{On a : } F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone obtenu par le tableau 4.1 .....A=0,15

C<sub>p</sub>: facteur de force horizontale pour l'élément secondaire obtenu dans le tableau 6.1 ...C<sub>p</sub>=0,8

W<sub>p</sub>: poids de l'élément pour une bande de 1,00 m

$$W_p = 211 \text{ daN/ml}$$

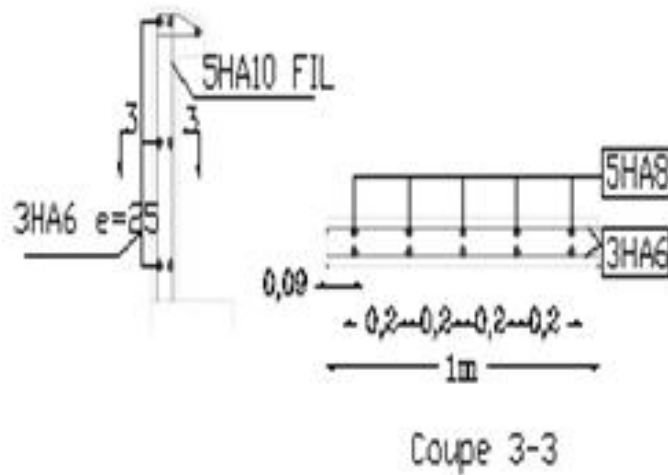
$$F_p = 4(0,15) \cdot (0,8) \cdot (211) = 101,28 \text{ daN/ml}$$

$$Q = \max\{F_p; 1,5Q_1\} \Rightarrow Q = 150 \text{ daN / ml}$$

La condition pour que l'acrotère résiste cette force est :

$$F_p \leq 1,5 \cdot Q_1 = 150 \text{ daN/ml} \dots\dots\dots(\text{C.V})$$

**Dessin de ferrailage de l'acrotère :**



### III.2. Etude d'escalier

#### III.2.1-Définition :

Un escalier est une suite des plans horizontaux disposé en gradins, afin de permette de se déplacer à pied d'un niveau à un autre.

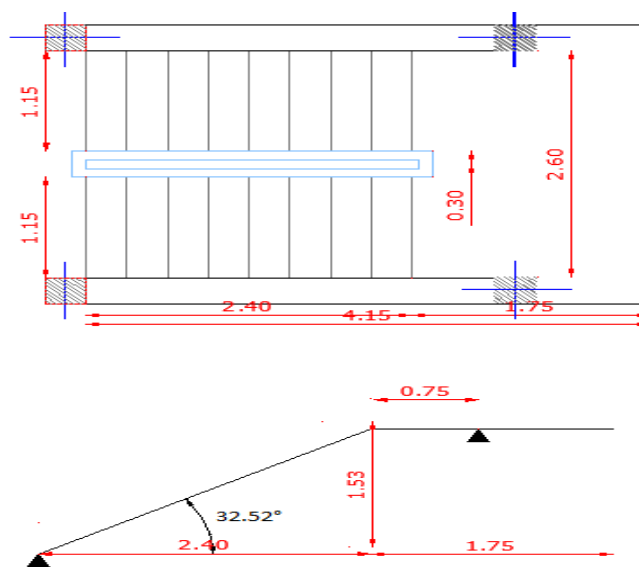


Figure III.3 : Schéma descriptif et statique d'escalier



**III.2.2-Dimensions :**

**-hauteur de marche :**  $14 \leq h \leq 18$ , on prend:  $h= 17$  cm

**-nombre des marches :** (2 volées)

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

Pour une seule volée :  $n = 9$

**-largeur de marche:**  $24 \leq g \leq 32\text{cm}$  , on prend:  $g= 30$  cm.

**-Vérification de la formule de BLONDEL :**

$$59 \leq g + 2h \leq 66 \Leftrightarrow 59 \leq 30 + 2 \times 17 \leq 66 \dots\dots\dots CV . \gg$$

**-Longueur horizontale de la volée :**

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

**-Longueur du palier :**  $l = 4,15 - 2,40 = 1,75 \text{ m.}$

**-Emmarchement E:**  $\frac{L - e_j}{2} = \frac{2,60 - 0,30}{2} = 1,15 \text{ m}$

(L : portée de escalier entre axes ;  $e_j$  : espace de jour)

**-Epaisseur (paillasse et palier) :**

(L : portée de escalier entre nus  $L=4,15$  m)

$$\frac{L}{40} \leq e \leq \frac{L}{30} \Rightarrow \frac{415}{40} \leq e \leq \frac{415}{30} \Rightarrow 10,37 \leq e \leq 13,83 \quad , \quad \text{on prend: } e = 15 \text{ cm.}$$

**-Angle d'inclinaison :**

$$\text{tg } \alpha = \frac{1.53}{2.40} \Rightarrow \alpha = 32.52^\circ$$

**III.2. 3-Evaluation des charges :**

**-Paillasse :**

Poids		
Propre	$2500 \times \frac{0.15}{\cos 32.52} \times 1.15$	511,442daN / ml
Marches	$2200 \times \frac{0.17}{2} \times 1.15$	215,05daN / ml
revêtement (horizontal)	$2000 \times (0,03 + 0,02) \times 1,15$	115daN / ml
revêtement (vertical)	$2000 \times 0,17 \times \left( \frac{0,03 + 0,02}{0,3} \right) \times 1,15$	65,166daN / ml
revêtement sous face de paillasse	$1000 \times \frac{0.01}{\cos 32.52} \times 1.15$	13,638daN / ml
<b>LA SOMME</b>	(G paillasse)	920,296daN / ml

**-Palier :**

Poids		
Propre	$2500 \times 0,15 \times 1,15$	431,25daN / ml
revêtement (horizontal)	$2000 \times (0,03 + 0,02) \times 1,15$	115daN / ml
Enduit	$1000 \times 0,01 \times 1,15$	11,5daN / ml
<b>La somme</b>	(G palier)	557,75daN / ml

**Deux Tableaux III.2 : Evaluation des charges d'escalier**

**-Surcharge :**

Selon DTR B.C 22 (Art 7.2.1) ; la paillasse et le palier portent la surcharge : 250 daN/m<sup>2</sup>

on a donc :  $Q = 250 \times 1,15 = 287,5daN / m$

$P_{mur} = 1450 \times (3.06/2 - 0,4) \times 0,25 = 409,625daN/m \Rightarrow P_g = 409,625 \times 1,15 = 471,068 daN$

**III.2.4-Evaluation des sollicitations :**

à l'aide du logiciel RDM6, on a comme sollicitations :

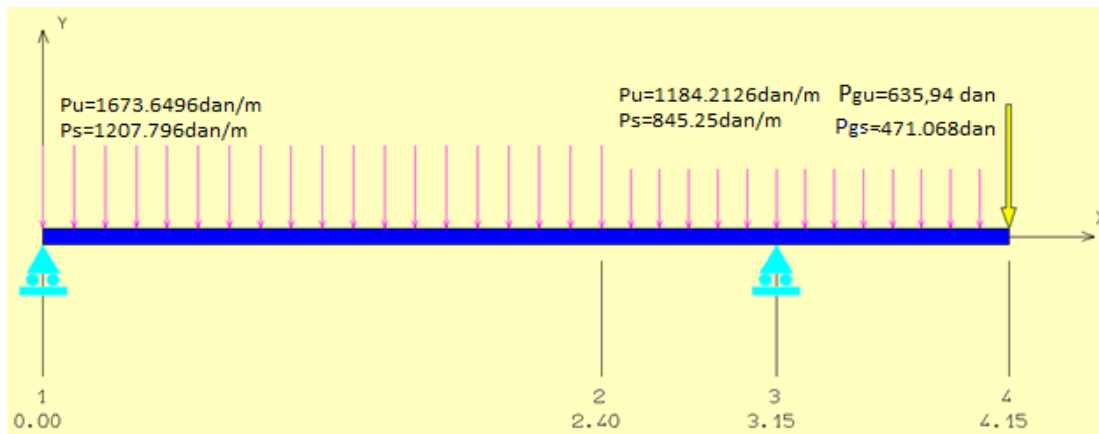


Figure III.4 : Evaluation des sollicitations

Avec : ELU : 1,35G+1,5Q      ELS : G+Q

Etat		ELU	ELS
Pg (dan)	Mur	635,94	471,068
P (daN/m)	Paillasse	1673,6496	1207,796
	Palier	1184,2125	845,25
M <sub>t</sub> (daN.m) à x=1,34m		1450	1042
M <sub>a</sub> (daN.m)		1228	893,7
T (daN)		2703	1946
Mo (daN.m) à x=1.55m		2008	1447

Tableau III.3 : Calcul du moment et de l'effort tranchant

III.2.5-Ferraillage :

-Travée

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{1450 \cdot 10}{115 \cdot 13^2 \cdot 14,17} = 0,053 \leq \mu_r = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,068$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,973$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,826 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{1450.10}{0,973 \cdot 13.347,826} = 3,296 \text{ cm}^2$$

On prend  $A_{\text{adoptée}} = 5\text{HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2$  pour espacement = 27,5 cm

**Note :** Sous l'effet des charges (permanentes et d'exploitation) et l'épaisseur de l'escalier (e=15) et **pour valider la vérification de la flèche ci-après** ; nous avons obligé d'augmenter le taux du ferrailage avec  $A_s = 5\text{HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2$

élément	b	d	$\mu$	$\alpha$	$\sigma_{bc}(\text{Mpa})$	$\sigma_s(\text{Mpa})$	$\beta$	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_{\text{adoptée}}(\text{cm}^2)$
Travée	115	13	0,053	0,068	14,17	347,826	0,973	3,296	5HA12=5,65
Appuis	115	13	0,045	0,057	14,17	347,826	0,977	2,779	5HA10=3,93

Tableau III.4 : Ferrailage de l'escalier

### III.2.6-Vérification de la contrainte de cisaillement :

#### III.2.6.1-Fissuration peu préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \{0,2 f_{cj} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa}\} \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.3 \text{ MPa}$$

Il faut vérifier que:  $\tau = \frac{T_{\text{max}}}{b \cdot d} < \bar{\tau}_u$

$$T_{\text{max}} = 2703 \text{ daN.}$$

$$\tau = 2703 \times 10^{-5} / 115 \times 13 \times 10^{-4} = 0,181 \text{ MPa} \leq 3,33 \text{ MPa} \dots\dots(\text{CV})$$

Donc : les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

#### III.2.6.2-Armatures de répartition :

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

Elément	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_r(\text{cm}^2)$	$A_s \text{ répartition}(\text{cm}^2)$
En travée	5,65	1,41	4HA10 ; $A_s = 3,14$

Sur appuis	3,93	0,983	4HA10 ; As=3,14
------------	------	-------	-----------------

Tableau III.5 : Armatures de répartition

**III.2.6.3-Calcul de l'espacement :**

$$S_t \leq \min (3h, 33) \text{ cm}$$

$$S_t = \frac{115 - 4}{4} = 27,75; \text{ On prend : } S_t = 28 \text{ cm}$$

**III.2.7-Vérification à l'E.L.S :**

Pour la fissuration peu préjudiciable, il n'y a aucune vérification à effectuer pour la contrainte  $\sigma_s$  (acier), il nous reste que valider la contrainte  $\sigma_b$  (béton).

Car la section à étudier a la forme rectangulaire dont les armatures sont des aciers de classe FeE400. Si l'inégalité suivante est remplie, alors, il n'est pas nécessaire de vérifier  $\sigma_b$ .

	En travée	Sur appuis
$\gamma = \frac{M_u}{M_s}$	1,392	1,347
$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu})$	0,068	0,057
$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	$0,068 \leq 0,446 \dots CV$	$0,057 \leq 0,424 \dots CV$

**III.2.8.1-Vérification de déformation (BAEL 91 Art-B 6.5.1) :**

On peut admettre qu'il n'est plus indispensable de procéder au calcul de la flèche si les conditions suivantes sont remplies :

$$1) \frac{h}{l} > \left( \frac{1}{16} \right)$$

$$2) \frac{h}{l} > \left( \frac{1}{10} \right) \cdot M_{t_{\max}} / M_0$$

$$3) \frac{A}{b_0 \cdot d} < 4,2 / f_e$$

4)  $L \leq 8 \text{ m}$

D'où,

1)  $\frac{0,15}{4,15} = 0,0361 \leq 0,0625 \dots\dots\dots(\text{C.N.V})$

2)  $\frac{0,15}{4,15} = 0,0361 \leq \left(\frac{1}{10}\right) \frac{1042}{1447} = 0,072 \dots\dots\dots(\text{C.N.V})$

3)  $\frac{5,65}{115.13} = 0,00377 \leq 0,0105 \dots\dots\dots(\text{C.V})$

4)  $l = 4,15 \leq 8 \dots\dots\dots(\text{C.V})$

**III.2.8.2-Flèche admissible (BAEL 91 Art-B 6.5.3) :**

$\bar{f} = \frac{L}{500}$  L: distance entre nus.

$\bar{f} = \frac{315}{500} = 0,63\text{cm}$

Donc il faut vérifier que  $\Delta f < \bar{f}$

**1\* L=3.15m**

Phase	$P_g$	$P_{g+r}$	$P_{g+r+q}$
<b>Paillasse (dan/m)</b>	511,442	920,296	1207,796
<b>Palier (dan/m)</b>	431,25	557,75	845,25
<b>Moment / <math>M_0</math></b>	623,1	1091,03	1447,50

**2\* L=1m**


Phase	$P_g$	$P_{g+r}$	$P_{g+r+q}$
-------	-------	-----------	-------------

<b>Pmur(dan)</b>	471,068	471,068	471,068
<b>Palier(dan/m)</b>	431,25	557,75	845,25
<b>Moment / M<sub>0</sub></b>	686,693	749,943	893,693

**Tableau III.6 : Charge à prendre en compte et Moment fléchissant dans les différentes phases**

### III.2.8.2-Calcul de la flèche $\Delta f$

À l'aide du module de calcul (Socotac) on peut vérifier comme suit :

Logiciel développé par  SOCOTEC	<b>Fleche - Version 1.01.035</b>	<b>17/05/2017</b>
	<b>Escalier - Verification la fleche - Paillase</b>	
	<b>Escalier - Verification la fleche - Paillase</b>	<b>Page 1 / 1</b>


#### Calcul des flèches pour une poutre isostatique de section rectangulaire

##### Données saisies :

Portée de la poutre isostatique :	3,15 m
Largeur de la section :	1,15 m
Hauteur de la section :	0,15 m
Position du centre de gravité des armatures tendues :	0,02 m
Position du centre de gravité des armatures comprimées :	0,02 m
Section des armatures tendues :	5,65 cm <sup>2</sup>
Section des armatures comprimées :	0 cm <sup>2</sup>
Contrainte du béton :	25 MPa
Moment dû aux charges permanentes avant mise en place des cloisons (Mj) :	6,23 kN*m
Moment dû aux charges permanentes totales (Mg) :	10,91 kN*m
Moment dû aux charges permanentes et aux charges d'exploitation (Mp) :	14,48 kN*m

##### Résultats de calcul

Flèche due aux charges permanentes (fgv) :	3,68 mm
Flèche due aux charges totales (fgq) :	5,022 mm
Flèche totale :	4,535 mm
Flèche totale admissible :	6,3 mm
La vérification de flèche totale est satisfaisante.	

Logiciel développé par 	<b>Fleche - Version 1.01.035</b>	<b>17/05/2017</b>
	<b>Escalier - Verification de la fleche - Console (Palier)</b>	
	<b>Escalier - Verification de la fleche - Console (Palier)</b>	<b>Page 1 / 1</b>

Calcul des flèches pour une console de section rectangulaire

Données saisies :

Portée de la console :	1 m
Largeur de la section :	1,15 m
Hauteur de la section :	0,15 m
Position du centre de gravité des armatures tendues :	0,02 m
Position du centre de gravité des armatures comprimées :	0,02 m
Section des armatures tendues :	3,93 cm <sup>2</sup>
Section des armatures comprimées :	0 cm <sup>2</sup>
Contrainte du béton :	25 MPa
Moment dû aux charges permanentes avant mise en place des cloisons (Mj) :	6,87 kN*m
Moment dû aux charges permanentes totales (Mg) :	7,5 kN*m
Moment dû aux charges permanentes et aux charges d'exploitation (Mp) :	8,94 kN*m

Résultats de calcul

Flèche due aux charges permanentes (fgv) :	0,492 mm
Flèche due aux charges totales (fgq) :	0,637 mm
Flèche totale :	0,499 mm
Flèche totale admissible :	4 mm
La vérification de flèche totale est satisfaisante.	

**Figure III.5 : Calcul des Flèches**

### III.2.9-Etude de la poutre palière :

#### III.2.9.1-Pré dimensionnement :

La poutre palière a une section (h x b)

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

Avec:

L: portée entre nus de la poutre palière.

L=2,60 m

D'où

$$\frac{260}{15} \leq h \leq \frac{260}{10} \Rightarrow 17,33 \leq h \leq 26 \text{ cm}$$

On prend: h=30 cm.

$$0,3h \leq b \leq 0,5h \Rightarrow 9 \leq b \leq 15 \text{ cm}$$



On prend:  $b=30$  cm

### III.2.9.2-Vérification (RPA 99/V2003 Art-7.5.1) :

$$b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots(\text{C.V})$$

$$h = 30\text{cm} \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots(\text{C.V})$$

$$\frac{h}{b} = 1 \leq 4 \dots\dots\dots (\text{C.V})$$

*Donc la poutre palière est de section (30x30) cm<sup>2</sup>*

### III.2.9.3-Evaluation des charges :

La poutre palière supporte :

- son poids propre : .....PP =  $0,3 \cdot 0,3 \times 2500 = 225$  daN/ml
- la réaction de l'escalier le long de poutre palière :
- ELU :  $R_b = \frac{T_u}{b} = \frac{4522,56}{1,15} = 3932,66 \text{ daN / ml}$
- ELS :  $R_b = \frac{T_s}{b} = \frac{3262,2}{1,15} = 2836,7 \text{ daN / ml}$

### III.2.9.4-Combinaisons des charges :

- ELU:  $1,35 G + 1,50 Q$
- ELS:  $G + Q$

$$q_u = 1,35 \times 225 + 3932,66 = 4236,41 \text{ daN / ml}$$

$$q_s = 225 + 2836,7 = 3061,7 \text{ daN / ml}$$

### III.2.9.5-Effet de flexion :

$$M_{ov} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{4236,41 \times (2.60)^2}{8} = 3579,77 \text{ daN.ml}$$

$$T_v = \frac{q_u l}{2} = \frac{4236,41 \times (2.60)}{2} = 5507,33 \text{ daN}$$

En travée

$$M_t = 0,8 \times M_0 = 3579,77 \times 0,8 = 2863,82 daN.ml$$

Sur appui

$$M_a = 0,4 \times M_0 = 3579,77 \times 0,4 = 1431,91 daN.ml$$

**III.2.10-Ferraillage :**

$$h = 30 \text{ cm} ; b = 30 \text{ cm} ; d = 27 \text{ cm} ; f_{bu} = 14,17 Mpa$$

Elément	$M (daN.ml)$	$\mu$	$\mu_r$	$\alpha$	$\beta$	$A_{SCalculée} (cm^2)$
<b>Travée</b>	2863,82	0,092	0,392	0,121	0,951	3,21
<b>Appui</b>	1431,91	0,046	0,392	0,059	0,976	1,56

élément	$A_{adoptée}$	$A_s (cm)$
<b>Travée</b>	3HA12	3,39
<b>Appui</b>	3HA12	3,39

**Tableau III.7 : Ferraillage de la poutre palière**

**III.2.11-Vérification de la condition de non fragilité (BAEL 91 Art-B.6.4) :**

Il faut que la condition suivante soit vérifiée :

En travée

**III.2.11.1-Pourcentage minimal :**

$$A_s \geq A_{min} = (0,23.f_{ij}.b.d) / f_e = 0,978cm^2$$

$$A_s = 3,39cm^2 > 0,978cm^2 \dots\dots\dots C.V$$

Sur appui

**III.2.11.2-Pourcentage minimal**

$$A_s = 3,39cm^2 \geq 0,978cm^2 \dots\dots\dots C.V$$

**III.2.12-Armatures transversales**

Contrainte tangente due à l'effort tranchant

Soit la nuance des armatures transversales est de type  $f_{et} \Rightarrow feE235Mpa$

$$\tau_{ut} = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{5507,33 \times 10}{300 \times 270} = 0,68MPa$$

La fissuration est peu préjudiciable.

$$\frac{A_t}{b.S_t} \cdot \frac{f_{et}}{\gamma_s} = \frac{\tau_{ut} - 0,3.k.f_{t28}}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

K=1 (coefficient de bétonnage)

$\alpha = 90^\circ$  ( $\alpha$  : L'inclination des aciers transversales)

$$\frac{A_s}{S_t} = \frac{0,68 - 0,3 \times 1 \times 2,1}{0,9(1 - 0)} 30 \times \frac{1,15}{235} = 8,16 \cdot 10^{-3} cm^2 / cm$$

**III.2.12.1-Pourcentage minimal :**

$$\frac{A_t}{b.S_t} \cdot f_{et} > 0,4Mpa \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} > \frac{0,4 \cdot 30}{235} = 0,05cm^2 / cm$$

$$\frac{A_t}{S_t} = \max \{8,16 \cdot 10^{-3}; 0,05\} = 0,05cm^2 / cm$$

$S_t$  : L'espace minimal.

**III.2.13-Effet de torsion :**

**III.2.13.1- Charges :**

$$p_p = 1,35(s \times \gamma)$$

Elément	$\gamma$ (daN/m <sup>3</sup> )	S Cm <sup>2</sup>	Quantité (daN/m)	L'excentricité (m)
Poids propre de la poutre palière	2500	0,09	303,75	0,00

Réaction de la paillasse (travée) le long de la poutre palière	-	-	$\frac{2703}{1.15} = 2350,4$	0,15
Réaction du palier (console) le long de la poutre palière	-	-	$\frac{1820}{1.15} = 1582,6$	0.15

Tableau III.8 : Les charges applique sur la poutre palière

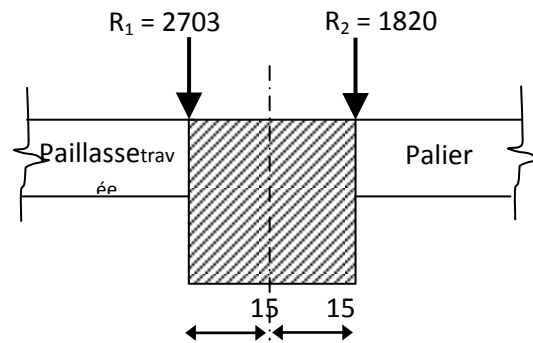
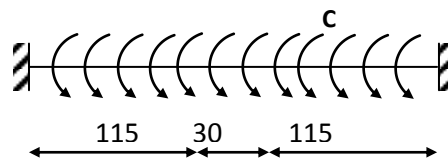


Fig.III.6 : Points d'application des charges sur la poutre palière

III.2.13.2- Couple de torsion repartie (C)

La poutre est soumise à un compte de torsion uniforme et considérée bi encastrée dans les poteaux.



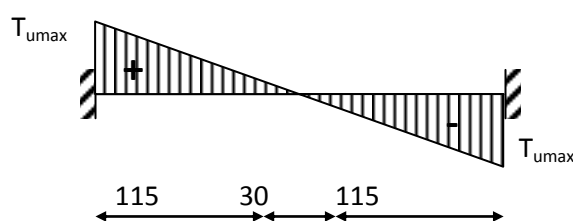
$$C = (2350,4 \cdot 0,15) + (303,75 \cdot 0,00) - (1582,6 \cdot 0,15)$$

$$C = 115,17 \text{ daN.m /m}$$

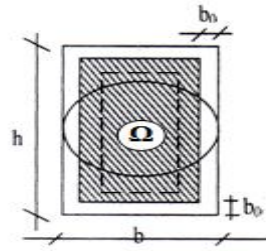
On remarque que l'effet de torsion est faible.

III.2.13.3-Couple de torsion maximale :

Par analogie avec l'effort tranchant le couple de torsion maximale sur appuis :



$$T_{u \max} = C \times \frac{L}{2} = 115,17 \times \frac{2.60}{2} = 149,72 \text{ daN.m}$$



$$b_0 = \frac{a}{6}$$

D'où

a: diamètre du plus grand cercle inscrit dans le contour.

$$a = \min (h,b) = \min (30,30)=30 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow b_0 = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = (b-b_0)(h-b_0)$$

$$= (30-5)(30-5) = 625 \text{ cm}^2$$

$\Omega$ : aire du contour tracé à mi- épaisseur des parois.

U: périmètre de l'aire  $\Omega$

$$U = 2((b-b_0)+(h-h_0))$$

$$U = 2((30-5)+(30-5)) = 100 \text{ cm}$$

#### III.2.13.4 -Section d'armatures longitudinales :

$$A_l = \frac{UT_{u \max}}{2\Omega \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{100 \times 149,72 \times 10}{2 \times 625 \times \frac{400}{1,15}} = 0,34 \text{ cm}^2$$

#### III.2.13.5- Pourcentage minimal :

$$A_t \cdot \frac{f_e}{b_0 \cdot U} \geq 0,4 \text{ Mpa} \Rightarrow A_t \geq \frac{0,4 b_0 U}{f_e} = \frac{0,4 \cdot 5 \cdot 100}{400} = 0,5 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 0,34 \text{ cm}^2 < 0,5 \text{ cm}^2$$

### III.2.13.6-Section d'armatures transversales :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{f_{et}}{\gamma_s} = \frac{\tau_{U \max}}{2\Omega} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} = \frac{\tau_{U \max}}{2\Omega \times \frac{f_{et}}{\gamma_s}} = \frac{149,72 \times 10}{2 \times 625 \times \frac{235}{1,15}} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} = 5,86 \cdot 10^{-3} \text{ cm}^2 / \text{cm}$$

### III.2.13.7-Pourcentage minimal :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \cdot f_{et} \geq 0,4 \text{ Mpa} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,4 \cdot b_0}{f_{et}} = \frac{0,4 \cdot 5}{235} = 8,51 \cdot 10^{-3} \text{ cm}^2 / \text{cm}$$

$$\frac{A_t}{S_t} = 8,51 \cdot 10^{-3} \text{ cm}^2 / \text{cm}$$

### III.2.13.8-Choix des armatures :

Armatures longitudinales :

	Flexion	Torsion
<b>En travée :</b>	3,21	0,5
<b>Sur appui :</b>	1,56	0,5

On adopte comme ferrailage final :

**En travée: As = 3HA12 = 3,39 cm<sup>2</sup>**

**Sur appui: As = 3HA12 = 3,39 cm<sup>2</sup>**

Armatures transversales :

$$\frac{A_t}{S_t} = \left( \frac{A_t}{S_t} \right)^{\text{flexion}} + \left( \frac{A_t}{S_t} \right)^{\text{torsion}} = 0,05 + 8,51 \cdot 10^{-3} = 0,059 \text{ cm}^2 / \text{cm}$$

$$S_t \leq \min \{0,9 \cdot d, 40 \text{ cm}, 15\phi \text{ si } A' \neq 0\}$$

Alors:  $S_t \leq \min(24,3, 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 24,3 \text{ cm}$

**Soit:  $S_t = 15 \text{ cm}$ .**

D'où:

$$\frac{A_t}{S_t} = 0,059 \text{ cm}^2 / \text{cm} \Rightarrow 0,059 \times 15 = 0,89 \text{ cm}^2$$

**On adopte :  $A_t = 4\phi 6 = 1,13 \text{ cm}^2 \Rightarrow 1 \text{ cadre} + 1 \text{ étrier}$**

### III.2.13.9-Vérification de la contrainte tangentielle :

**- Contrainte tangente due à la torsion :**

$$\tau_{ut} = \frac{T_{u \max}}{2b_0\Omega} = \frac{149,72 \times 10}{2 \times 5 \times 625} = 0,24 \text{ Mpa}$$

On a :

**Flexion:  $\tau_{Uf} = 0,68 \text{ Mpa}$**

**Torsion:  $\tau_{Ut} = 0,24 \text{ Mpa}$**

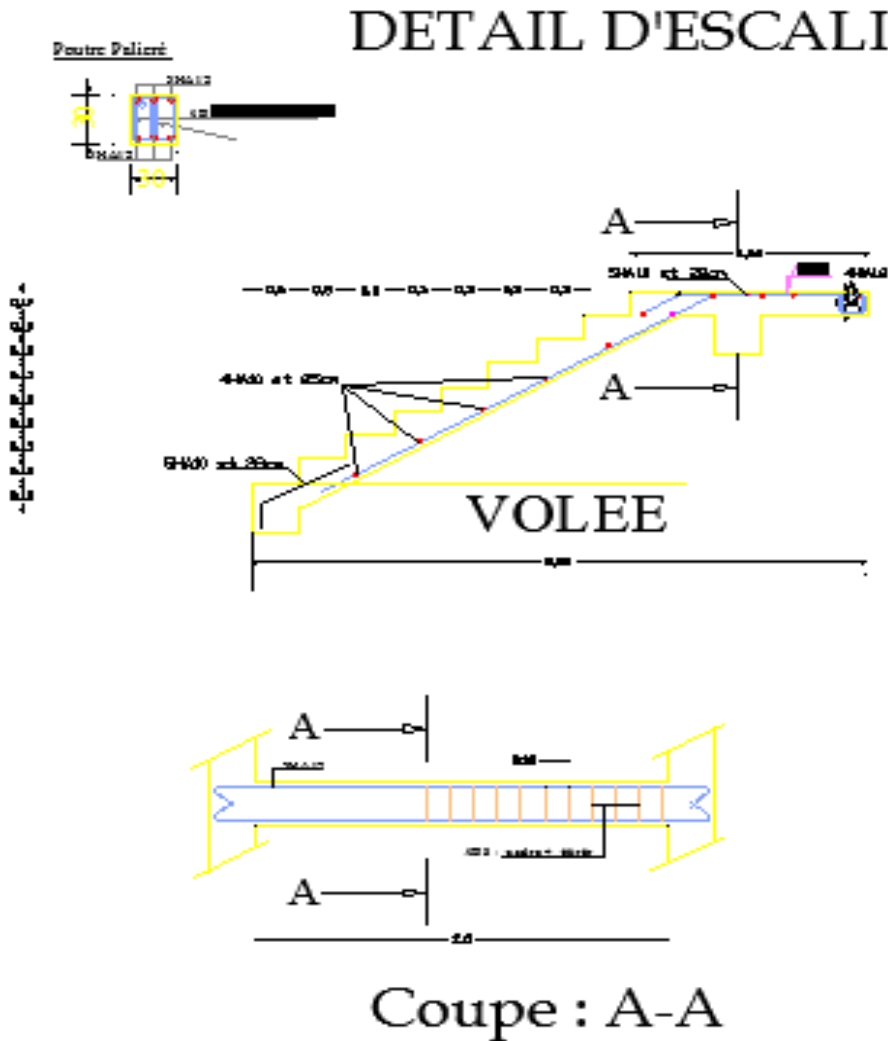
Condition tangentielle limite:  $\tau_{u \text{ limite}} = 3,33 \text{ Mpa}$

**- Pour section pleine:**

$$\tau_{tot}^2 = \tau_{Uf}^2 + \tau_{Ut}^2 = (0,68)^2 + (0,24)^2 = 6,22 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{Uf}^2 + \tau_{Ut}^2 \leq \tau_{\text{limite}}^2 \Rightarrow 6,22 < 11,09 \dots \dots \dots (CV)$$

**Dessin Le ferrailage d'escalier :**



### III.3. Plancher à corps creux

#### III.3.1-Introduction :

Le plancher est une aire horizontale séparant deux niveaux, il assure les fonctions suivantes:

- porte les charges et les surcharges des bâtiments.
- assure l'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux.
- participe à la résistance des ossatures aux efforts horizontaux.

Le type choisi pour cette étude est le plancher composée par des corps creux associés avec une dalle de compression y'a compris les nervures.

#### III.3.2-Caractéristiques de nervures :



- épaisseur du corps creux:  $e = 16\text{cm}$
- épaisseur de la dalle de compression :  $h_0 = 4\text{cm}$
- largeur de la nervure :  $b = b_0 + 2b_1 = 10 + 2.(27,5) = 65\text{cm}$
- longueur du corps creux :  $L_0 = 55\text{cm}$

**III.3.3-Evaluation des charges et surcharges :**

**a). Plancher terrasse :**

$$G = 0,65.559 = 363,35 \text{ daN/ml}$$

$$Q = 0,65.100 = 65 \text{ daN/ml}$$

Combinaison à l'E.L.U

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 588,02 \text{ daN/ml}$$

Combinaison à l'E.L.S

$$q_s = G + Q = 428,36 \text{ daN/ml}$$

**b). Plancher étage courant :**

$$G = 0,65 \times 484 = 314,6 \text{ daN / ml}$$

$$Q = 0,65 \times 150 = 97,5 \text{ daN / ml}$$

Combinaison à l'E.L.U

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 570,96 \text{ daN / ml}$$

Combinaison à l'E.L.S

$$q_s = G + Q = 412,10 \text{ daN / ml}$$

Type de plancher	G (daN/ml)	Q (daN/ml)	$q_u$ (daN/ml)	$q_s$ (daN/ml)
Plancher terrasse	363,35	65,0	588,02	428,35
Plancher étage courant	314,60	97,5	570,96	412,10

**Tableaux III.9 : Evaluation des charges et surcharges (Plancher)**

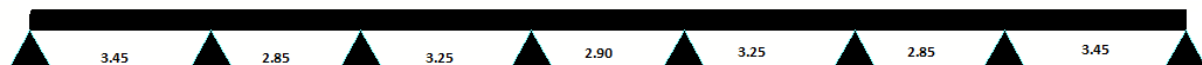
**III.3.4-Schémas statiques :**

Selon les plans architecturaux ; on a distingué la possibilité d’avoir 03 types de schémas statiques :

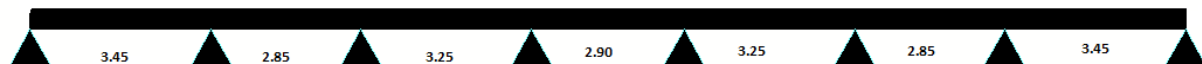
TYPE 01 ETAGE C



TYPE 02 ETAGE C



TYPE 03 TERRASSE



**Figure III.7 :schéma statique d’étage courant et terrasse**

**III.3.5- Choix de la méthode de calcul**

Nous avons choisi l’utilisation de la méthode forfaitaire pour le type (01)et l’exploitation de l’outil informatique (RDM6) pour déterminerles sollicitations pour le type (2 et 3).

**III.3.5.1- Méthode forfaitaire**

a) **Domaine de validité** (BAEL 91 Art-B.6.2.2) :

- la charge d'exploitation  $Q \leq \begin{cases} 2G \\ 5KN / m^2 \end{cases}$

$$Q_t = 1,00 \text{ KN/m}^2 \leq \max (G_t = 7,26 \text{ KN/m}^2, 5 \text{ KN/m}^2) = 7,26\text{KN/m}^2 \dots\dots\dots (CV)$$

- le moment d'inertie est constant dans toutes les travées.
- le rapport entre les travées successives est compris entre 0,8 et 1,25

$$\frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{3,25}{2,85} = 1,14 \Rightarrow 0,8 \leq \frac{l}{l_{i+1}} \leq 1,25 \dots\dots\dots (CV)$$

$$\frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{2,85}{3,45} = 0,82 \Rightarrow 0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25 \dots\dots\dots (CV)$$

- la fissuration est non préjudiciable

**b) Exposé de la méthode :**

On désigne chaque travée par :

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

$$1) \quad M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq M_{\max} \begin{cases} 1,05M_0 \\ (1 + 0,3\alpha)M_0 \end{cases}$$

$$2) \quad M_t \geq M_{\max} \begin{cases} \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0 & \text{Si la travée est de rive} \\ \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0 & \text{Si la travée est intermédiaire} \end{cases}$$

**Au niveau des appuis :**

$$M_a \geq 0,6.M_0 \dots\dots\dots \text{Poutre à deux travées}$$

$$M_a \geq 0,5.M_0 \dots\dots\dots \text{Appui voisin des appuis de rive}$$

$$M_a \geq 0,4M_0 \dots\dots\dots \text{Appui intermédiaire}$$

$$M_a \geq 0,2M_0 \dots\dots\dots \text{Appui de rive (selon les conditions d'encastrement)}$$

Avec:

$M_t$ : moment en travée

$M_w$ : moment max sur l'appui gauche

$M_e$ : moment max sur l'appui droit

$M_a$ : moment sur appui

$M_0$ : moment isostatique  $\frac{PL^2}{8}$  (daN.m)

**Effort tranchant :**

$$T_w = T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = \frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{L}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -\frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{L}$$

Avec:

$T_w$ : effort tranchant à gauche de travée

$T_e$ : effort tranchant à droite de travée

### c) Application de la méthode

- **TYPE 01** – Niveau : Etage courant

$$q_u = 570,96 \text{ daN/ml}$$

$$q_s = 412,10 \text{ daN/ml}$$

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{65}{363,35+65} = 0,153$$

### Travée 1-2

$$1) M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq M_{\max} \begin{cases} 1,05M_0 \\ (1+0,3\alpha)M_0 \end{cases}$$

$$M_t + \frac{(0,2+0,5)M_0}{2} \geq M_{\max} \begin{cases} 1,05M_0 \\ (1+0,3 \cdot 0,152)M_0 \end{cases}$$

$$M_t \geq M_{\max} \begin{cases} 0,7M_0 \\ 0,695M_0 \end{cases} \Rightarrow M_t \geq 0,7M_0$$

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

$$M_t \geq \frac{1,2+0,3 \cdot 0,153}{2} \cdot M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,623M_0$$

On prend le max des moments :  $M_t = 0,7M_0$

**Travée 2-3**

$$1) M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq M_{\max} \begin{cases} 1,05M_0 \\ (1+0,3\alpha)M_0 \end{cases}$$

$$M_t \geq M_{\max} \begin{cases} 0,55M_0 \\ 0,545M_0 \end{cases} \Rightarrow M_t \geq 0,55M_0$$

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

$$M_t \geq \frac{1+0,3 \cdot 0,153}{2} \cdot M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,523M_0$$

On prend :  $M_t = 0,6M_0$

**Travée 3-4**

$$1) M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq M_{\max} \begin{cases} 1,05M_0 \\ (1+0,3\alpha)M_0 \end{cases}$$

$$M_t \geq M_{\max} \begin{cases} 0,7M_0 \\ 0,695M_0 \end{cases} \Rightarrow M_t \geq 0,7M_0$$

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

$$M_t \geq \frac{1,2+0,3 \cdot 0,153}{2} \cdot M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,623M_0$$

On prend le max des moments :  $M_t = 0,7M_0$

**III.3.6.Moments et efforts tranchants isostatiques :****Travée 1-2**

$$L = 3,25, M_{01} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{570,96 \times (3,25)^2}{8} = 753,845 \text{ daN} / \text{ml}$$

$$T_{01} = \frac{q_u l}{2} = \frac{570,96 \times (3,25)}{2} = 927,81 \text{ daN}$$

**Travée 2-3**

$$L = 2,85, \quad M_{02} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{570,96 \times (2,85)^2}{8} = 579,702 \text{ daN} / \text{ml}$$

$$T_{02} = \frac{q_u l}{2} = \frac{570,96 \times (2,85)}{2} = 813,618 \text{ daN}$$

**Travée 3-4**

$$L = 3,45, \quad M_{03} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{570,96 \times (3,45)^2}{8} = 849,481 \text{ daN} / \text{ml}$$

$$T_{03} = \frac{q_u l}{2} = \frac{570,96 \times (3,45)}{2} = 984,906 \text{ daN}$$

**III.3.6.1. Moments en travées (ELU)**

- Travée 1-2:  $M_t = 0,7M_{01} = 527,691 \text{ daN.m}$

- Travée 2-3:  $M_t = 0,6M_{02} = 347,821 \text{ daN.m}$

- Travée 3-4:  $M_t = 0,7M_{03} = 594,636 \text{ daN.m}$

**III.3.6.2 Moments sur appuis (ELU)**

- Appui 1 :  $M_1 = 0,2M_{01} = 0,2.753,845 = 150,769 \text{ daN.m}$

- Appui 2 :  $M_2 = 0,5 \cdot \max \{M_{01}, M_{02}\} = 0,5.753,845 = 376,922 \text{ daN.m}$

- Appui 3 :  $M_3 = 0,5 \cdot \max \{M_{02}, M_{03}\} = 0,5.849,481 = 424,740 \text{ daN.m}$

- Appui 4 :  $M_4 = 0,2M_{03} = 0,2.849,481 = 169,896 \text{ daN.m}$

**III.3.6.3. Efforts tranchants (ELU) :****Travée 1-2**

$$T_w = 927,81 + \frac{150,769 - 376,922}{3,25} = 858,224 \text{ daN}$$

$$T_e = -927,81 + \frac{150,769 - 376,922}{3,25} = -997,395 \text{ daN}$$

**Travée 2-3**

$$T_w = 813,618 + \frac{376,922 - 424,740}{2,85} = 796,839 daN$$

$$T_e = -813,618 + \frac{376,922 - 424,740}{2,85} = -830,396 daN$$

**Travée 3-4**

$$T_w = 984,906 + \frac{424,740 - 169,896}{3,45} = 1058,773 daN$$

$$T_e = -984,906 + \frac{424,740 - 169,896}{3,45} = -911,038 daN$$

Travée	Moment en travée (daN/m)	L(m)	Effort tranchants (daN)		Appui (daN/m)	Moment aux appuis
			$T_w$	$T_e$		
1-2	527,691	3,25	858,224	-997,395	$M_1$	150,769
2-3	347,821	2,85	796,839	-830,396	$M_2$	376,922
3-4	594,636	3,45	1058,773	-911,038	$M_3$	424,740
					$M_4$	169,896

**Tableau III.10 : Calcul des sollicitations à ELU**

*Remarque : Pour calculer les sollicitations à l'état limite de service, il suffit de multiplier les résultats obtenus par le rapport :  $(q_s / q_u) = (412,10/570,96) = 0,721$*

**III.3.7.Moment en travées et sur appui et l'effort tranchants (ELS)**

**III.3.7.1.Moments en travées (ELS)**

$$M_{ts} = 0,721 \times M_{tu}$$

$$T_{ws} = 0,721 \times T_{wu}$$

$$T_{es} = 0,721 \times T_{eu}$$

**III.3.7.2.Moments sur appuis (ELU)**

$$M_{as} = 0,721 \times M_{au}$$

$$T_{ws} = 0,721 \times T_{wu}$$

Travée	Moment en travée (daN/m)	L(m)	Effort tranchants (daN)		Appui (daN/m)	Moment aux appuis
			$T_w$	$T_e$		
1-2	380,465	3,25	618,779	-719,121	$M_1$	108,704
2-3	250,778	2,85	574,520	-598,715	$M_2$	271,760
3-4	428,732	3,45	763,375	-656,858	$M_3$	306,237
					$M_4$	122,495

Tableau III.11 : Calcul des sollicitations à ELS

**III.3.8-Ferraillage(Aciers longitudinaux) :**

• **En travée :**

La nervure est calculée comme une section en «T» soumise à la flexion simple sollicitée par un moment max:  $M_{max} = 594,636 \text{ daN.m}$

- Enrobage :  $C = 2 \text{ cm}$ .

**III.3.8.1.Moments fléchissant  $M_t$  équilibré par la table :**

$$M_{table} = f_{bc} \cdot b \cdot h_0 \left( d - \frac{h_0}{2} \right) = 14,17 \cdot 10^5 \cdot 0,65 \cdot 0,04 \left( 0,18 - \frac{0,04}{2} \right)$$

$$M_{table} = 5894,72 \text{ daN.m}$$

Donc:

$M_{table} > M_{max}$  , alors une partie de la table est seulement comprimée et la section en « T » sera calculée comme une section rectangulaire dont largeur  $b = 65 \text{ cm}$  et la hauteur utile  $d = 18 \text{ cm}$  soumise à flexion simple.

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{594,636 \times 10}{65 \cdot 18^2 \cdot 14,17} = 0,019 \leq \mu_r = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,023$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,99$$



$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,826 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{594,636 \times 10}{0,99.18.347,826} = 0,95 \text{ cm}^2$$

### III.3.8.2. Condition de non fragilité :

$$\text{BAEL : } A_{\min} = 0,23.b.d. \frac{f_{c28}}{f_e} = 0,23.65.18. \frac{2,1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 1,412 \text{ cm}^2 > A_s$$

Alors on prend :  $A_s = 2\text{HA}10 = 1,57 \text{ cm}^2$

- **Sur appui :**

$$M_a = -424,740 \text{ daN.m}$$

La table se trouve dans la zone tendue (moment négatif), la section en « T » sera calculée comme une section rectangulaire de largeur  $b = 10 \text{ cm}$  et une hauteur utile  $d = 18 \text{ cm}$ .

élément	$M_a \text{ (daN.m)}$	$\mu$	$\alpha$	$\beta$	$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	$A'_s \text{ (cm}^2\text{)}$
Appui	-424,740	0,092	0,120	0,95	0,714	0

Tableau III.12 : ferrailage sur appui

### III.3.8.3. Condition de non fragilité :

$$\text{BAEL : } A_{\min} = 0,23.b.d. \frac{f_{c28}}{f_e} = 0,23.10.18. \frac{2,1}{400} = 0,22 \leq 0,714 \text{ cm}^2$$

Alors on prend :  $A_s = 1\text{HA}12 = 1,131 \text{ cm}^2$

### III.3.9-Vérifications (aciers longitudinaux) :

Afin de généraliser les vérifications aux différents types de nervures, on va prendre comme sollicitations les valeurs maximales :

Etat	ELU	ELS
$M_{t \max} \text{ (daN.m)}$	594,636	428,732
$M_{a \max} \text{ (daN.m)}$	424,740	306,237

$T_{\max}$ (daN)	1058,773	763,375
$M_{0\max}$ (daN.m)	849,481	612,475

Tableau III.13 : les valeurs maximales des sollicitations en deux états

**III.3.9.1. Vérification des contraintes du béton et de l'acier :**

- Pour une fissuration peu nuisible, il n'y a aucune vérification à effectuer en ce qui concerne  $\sigma_s$  (acier).
- Lorsque les contraintes de compression du béton et celles de traction des armatures sont vérifiées ; le calcul à L'E.L.S n'est pas nécessaire.

- **En travée :**

**Position de l'axe neutre**

$$D = (15.A)/b = (15.1,57)/65 = 0,362\text{cm.}$$

$$E = 2.D.d = 2.0,362.18 = 13,032 \text{ cm}^2.$$

$$Y_1 = D + \sqrt{D^2 + E} = 0,362 + \sqrt{(0,362)^2 + 13,032} = 3,266\text{cm}$$

**Moment d'inertie**

$$I = \frac{1}{3}.b.y_1^3 + 15.A(d - y_1)^2$$

$$I = \frac{1}{3}65.3,266^3 + 15.1,57(18 - 3,266)^2 \Rightarrow I = 5867,303\text{cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{428,732.10}{5867,303} = 0,730\text{MPa/cm}$$

**Etat limite de compression du béton**

$$\sigma_b = k.y_1 = 0,730.3,266 = 2,384\text{MPa}$$

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15\text{Mpa} \dots\dots\dots(\text{CV})$$

Donc: les armatures calculées à L'E.L.U sont convenables.

- **Sur appuis :**

**Position de l'axe neutre**

$$D = (15.A)/b = (15.1,131)/10 = 1,696 \text{ cm.}$$

$$E = 2.D.d = 2.1,696.18 = 61,056 \text{ cm}^2.$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1,696 + \sqrt{(1,696)^2 + 61,056} = 6,299 \text{ cm}$$

**Moment d'inertie**

$$I = \frac{1}{3} \cdot 10 \cdot 6,299^3 + 15.1,131(18 - 6,299)^2 = 3155,829 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{Ms}{I} = \frac{306,237.10}{3155,829} = 0,970 \text{ MPa/cm}$$

Etat limite de compression du béton

$$\sigma_b = k.y = 0,970.6,299 = 6,078 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b < \overline{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots(\text{CV})$$

Donc: les armatures calculées à L'E.L.U sont convenables.

**III.3.9.2. Contraintes tangentielles :**

$$T_{\max} = 1090,109 \text{ daN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} = \frac{1090,109 \times 10^{-5}}{0,10 \times 0,18} = 0,605 \text{ Mpa}$$

$$\text{Fissuration peu préjudiciable : } \tau_{ul} = \min \left\{ 0,20 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right\} = 3,33 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\tau}_u = 0,20 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 3,33 \text{ Mpa} \geq 0,553 \text{ Mpa} \dots\dots\dots(\text{CV})$$

**III.3.10- Ferrailage (Aciers transversaux) :**

Diamètre des armatures transversales (BAEL 91 Art-A.7.2.2)

$$\phi_t \leq \min \begin{cases} \frac{h}{35} = 5,71mm \\ \phi_{\min} = 10mm \\ \frac{b_0}{12} = 8,33mm \end{cases} \quad \text{On prend, } \phi = 6mm$$

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{\tau_{ul} - 0,3 \cdot k \cdot f_{t28}}{0,9 \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

K=1 (coefficient de bétonnage)

$\alpha = 90^\circ$  (  $\alpha$  : Inclination des aciers transversales)

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{0,568 - 0,3 \cdot 1 \cdot 2,1}{0,9 \cdot (1+0)} \cdot 10 \cdot \frac{1,15}{235} = -0,0037 \text{ cm}^2 / \text{cm}$$

### III.3.10.1. Pourcentage minimal :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \cdot f_c > 0,4 \text{ Mpa} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} > \frac{0,4 \cdot 10}{235} = 0,017 \text{ cm}^2 / \text{cm}$$

$$\frac{A_t}{S_t} = \max (-0,0037 ; 0,017) = 0,017 \text{ cm}^2 / \text{cm}$$

### III.3.10.2. Espacement des étriers (BAEL Art-A.5.2) :

$$S_t \leq \min (0,9d = 16,2 \text{ cm}, 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm}$$

On prend:  $S_t = 15 \text{ cm}$

$$\frac{A_t}{S_t} = 0,017 \text{ cm}^2 / \text{cm} \Rightarrow A_t = 0,017 \cdot 15 = 0,255 \text{ cm}^2$$

On prend :  $A_t = 2 \phi 6 = 0,57 \text{ cm}^2$

### III.3.11- Vérification de la déformation (BAEL Art-B.6.5.1) :

On peut admettre qu'il n'est pas indispensable de procéder au calcul de la flèche si les conditions suivantes sont remplies :

$$1) \frac{h}{L} > \frac{1}{22,5}$$

$$2) \frac{h}{L} > \frac{1}{15} \frac{M_{\max}}{M_0}$$

$$3) \frac{A_s}{b_0 \cdot d} < \frac{3,6}{f_e}$$

D'où,

$$1) \frac{20}{345} = 0,057 \geq 0,044 \dots\dots\dots(\text{CV})$$

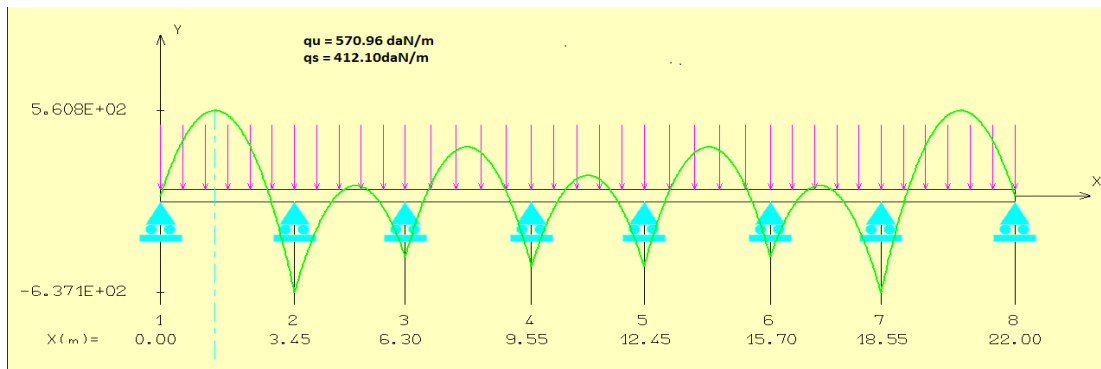
$$2) \frac{20}{345} = 0,057 \geq \left( \frac{1}{15} \right) \frac{428,732}{612,475} = 0,046 \dots\dots\dots(\text{CV})$$

$$3) \frac{1,57}{10.18} = 0,0087 < \frac{3,6}{400} = 0,009 \dots\dots\dots(\text{CV})$$

Donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

**Remarque :** Pour bien exploiter les outils informatiques ; on a préféré l'estimation de sollicitations des poutres continues par le logiciel (RDM6). Le ferrailage calculé est élaboré par l'utilisation du code (SOCOTEC) qui se base sur les hypothèses des états limites.

III.3.12.TYPE 02 – Niveau : Etage courant



III.3.13 Type 03 – Niveau : Terrasse

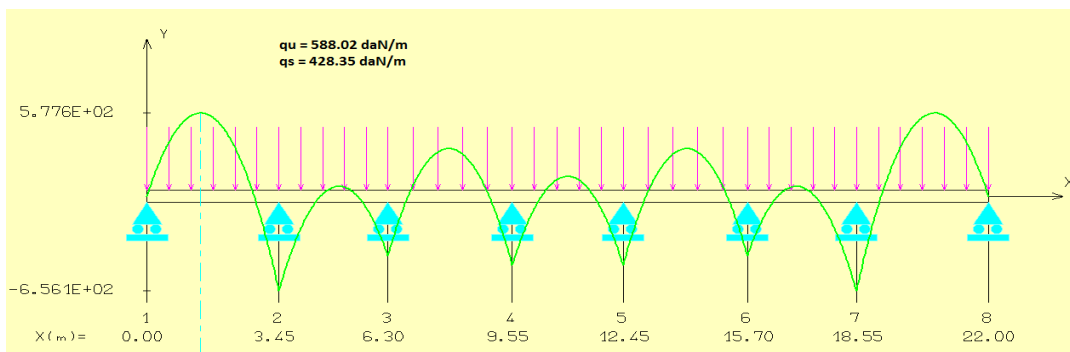


Figure III.8 : Schéma statique des moments maximaux

**TYPE 02 – Niveau : Etage courant**

Données saisies :

Largeur de la table :	0,65	m
Largeur de la nervure :	0,10	m
Hauteur totale de la section :	0,2	m
Hauteur de la table :	0,04	m
Position centre de gravité des armatures supérieures :	0,02	m
Position centre de gravité des armatures inférieures :	0,02	m
Contrainte du béton :	25	MPa
Limite d'élasticité de l'acier :	400	MPa
Coefficient équivalence acier/béton :	15	
Coefficient de durée d'application des charges :	1,0	
Coefficient de sécurité du béton :	1,5	
Coefficient de sécurité de l'acier :	1,15	

Effort normal ELU :	0	kN
Moment fléchissant ELU :	5,60	kN.m
Effort normal ELS :	0	kN
Moment fléchissant ELS :	4,04	kN.m

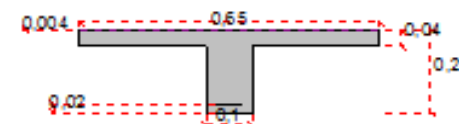
Section des armatures supérieures ELS :	0	cm <sup>2</sup>
Section des armatures inférieures ELS :	0,9	cm <sup>2</sup>

Fissuration peu préjudiciable

Résultats des calculs aux ELU

Section des armatures supérieures :	0,00	cm <sup>2</sup>
Section des armatures inférieures :	0,90	cm <sup>2</sup>

Position de l'axe neutre :  $y_0 = 0,004$  m

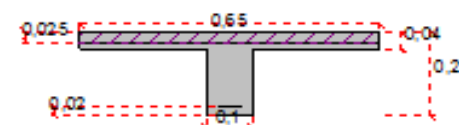


Résultats des calculs aux ELS

Contrainte de la fibre supérieure du béton :	2,85	MPa
Contrainte des armatures inférieures :	-260,74	MPa
Contrainte de la fibre inférieure du béton :	0,00	MPa

Contrainte admissible de la fibre supérieure du béton :	15,00	MPa
Contrainte admissible des armatures inférieures :	400,00	MPa
Contrainte admissible de la fibre inférieure du béton :	15,00	MPa

Position de l'axe neutre :  $y_0 = 0,025$  m



**TYPE 03 – Niveau : Terrasse**

Données saisies :

Largeur de la table :	0,65	m
Largeur de la nervure :	0,10	m
Hauteur totale de la section :	0,2	m
Hauteur de la table :	0,04	m
Position centre de gravité des armatures supérieures :	0,02	m
Position centre de gravité des armatures inférieures :	0,02	m
Contrainte du béton :	25	MPa
Limite d'élasticité de l'acier :	400	MPa
Coefficient d'équivalence acier/béton :	15	
Coefficient de durée d'application des charges :	1,0	
Coefficient de sécurité du béton :	1,5	
Coefficient de sécurité de l'acier :	1,15	

Effort normal ELU :	0	kN
Moment fléchissant ELU :	5,77	kN.m

Effort normal ELS :	0	kN
Moment fléchissant ELS :	4,20	kN.m

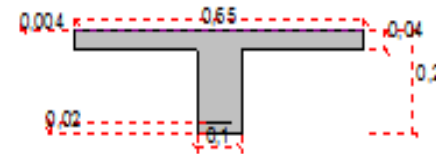
Section des armatures supérieures ELS :	0	cm <sup>2</sup>
Section des armatures inférieures ELS :	0,9	cm <sup>2</sup>

Fissuration peu préjudiciable

Résultats des calculs aux ELU

Section des armatures supérieures :	0,00	cm <sup>2</sup>
Section des armatures inférieures :	0,93	cm <sup>2</sup>

Position de l'axe neutre :  $y_0 = 0,004$  m



Résultats des calculs aux ELS

Contrainte de la fibre supérieure du béton :	2,93	MPa
Contrainte des armatures inférieures :	-263,19	MPa
Contrainte de la fibre inférieure du béton :	0,00	MPa

Contrainte admissible de la fibre supérieure du béton :	15,00	MPa
Contrainte admissible des armatures inférieures :	400,00	MPa
Contrainte admissible de la fibre inférieure du béton :	15,00	MPa

Position de l'axe neutre :  $y_0 = 0,026$  m

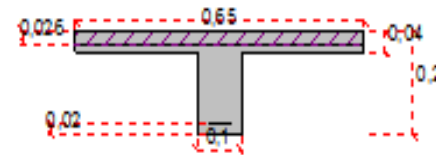


Figure III.9 : Ferrailage Différents types de poutrelles à étudier en SOCOTEC



### I.1.1. III.4. Etude du balcon (type 4 de plancher)

#### III.4.1- Définition :

Selon les plans ; les éléments (Balcons) représentent une extension de type du plancher utilisé (type : à corps creux).

Pour déterminer les sollicitations exercées, on a deux schémas statiques qui représentent des poutres ayant une section transversale en ( Té ) figurés ci-dessous .

#### Type -1 (poutreisostatique )

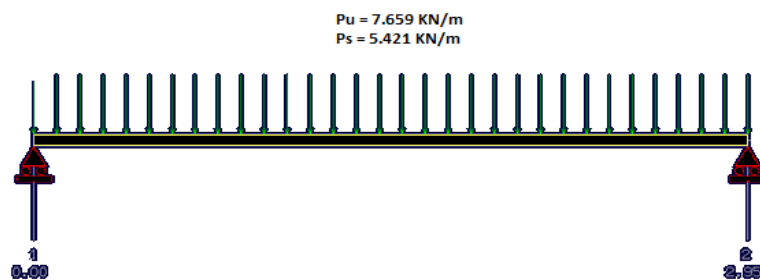


Figure III.10 : schéma statique du balcon type-1-

#### III.4.2- Prés dimensionnement :

On prend pour des raisons pratique (coffrage), la hauteur  $h = 20$  cm

#### III.4.3- Evaluation des charges et des surcharges :

$$G_{\text{bal}} = 4,84 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,65 = 3,146 \text{ kN/ml}$$

$$Q_{\text{bal}} = 3,50 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,65 = 2,275 \text{ kN/ml}$$

#### Combinaisons

$$\text{E.L.U} : p_u = 1.35 G + 1.5 Q = 7,659 \text{ kN/ml}$$

$$\text{E.L.S} : p_s = G + Q = 5,421 \text{ kN/ml}$$

#### III.4.4- Calcul des efforts :

La section la plus sollicitée se trouve à l'encastrement.

**E.L.U :**  $p_u = 7,659 \text{ kN/ml}$

$$M_u^{\max} = \frac{P_u.l^2}{8} = \frac{7,659.(2,95)^2}{8} = 8,331 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0,8M_u = 6,664 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0,5M_u = 4,165 \text{ KN.m}$$

$$T_u = \frac{P_u.l}{2} = \frac{7,659.2,95}{2} = 11,29 \text{ KN}$$

**E.L.S :**  $P_{ser} = 5,421 \text{ KN/ml}$

$$M_{ser} = \frac{P_s.l^2}{8} = \frac{5,421.(2,95)^2}{8} = 5,897 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0,8M_s = 4,717 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0,5M_s = 2,948 \text{ KN.m}$$

$$T_{ser} = \frac{P_s.l}{2} = \frac{5,421.2,95}{2} = 7,99 \text{ KN}$$

### III.4.5- Ferrailage :

- **ELU**

**En travée**

Données :

$$b = 65 \text{ cm}, d = 17 \text{ cm}, \gamma_b = 1.5$$

$$f_{bc} = (0,85 \times f_{c28}) / \gamma_b = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M}{bd^2 f_{bc}} = 0,025 < 0,391$$

Donc il n'est pas nécessaire d'établir des armatures comprimées ( $A_S' = 0$ )

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,031$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,98$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,826 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{6,644 \cdot 10^{-3}}{0,98 \cdot 0,17 \cdot 347,826} = 1,14 \text{ cm}^2$$

La section d'armature totale est :  $A_s = 1,14 \text{ cm}^2$

#### III.4.6- Condition de non-fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} = 1,43 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_{\text{réel}} = \max \{ A_s, A_{\min} \} = 1,43 \text{ cm}^2$$

La section d'acier adoptée est :  $A_s = 2 \text{ HA12} = 2,26 \text{ cm}^2$

#### En appuis

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = 0,014 < 0,391 ; \text{ La section est simplement armée.}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,017$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,99$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,826 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{4,165 \cdot 10^{-3}}{0,99 \cdot 0,17 \cdot 347,826} = 0,71 \text{ cm}^2$$

La section d'armature totale est :  $A_s = 0,71 \text{ cm}^2$

#### III.4.7-Condition de non fragilité:

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{c28}}{f_e} = 0,23 \cdot 10 \cdot 17 \cdot \frac{2,1}{400} = 0,20 \leq 0,71 \dots \dots \dots (\text{CV})$$

Alors en prend :  $A = 1 \text{ HA12} = 1,31 \text{ cm}^2$

**III.4.8- Vérification à l'E.L.S :****III.4.8.1. Vérification des contraintes :**

Pour une fissuration peu nuisible, il n'y a aucune vérification à effectuer en ce qui concerne  $\sigma_s$  (acier).

Lorsque les contraintes de compression du au béton et de traction des armatures sont vérifiées, le calcul à L'E.L.S n'est pas nécessaire.

- **En travée**

- **Position de l'axe neutre**

$$D = (15.A)/b = (15.1,57)/65 = 0,362\text{cm.}$$

$$E = 2.D.d = 2.0,362.17 = 12,308 \text{ cm}^2.$$

$$Y_1 = D + \sqrt{D^2 + E} = 0,362 + \sqrt{(0,362)^2 + 12,308} = 3,888\text{cm}$$

- **Moment d'inertie**

$$I = \frac{1}{3}.b.y_1^3 + 15.A(d - y_1)^2$$

$$I = \frac{1}{3}.65.3,888^3 + 15.1,57(17 - 3,888)^2 = 5322,240 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{471,7.10}{5322,240} = 0,886\text{MPa/cm}$$

Etat limite de compression du béton

$$\sigma_b = k.y_1 = 0,886.3,888 = 3,444 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b < \overline{\sigma_b} = 0,6f_{c28} = 15\text{Mpa} \dots\dots\dots(\text{CV})$$

Donc: les armatures calculées à L'E.L.U sont convenables.

- **Sur appuis**

- **Position de l'axe neutre:**

$$D = (15.A)/b = (15.1,131)/10 = 1,696\text{cm.}$$

$$E=2.D.d=2.1,696.17=57,664 \text{ cm}^2.$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1,696 + \sqrt{(1,696)^2 + 57,664} = 6,084 \text{ cm}$$

### - Moment d'inertie

$$I = \frac{1}{3} \cdot 10 \cdot 6,084^3 + 15 \cdot 1,131(17 - 6,084)^2 = 2772,198 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{294,8.10}{2772,198} = 1,063 \text{ MPa/cm}$$

### Etat limite de compression du béton

$$\sigma_b = k \cdot y = 1,063 \cdot 6,084 = 6,467 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b < \overline{\sigma_b} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots (CV)$$

Donc: les armatures calculées à L'E.L.U sont convenables.

### III.4.8.2. Vérification de la contrainte de cisaillement :

La fissuration supposée est peu préjudiciable

$$\tau_{adm} = \min(0,2 f_{c28} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa}) = \overline{\tau_{adm}} = 3,33 \text{ MPa}$$

Il faut vérifier que  $\tau_u = \frac{V_u}{bd} < \overline{\tau_{adm}}$

$$T_{max} = 11,29 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{11,29 \times 10^{-3}}{0,65 \times 0,17} = 0,102 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_{adm}} = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots CV$$

Donc il n'est pas nécessaire d'établir des armatures transversales.

### III.4.9. Poutre chaînage :

Cet élément est proposé comme une poutre noyée (isostatique) dans le plancher pour supporter le poids de mur au-dessus plus de chaîner le contour. Nous avons proposé comme dimensions : (20 x 20)

**III.4.9.1. Evaluation des charges**

- poids propre..... $P_p = 0,2 \cdot 0,225 = 1 \text{ KN/m}$

- mur en brique (15 cm) : porte une charge  $1,3 \text{ KN/m}^2$

$$G_{\text{mur}} = 1,3 \cdot 1,53 = 1,989 \text{ KN/m}$$

$$P_u = 1,35 (1 + 1,989) = 4,035 \text{ KN/m} \longrightarrow M_u = 4,38 \text{ KN.m} \quad , \quad T_u = 5,95 \text{ KN}$$

$$P_s = 1 + 1,989 = 2,989 \text{ KN/m} \longrightarrow M_s = 3,25 \text{ KN.m} \quad , \quad T_s = 4,40 \text{ KN}$$

**III.4.9.2. Ferrailage :****Etats Limites Ultimes**

Données :

$$b = 20 \text{ cm} \quad , \quad d = 17 \text{ cm} \quad , \quad \gamma_b = 1,5$$

$$f_{bc} = (0,85 \times f_{c28})/\gamma \longrightarrow f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = 0,053 < 0,391$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,068$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,97$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,826 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{4,38 \cdot 10^{-3}}{0,97 \cdot 0,17 \cdot 347,826} = 0,76 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{min}}(\text{RPA}) = 0,005 \cdot (20 \cdot 20) = 2,0 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{min}}(\text{BAEL}) = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{F_e} = 0,23 \cdot 20 \cdot 17 \cdot \frac{2,1}{400} = 0,41 \text{ cm}^2$$

Tenons compte les recommandations (RPA) de prendre le diamètre minimal ( $\Phi 12 \text{ mm}$ ) ; On a donc le choix (totale)  $A_s = 4\text{HA}12$

**III.4.9.3. Etats Limites Service (Vérification)**

Comme la section est de la forme rectangulaire et le type des aciers est de nuance (FeE400) plus le type de fissuration peu préjudiciable.

Il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton.

Si la condition suivante est vérifiée ; pas de nécessité de vérifier la contrainte d'acier

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$\gamma = \frac{M_u}{M_s}$	1,34
$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	0,068
$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	0,068 $\leq$ 0,42...CV

**III.4.9.4. Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_{adm} = \min(0,2f_{c28}/\gamma_b; 5MPa) = \overline{\tau_{adm}} = 3,33MPa$$

Il faut vérifier que  $\tau_u = \frac{V_u}{bd} < \overline{\tau_{adm}}$

$$T_{max} = 11,29 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{5,95 \times 10^{-3}}{0,20 \times 0,17} = 0,175MPa$$

$$\tau_u < \overline{\tau_{adm}} = 3,33MPa \dots\dots CV$$

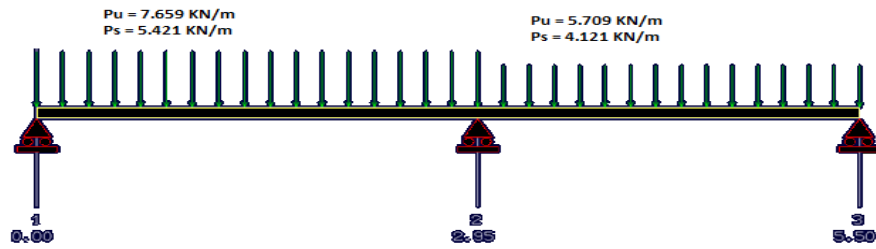
**Type -2** (poutre éperstatique )

Figure III.11 :schéma statique du balcon type-2-

**III.4.10. Evaluation des charges et des surcharges :**

$$G_{\text{bal}} = 4,84 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,65 = 3,146 \text{ kN/ml}$$

$$Q_{\text{bal}} = 3,50 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,65 = 2,275 \text{ kN/ml}$$

$$G_{\text{eta}} = 4,84 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,65 = 3,146 \text{ kN/ml}$$

$$Q_{\text{eta}} = 1,5 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,65 = 0,975 \text{ kN/ml}$$

**Combinaisons**

$$\text{E.L.U : } p_{u1} = 1,35 G_{\text{bal}} + 1,5 Q_{\text{bal}} = 7,659 \text{ kN/ml}$$

$$p_{u2} = 1,35 G_{\text{eta}} + 1,5 Q_{\text{eta}} = 5,709 \text{ kN/ml}$$

$$\text{E.L.S : } p_{s1} = G_{\text{bal}} + Q_{\text{bal}} = 5,421 \text{ kN/ml}$$

$$p_{s1} = G_{\text{eta}} + Q_{\text{eta}} = 4,121 \text{ kN/ml}$$

**III.4.10.1. Calcul des efforts :**

La section dangereuse est au niveau de l'encastrement.

**E.L.U :**

$$M_u^{\text{max}} = 5,35 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,8 M_u = 4,28 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0,5 M_u = 2,675 \text{ KN.m}$$

$$T_u = 13,54 \text{ KN}$$



**E.L.S :**

$$M_{ser}=3,77kN.m$$

$$M_t = 0,8M_s = 3,016 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0,5M_s = 1,885 \text{ KN.m}$$

$$T_{ser} = 9,59 \text{ KN}$$

**III.4.10.2. Ferrailage :**

- **ELU**

	<b>M</b>	$\alpha$	$\beta$	<b>As(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>As adopt(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Firailge</b>
<b>Travée</b>	<b>0.014</b>	<b>0.017</b>	<b>0.99</b>	<b>0,73</b>	<b>1,57</b>	<b>2HA10</b>
<b>Appuis</b>	<b>0.009</b>	<b>0.011</b>	<b>0.99</b>	<b>0.45</b>	<b>1,131</b>	<b>1HA12</b>

**Tableau III.14 : ferrailage sur travée et appuis**

**III.4.10.3. Vérification à l'E.L.S :**

**III.4.10.3.1.Vérification des contraintes :**

Pour une fissuration peu nuisible, il n'y a aucune vérification à effectuer en ce qui concerne  $\sigma_s$  (acier).

Lorsque les contraintes de compression du au béton et de traction des armatures sont vérifiées, le calcul à L'E.L.S n'est pas nécessaire.

- **En travée**

- **Position de l'axe neutre**

$$D = (15.A)/b = (15.1,57)/65 = 0,362\text{cm.}$$

$$E = 2.D.d = 2.0,362.17 = 12,308 \text{ cm}^2.$$

$$Y_1 = D + \sqrt{D^2 + E} = 0,362 + \sqrt{(0,362)^2 + 12,308} = 3,888\text{cm}$$

**- Moment d'inertie**

$$I = \frac{1}{3} \cdot b \cdot y_1^3 + 15 \cdot A(d - y_1)^2$$

$$I = \frac{1}{3} \cdot 65 \cdot 3,888^3 + 15 \cdot 1,57(17 - 3,888)^2 = 5322,240 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{301,6 \cdot 10}{5322,240} = 0,566 \text{ MPa/cm}$$

Etat limite de compression du béton

$$\sigma_b = k \cdot y_1 = 0,566 \cdot 3,888 = 2,200 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b < \overline{\sigma_b} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots(\text{CV})$$

Donc: les armatures calculées à L'E.L.U sont convenables.

- **Sur appuis**

**- Position de l'axe neutre:**

$$D = (15 \cdot A) / b = (15 \cdot 1,131) / 10 = 1,696 \text{ cm.}$$

$$E = 2 \cdot D \cdot d = 2 \cdot 1,696 \cdot 17 = 57,664 \text{ cm}^2.$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1,696 + \sqrt{(1,696)^2 + 57,664} = 6,084 \text{ cm}$$

**- Moment d'inertie**

$$I = \frac{1}{3} \cdot 10 \cdot 6,084^3 + 15 \cdot 1,131(17 - 6,084)^2 = 2772,198 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{188,5 \cdot 10}{2772,198} = 0,679 \text{ MPa/cm}$$

Etat limite de compression du béton

$$\sigma_b = k \cdot y = 0,679 \cdot 6,084 = 4,131 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b < \overline{\sigma_b} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots(\text{CV})$$

Donc: les armatures calculées à L'E.L.U sont convenables.

**III.4.10.3.2. Vérification de la contrainte de cisaillement :**

La fissuration est peu préjudiciable

$$\tau_{adm} = \min(0,2f_{c28}/\gamma_b; 5MPa) = \overline{\tau_{adm}} = 3,33MPa$$

Il faut vérifier que  $\tau_u = \frac{V_u}{bd} < \overline{\tau_{adm}}$

$$T_{max} = 13,54 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{13,54 \times 10^{-3}}{0,65 \times 0,17} = 0,122MPa$$

$$\tau_u < \overline{\tau_{adm}} = 3,33MPa \dots\dots CV$$

**III.4.11. Etude de la poutre chaînage :**

Cet élément est proposé comme une poutre noyée (hyperstatique) dans le plancher pour supporter le poids de mur au-dessus plus de chaîner le contour. Nous avons proposé comme dimensions : (20 x 20)

**III.4.11.1. Evaluation des charges**

Son poids propre.....  $P_p = 0,2 \cdot 0,2 \cdot 25 = 1 \text{ KN/m}$

$$G_{murba} = 1,3 \cdot 1,53 = 1,989 \text{ KN/m}$$

$$G_{muret} = 2,2 \cdot 3,06 = 6,732 \text{ KN/m}$$

$$P_{u1} = 1,35 (1 + 1,989) = 4,035 \text{ KN/m}$$

$$P_{u2} = 1,35 (1 + 6,732) = 10,438 \text{ KN/m}$$

$$M_u = 5,63 \text{ KN.m}$$

$$T_u = 10,84 \text{ KN}$$

$$P_{s1} = 1 + 1,989 = 2,989 \text{ KN/m}$$

$$P_{s2} = 1 + 6,732 = 7,732 \text{ KN/m}$$

$$M_s = 4,17 \text{ KN.m}$$

$$T_s = 8,032 \text{ KN}$$

**III.4.11.2.Ferraillage :**

	M	$\alpha$	$\beta$	As(cm <sup>2</sup> )	As adoptée (cm <sup>2</sup> )	Ferraillage
ELU	0.068	0.088	0.96	0,99	4,52	4HA12

Tableau III.15 : ferraillage poutre chaînage

**III.4.11.3.Etats Limites Service (Vérification)**

Comme la section est de la forme rectangulaire et le type des aciers est de nuance (FeE400) plus le type de fissuration peu préjudiciable.

Il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton.

Si la condition suivante est vérifiée ; pas de nécessité de vérifier la contrainte d'acier.

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$\gamma = \frac{M_u}{M_s}$	1,25
$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2.\mu})$	0,088
$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	0,088 $\leq$ 0,425...CV

**III.4.11.4. Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_{adm} = \min(0,2f_{c28}/\gamma_b; 5\text{MPa}) = \overline{\tau_{adm}} = 3,33\text{MPa}$$

Il faut vérifier que  $\tau_u = \frac{V_u}{bd} < \overline{\tau_{adm}}$

$$T_{max} = 10,84 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{10,84 \times 10^{-3}}{0,20 \times 0,17} = 0,318\text{MPa}$$

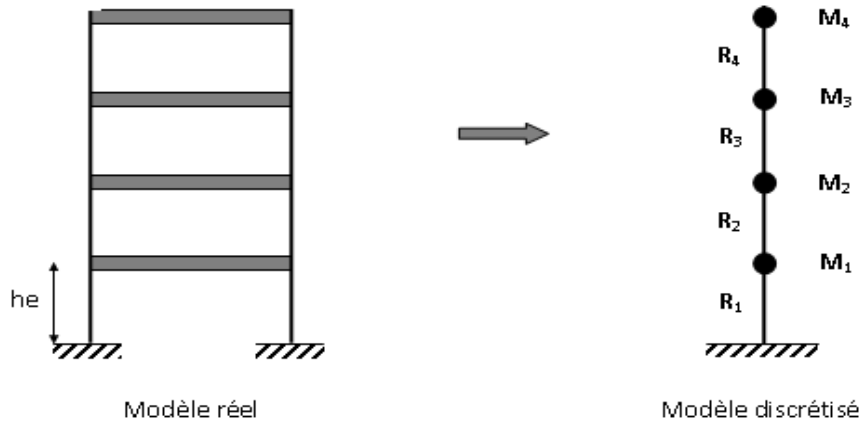
$$\tau_u < \overline{\tau_{adm}} = 3,33MPa \dots\dots CV$$

# **Chapitre IV**

**Calcul de la superstructure**

### IV.1.Phase sismique

Le séisme correspond à un mouvement du sol, ce mouvement peut entraîner la ruine des constructions et pour cela le règlement parasismique algérien est venu avec des règles en vigueur pour nous permettre d'étudier les constructions sous l'effet du séisme.



### IV.2.Méthodes utilisables :(RPA Art.4.1.1)

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant les trois méthodes :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse par accélérogramme.

### IV.3.Condition d'application : (RPA Art.4.1.2)

1- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au règlement, avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III

2- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres les conditions de hauteur énoncées en 1), les conditions complémentaires suivantes :

- Zone I : tous groupes
- groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

### IV.4.Modélisation : (RPA Art.4.2.2)

- Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté

en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux (2) directions puissent être découplés.

- La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir des sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.
- Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

**IV.5. Calcul de la force sismique totale :(RPA Art.4.2.3)**

La force sismique totale (V) appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans les deux directions orthogonales selon la formule suivante :

$$V = \frac{A.D.Q}{R}.W$$

Où :

A : Coefficient d'accélération de zone.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

Q : Facteur de qualité.

R : Coefficient de comportement global de la structure.

W : poids total de la structure

**IV.6.Détermination des coefficients de la formule :**

**a) Coefficient d'accélération de zone (A) :**

Lieu	Groupe d'usage	Zone	A
Batna	2	I	0.08

**Tableau(IV.1) : Coefficient d'accélération de zone (A)**

**b) Facteur d'amplification dynamique moyen (D) :**

Il est en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3)^{2/3} \cdot (3/T)^{5/3} \dots\dots\dots T \geq 3.0s \end{cases}$$



$T_2$  : Période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le RPA

Notre site est ferme (S2).

Donc :  $T_2 = 0.40$  sec.

$T$  : Estimation de la période fondamentale de la structure, calculée par la formule suivante :

$$T = C_T \times (h_N)^{3/4}$$

$h_N$  : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

Notre édifice  $h_N = 12.24$  m.

$C_t$  : Coefficient en fonction du système de contreventement et de type de remplissage ; donné par le RPA :  $C_t = 0.075$

$$T = 0.075 \times 12.24^{3/4} = 0.49 \text{ sec.}$$

On remarque que :

$$T_2 = 0,40 \leq T = 0,49 \leq 3,0 \text{ s} \implies D = 2,5\eta (T_2/T)^{2/3}$$

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement critique donné par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$$

Avec  $\xi$  : est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif du type de structure et de l'importance des remplissages :  $\xi = 6\%$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 6}} \geq 0.7$$

$$\eta = 0.93 > 0.7$$

$$\text{Donc : } D = 2,5 \cdot 0,93 \cdot (0,40/0,49)^{2/3} = 2,03$$

$$D = 2.03$$

**c) Coefficient de comportement global de la structure (R) :**

Pour le cas des portiques autostables sans remplissage en maçonnerie rigide :  $R = 5$

**d) Facteur de qualité (Q) :**

e) Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

f) - la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent

g) - la régularité en plan et en élévation

h) - la qualité du contrôle de la construction

i) La valeur de Q est déterminée par la formule :  $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$

j)  $P_q$  est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité  $q$  « est satisfait ou non ». Sa valeur est donnée comme suit :

Critère q	Pq	
	Sens OX	Sens OY
1. Conditions minimales sur les files de contreventement.	0	0.05
2. Redondance en plan	0.05	0
3. Régularité en plan	0	0
4. Régularité en élévation	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0.05	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0.1	0.1
<b>Valeur de Q</b>	<b>1.2</b>	<b>1.2</b>

**IV.7.Détermination des paramètres des combinaisons d'action :**

**Situation durable :**

ELU:  $1,35 \times G + 1,5 \times Q$

ELS:  $G + Q$

**Situation accidentelle :**

ACC :  $G + Q \pm 1,2 \times E$

ACC :  $G + Q \pm E$

ACC :  $0,8 \times G \pm E$

**Remarque :** Par l'exploitation de l'outil informatique ; on a utilisé le logiciel ROBOT pour la simulation (3D) du bâtiment en tenant compte les phases du calcul suivantes :

- **Phase modélisation 3D :** en introduisant les éléments constituant la structure avec leurs caractéristiques (sections, matériaux, conditions d'appuis) plus le choix des références de calcul.
- **Phase de charges :** dans cette phase ; les charges introduites sont : la charge permanente (G) et celle d'exploitation (Q) ainsi que la charge sismique (E) qui s'exprime par la étape modale en choisissant les normes du code parasismique algérien pour l'étape sismique pour introduire les caractéristiques dynamiques cités ci-dessus.
- **Phase de combinaisons :** cette étape consiste d'introduire toutes les combinaisons mentionnées au-dessus.
- **Phase de validation :** Avant de procéder l'analyse ; il faut vérifier la structure de toutes les erreurs possibles produites par une mauvaise étape de simulation.
- **Phase d'illustration des résultats :** dans cette phase ; les résultats voulus à aboutir sont : des informations sismiques plus des informations sur les sollicitations exercées aux éléments.

#### IV.8. Résultats de l'analyse :

##### IV.8.1. Phase dynamique :

Les valeurs des périodes et les facteurs de participations modales calculés par le logiciel ROBOT sont donnés dans le tableau suivant :

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]
4/ 1	3,21	0,31	1,75	67,92	0,00	1,75	67,92	0,00
4/ 2	3,37	0,30	52,70	81,60	0,00	50,95	13,68	0,00
4/ 3	3,50	0,29	88,65	88,33	0,00	35,95	6,72	0,00
4/ 4	7,29	0,14	88,65	88,33	0,00	0,00	0,01	0,00
4/ 5	7,52	0,13	88,70	88,33	0,00	0,05	0,00	0,00
4/ 6	9,24	0,11	88,77	95,61	0,00	0,07	7,28	0,00
4/ 7	9,59	0,10	94,12	96,48	0,00	5,34	0,87	0,00
4/ 8	9,85	0,10	96,98	97,17	0,00	2,87	0,69	0,00
4/ 9	11,11	0,09	96,98	97,17	0,00	0,00	0,00	0,00
4/ 10	11,70	0,09	97,15	97,17	0,00	0,16	0,00	0,00

**Figure IV.1 : Résultats - Analyse modale (selon le logiciel)**

Vu que le cumul des participations des masses pour les trois premiers modes ne valide pas la condition exigée par le règlement RPA 99 / version 2003, on a donc la possibilité de prendre toutes les réponses modales pour évaluer les forces sismique.

Pour valider les valeurs obtenues ; les règle RPA99 V 2003 exigent de vérifier que les périodes calculées par la méthode numérique à celle de la formule empirique en respectant que :  $T_{MN} \leq 1,30 T_{Fond}$

Pour notre cas :

$$T_{MN} = 0,31s \leq 1,30 \times 0,49 = 0,63s \text{ (CV)}$$

#### IV.8. 2-Application de la méthode d'analyse modale spectrale :

Selon l'RPA 99 / version 2003 (Art 4.2.3) ; l'action sismique est représentée par le spectre de calcul, correspondant au cas étudié, suivant :

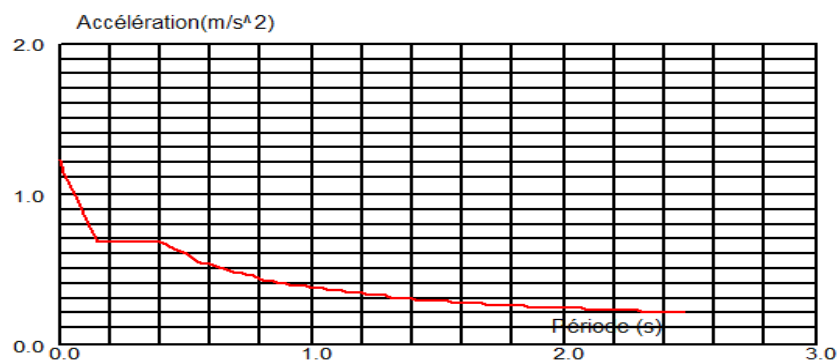


Figure IV.2 : courbe présentant le spectre de réponse ( $\zeta = 6\%$ ) – calculée par ROBOT

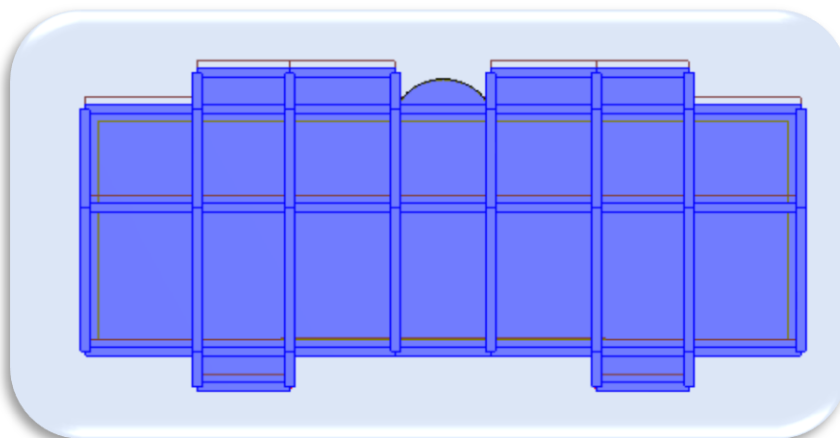
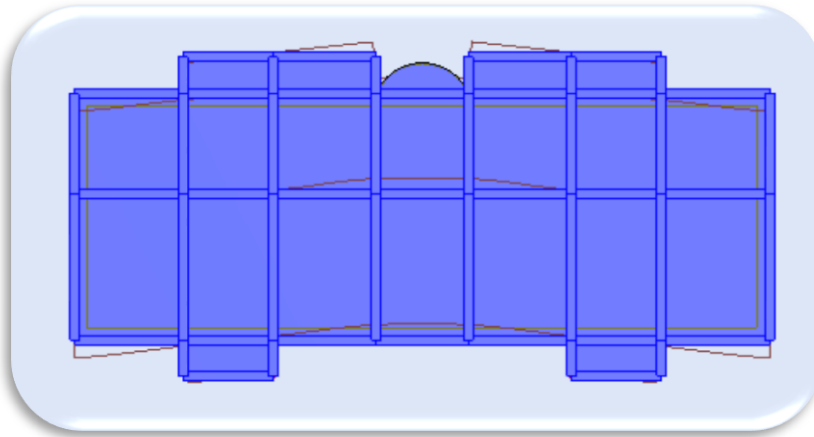


Figure IV.3 : 1<sup>er</sup> mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques sens X-Y (résultats de Robot)



**Figure IV.4 : 4<sup>ème</sup> mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques sens X-Y (résultats de Robot)**

**Remarque :** Il est remarqué que le deuxième et le troisième mode ont presque la même forme que le premier mode.

#### IV.9. Calcul de la force sismique statique :

Selon le RPA 99 / version 2003 :

$$V = \frac{A.D.Q}{R} . W$$

Sachant que :  $W = \sum_{i=1}^n w_i$

avec :  $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

$\beta$  : coefficient de pondération en fonction de la nature et la durée de la charge d'exploitation

Pour le type du bâtiment d'habitation :  $\beta = 0,20$

Poids total de la structure :  $W = 7111,81 \text{ KN}$

On a :

$$V_{xstatique} = V_{ystatique} = \frac{0,08 \times 2,03 \times 1,2}{5} \times 7111,81 \Rightarrow V = 277,19 \text{ KN}$$

#### IV.10. Résultantes des forces sismiques de calcul :

L'une des vérifications préconisée par le RPA99 version 2003 (art 4.3.6) est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base  $V_t$

obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de celle déterminée par l'utilisation de la méthode statique équivalente  $V$ .

Si  $V_t < 0.8 V$ , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport :  $r = \frac{0.8V}{V_t}$ .

**IV.10.1. Les réactions à la base:**

Noeud/Cas/Mode	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
<b>Cas</b>	5 - EX					
<b>Mode CQC</b>						
<b>Somme totale</b>	143,59	26,57	136,37	41,13	211,97	2,21
<b>Somme réactions</b>	142,92	10,51	0,01	91,42	1233,34	702,04
<b>Somme efforts</b>	142,93	10,51	0,01	91,41	1233,44	702,18
<b>Vérification</b>	285,85	21,01	0,02	182,83	2466,78	1404,22
<b>Précision</b>	1,76946e-002	2,54590e-002				
<b>Cas</b>	6 - EY					
<b>Mode CQC</b>						
<b>Somme totale</b>	19,49	144,48	277,08	224,20	28,78	2,83
<b>Somme réactions</b>	10,51	140,56	0,06	1216,10	91,33	1649,18
<b>Somme efforts</b>	10,51	140,55	0,01	1216,10	91,33	1649,15
<b>Vérification</b>	21,01	281,11	0,07	2432,20	182,66	3298,33
<b>Précision</b>	1,60652e-002	2,54590e-002				

**Tableau VI.3 : Les réactions à la base**

$$V_{X\text{dynamique}} = \sqrt{|F_x|^2 + |F_y|^2} = 143,30\text{KN}$$

$$V_{Y\text{dynamique}} = \sqrt{|F_x|^2 + |F_y|^2} = 140,95\text{KN}$$

	$V_{\text{dynamique}}$ (KN)	0.8 $V_{\text{statique}}$ (KN)	Observation
<b>Ex</b>	143,30	221,75	$V_t < 0,8V$
<b>Ey</b>	140,95	221,75	$V_t < 0,8V$

**Tableau VI.4: Vérification de la résultante des forces sismiques**

La condition n'est pas vérifiée il faudra donc augmenter tous les réponses (forces Déplacement, moments ....) Dans le rapport.  $0.8V/V_t$

**Remarque :** cette augmentation est déjà prise en considération par le logiciel Robot.

**IV.10.2.Vérification de déplacement :****Justification vis-à-vis de déformations :**

Selon l'RPA 99 / version 2003 (Art 5.10) : Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux autres qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage (h).

Le tableau suivant montre la comparaison entre les déplacements illustrés par le logiciel et celui exigé par le règlement.

Niveau	$\Delta_k(m)$	$\Delta_k(m)$	1%h	Condition
	X	Y		
3ème	0,002	0,002	0,0306	<b>C.V</b>
2ème	0,002	0,002	0,0306	<b>C.V</b>
1ème	0,001	0,002	0,0306	<b>C.V</b>
Rdc	0,001	0,001	0,0306	<b>C.V</b>

**Tableau IV-7 : résultats des déplacements des étages**

**Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ:**

Selon l'RPA 99 / version 2003 (Art 5.9) Les effets du 2° ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux

$$\Theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0,10$$

Avec

$V_K$  : Effort tranchant d'étage au niveau "k" :

$\Delta_K$  : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

$h_K$  : Hauteur de l'étage « k ».

- Si  $0,10 \leq \Delta_k \leq 0,20$ , les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1er ordre par le facteur  $1/(1 - \Delta_k)$ .
- Si  $\Delta_k > 0,20$ , la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Dans le sens x :

Niveau	$P_k(T)$	$\Delta_k(m)$	$V_k(T)$	$h_k$	$\theta_k$	$\theta_k < 0.1$
3ème	61,62	0,002	0,859	3,06	0,04688	C.V
2ème	61,50	0,002	1,703	3,06	0,02360	C.V
1ème	61,50	0,001	2,321	3,06	0,008592	C.V
Rdc	95,86	0,001	2,656	3,06	0,011794	C.V

Tableau : Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$  sens X (Combinaison Ex)

Dans le sens Y:

Niveau	$P_k(T)$	$\Delta_k(m)$	$V_k(T)$	$h_k$	$\theta_k$	$\theta_k < 0.1$
3ème	61,62	0,002	4,799	3,06	0,0083922	C.V
2ème	61,50	0,002	9,247	3,06	0,004346	C.V
1ème	61,50	0,002	12,513	3,06	0,003212	C.V
Rdc	95,86	0,001	14,426	3,06	0,0021715	C.V

Tableau : Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ sens X (Combinaison EY)

Donc  $\theta_k < 0.10$  dans tous les niveaux, donc l'effet P-  $\Delta$  est négligé

	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]	RX [Rad]	RY [Rad]	RZ [Rad]
MAX	0,3	0,4	0,0	0,000	0,000	0,000
Noeud	169	185	169	62	61	168
Cas	17 (C) (CQC)	19 (C) (CQC)	6	19 (C) (CQC)	17 (C) (CQC)	19 (C) (CQC)
Mode			CQC			
MIN	-0,2	-0,2	-0,1	-0,001	-0,000	-0,000
Noeud	175	172	189	185	62	167
Cas	18 (C) (CQC)	20 (C) (CQC)	7 (C)	7 (C)	18 (C) (CQC)	20 (C) (CQC)
Mode						

Tableau IV-5 : les résultats des déplacements des étages suivant les différentes combinaison sismiques



	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]
MAX	0,0	0,0	0,0
Barre	12	402	425
Cas	5	7 (C)	6
Mode	CQC		CQC
MIN	-0,0	-0,0	-0,2
Barre	104	401	412
Cas	7 (C)	7 (C)	7 (C)
Mode			

Tableau IV.6 : valeurs de la flèche des éléments

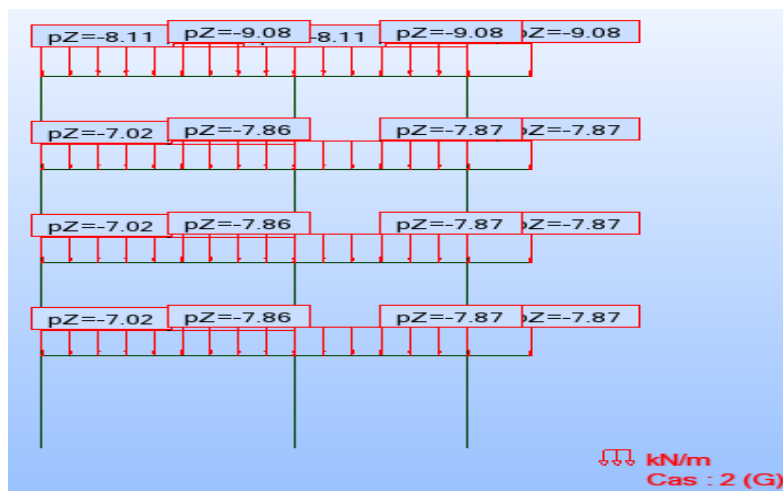


Figure IV.7:Charges portique (G)

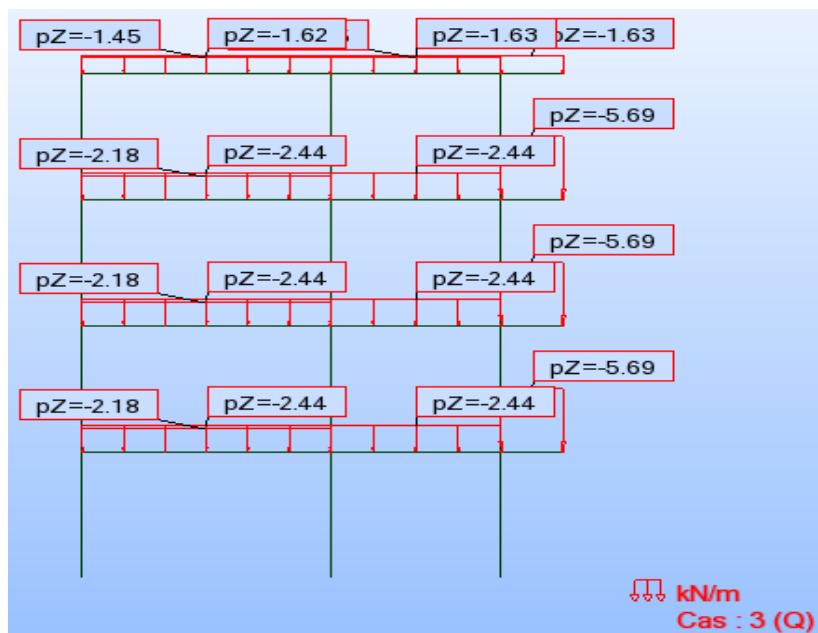


Figure IV.8:Charges portique (Q)

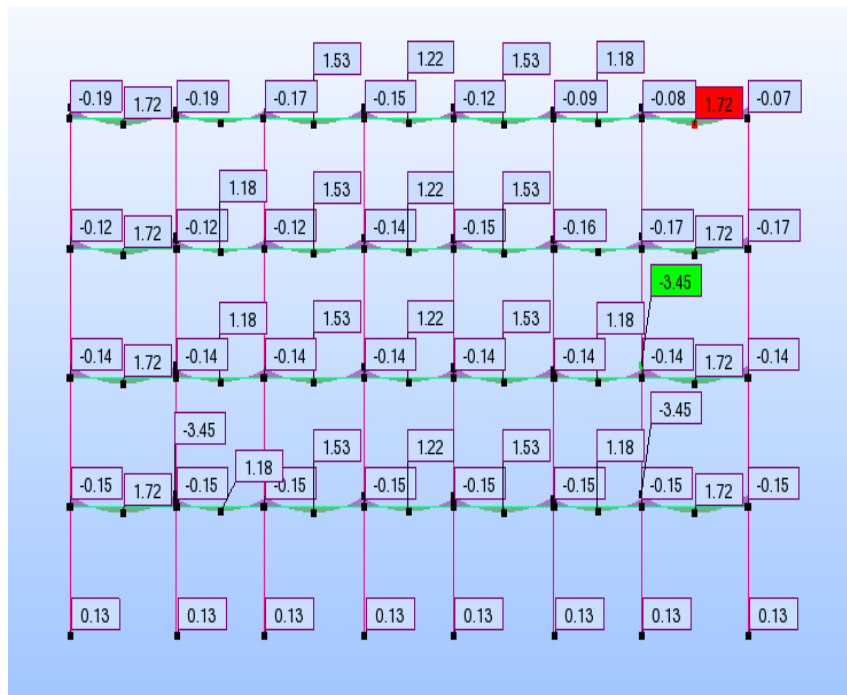


Figure IV.9: Moment à ELU deportique sens XX

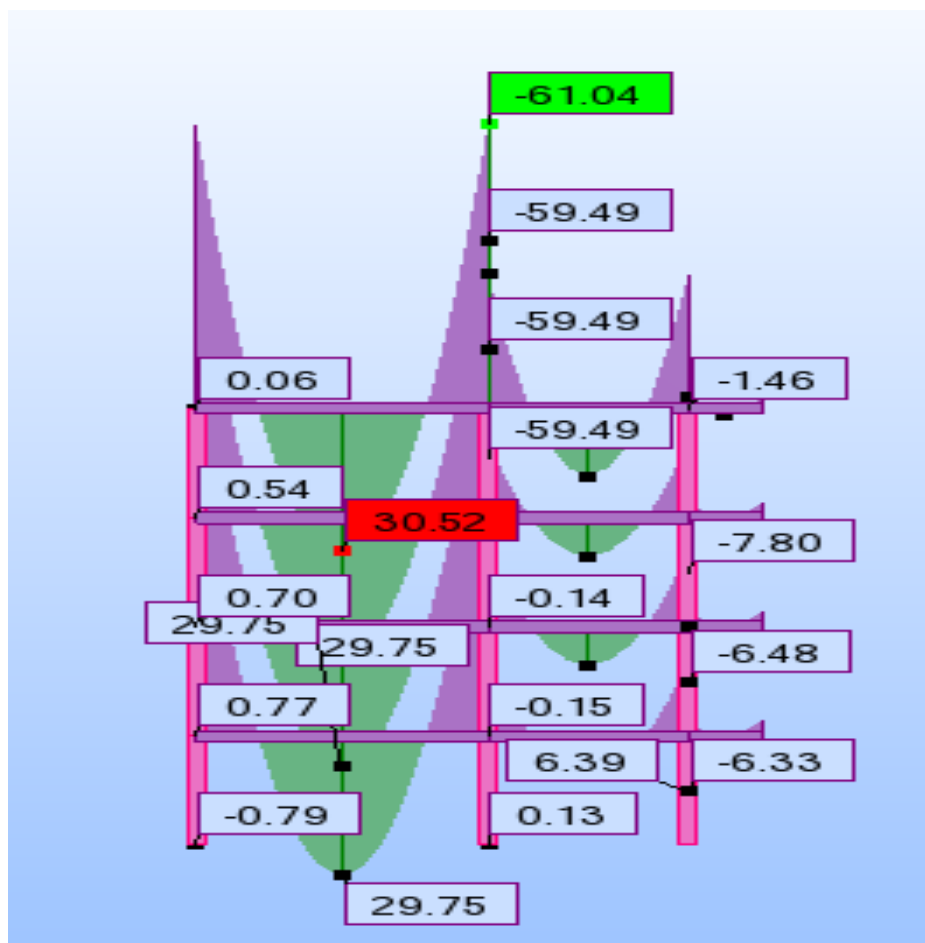


Figure IV.10: Moment à ELU de portique sens YY

IV.11.Evaluation des sollicitations et calcul du ferrailage

Selon le logiciel on choisit de prendre les valeurs globales extrêmes des sollicitations par les éléments :

IV.11.1. Poutre principale

Poutre principale	Combinaisons	$M_{tmax}$ (KN.m)	$M_{amax}$ (KN.m)	$N_{max}$ (KN.m)	$T_{max}$ (KN)
Axe6.B-C	1.35G+1.5Q	34,33	69,09	1,53	73,90
	G+Q	25,06	50,43	1,11	53,95
	G+Q±E <sub>Y</sub>	22,30	45,09	0,97	47,71
	0.8G±E <sub>Y</sub>	15,25	30,84	0,66	32,56

Le tableau ci-dessus présente l'illustration des résultats obtenus par le code ROBOT

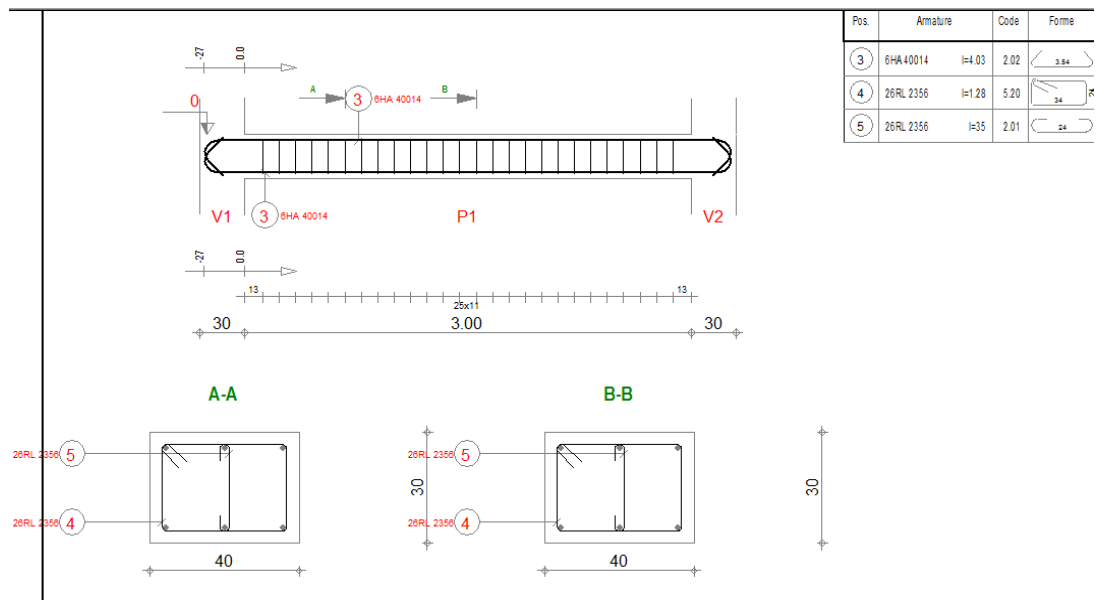



Figure IV.11: Ferrailage la poutre principale

## IV.11.2- Poutre secondaire

Poutre secondaire	Combinaisons	$M_{tmax}$ (KN.m)	$M_{amax}$ (KN.m)	$N_{max}$ (KN.m)	$T_{max}$ (KN)
AxeA 7-8	1.35G+1.5Q	7,39	14,54	-0,77	17,07
	G+Q	5,46	10,69	-0,55	12,70
	G+Q±E <sub>x</sub>	4,41	10,69	0,28	10,02
	0.8G±E <sub>x</sub>	3,44	8,51	0,42	8,68

Illustration des résultats obtenus par le logiciel Robot

	BaeR - Version 1.01.026	03/05/17
	poutre secondaire travée A 7-8	
	poutre secondaire travée A 7-8	
		Page 1 / 1

Données saisies :

Largeur section :	0,3	m
Hauteur section :	0,35	m
Position centre de gravité des armatures supérieures :	0,03	m
Position centre de gravité des armatures inférieures :	0,03	m
Contrainte du béton :	25	MPa
Limite élastique de l'acier :	400	MPa
Coefficient d'équivalence acier/béton :	15	
Coefficient de durée d'application des charges :	1,0	
Coefficient de sécurité du béton :	1,5	
Coefficient de sécurité de l'acier :	1,15	

Effort normal ELU :	0	kN
Moment fléchissant ELU :	7,39	kN.m

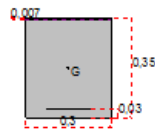
Effort normal ELS :	0	kN
Moment fléchissant ELS :	5,46	kN.m
Section armatures supérieures ELS :	0,00	cm <sup>2</sup>
Section armatures inférieures ELS :	0,67	cm <sup>2</sup>

Fissuration peu préjudiciable

Résultats des calculs aux ELU

Section des armatures supérieures :	0,00	cm <sup>2</sup>
Section des armatures inférieures :	0,67	cm <sup>2</sup>

Position de l'axe neutre :  $y_0 = 0,007$  m

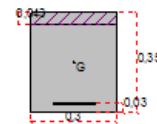



Résultats des calculs aux ELS

Contrainte de la fibre supérieure du béton :	2,8	MPa
Contrainte des armatures inférieures :	-267,7	MPa
Contrainte de la fibre inférieure du béton :	0,0	MPa

Contrainte admissible de la fibre supérieure du béton :	15,0	MPa
Contrainte admissible des armatures inférieures :	400,0	MPa
Contrainte admissible de la fibre inférieure du béton :	15,0	MPa

Position de l'axe neutre :  $y_0 = 0,043$  m



	BaeR - Version 1.01.026	03/05/17
	poutre secondaire appai axe A 7-8	
	poutre secondaire travée A 7-8	
		Page 1 / 1

Données saisies :

Largeur section :	0,3	m
Hauteur section :	0,35	m
Position centre de gravité des armatures supérieures :	0,03	m
Position centre de gravité des armatures inférieures :	0,03	m
Contrainte du béton :	25	MPa
Limite élastique de l'acier :	400	MPa
Coefficient d'équivalence acier/béton :	15	
Coefficient de durée d'application des charges :	1,0	
Coefficient de sécurité du béton :	1,5	
Coefficient de sécurité de l'acier :	1,15	

Effort normal ELU :	0	kN
Moment fléchissant ELU :	14,54	kN.m

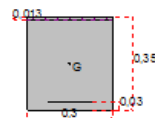
Effort normal ELS :	0	kN
Moment fléchissant ELS :	10,69	kN.m
Section armatures supérieures ELS :	0,00	cm <sup>2</sup>
Section armatures inférieures ELS :	1,33	cm <sup>2</sup>

Fissuration peu préjudiciable

Résultats des calculs aux ELU

Section des armatures supérieures :	0,00	cm <sup>2</sup>
Section des armatures inférieures :	1,33	cm <sup>2</sup>

Position de l'axe neutre :  $y_0 = 0,013$  m



Résultats des calculs aux ELS

Contrainte de la fibre supérieure du béton :	4,0	MPa
Contrainte des armatures inférieures :	-267,7	MPa
Contrainte de la fibre inférieure du béton :	0,0	MPa

Contrainte admissible de la fibre supérieure du béton :	15,0	MPa
Contrainte admissible des armatures inférieures :	400,0	MPa
Contrainte admissible de la fibre inférieure du béton :	15,0	MPa

Position de l'axe neutre :  $y_0 = 0,059$  m

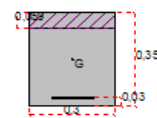


Figure VI.12 : Ferrailage de la poutre secondaire

**IV.11.3.1. Contrainte tangentielle**

$$T_{\max} = 17,07 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{T_{\max}}{b_0 \times d} = \frac{17,07 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,32} = 0,177 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ Mpa}$$

**IV.11.3.2. Armatures transversales BAEL 91 Art 7.2.2**

$$\text{soit } F_e = 235 \text{ Mpa} \quad ; \quad F_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$\frac{A_t}{b \times S_t} \times \frac{F_e}{\gamma_s} = \frac{\tau_u - 0,3 \times K \times F_{t28}}{0,9 \times (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$K = 1 \quad ; \quad \alpha = 90$$

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{0,177 - 0,3 \times 1 \times 2,1}{0,9} \times 30 \times \frac{1,15}{235}$$

$$\frac{A_t}{S_t} = -0,073 \text{ cm}^2 / \text{cm}$$

**IV.11.3.3. Pourcentage minimal**

$$\frac{A_t}{b \times S_t} \times F_e > 0,4 \text{ Mpa} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} > \frac{0,4 \times 30}{235} = 0,051 \text{ cm}^2 / \text{cm}$$

$$\frac{A_t}{S_t} = \max\{-0,073; 0,051\} = 0,051 \text{ cm}^2 / \text{cm}$$

**IV.11.3.4- Diamètre des armatures :**

D'un

$$\Phi \leq \begin{cases} \frac{h}{35} = \frac{350}{35} \\ \Phi_{\min} = 12 \\ \frac{b_0}{10} = \frac{300}{10} \end{cases} \Rightarrow \Phi < 12 \text{ mm}$$

$$S_t \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(28,8; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

$$\frac{A_t}{S_t} = 0,051 \Rightarrow A_t = 0,051 \times 20 = 1,02 \text{ cm}^2$$

Finalement on prend  $A_t = 4\Phi 6 = 1,13$  avec  $S_t = 20 \text{ cm}$

Vérification avec RPA :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{2}; 12L; 30 \text{ cm}\right)$$

$$S_t' = \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17,5 \text{ cm}$$

$$S_t = 10 \text{ cm}$$

$$A_t = 0,003 \times 10 \times 30 = A_t = 0,9 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 4\Phi 6 = 1,13 \text{ cm}^2$$

#### IV.11.4.Poteaux

La section transversale choisie est (30x30).

Le calcul présenté est fait pour un poteau prototype ; en tenant en considération le cas le plus défavorable de sollicitations exercées au poteau choisi au calcul.

Les tableaux ci-dessus présentent l'illustration des résultats obtenus par le logiciel Robot

RDC :

Poteaux	Combinaisons	N <sub>max</sub> (KN)	N <sub>corresp</sub> (KN)	M <sub>max</sub> (KN.m)	M <sub>corresp</sub> (KN.m)	T(KN)
30X30 Axe(4-C)	1.35G+1.5Q	504,42	468,42	6,39	6,33	6,65
	G+Q	367,94	341,88	4,60	4,55	4,78
	G+Q±1.2 <sup>E</sup>	283,60	229,23	15,45	15,40	8,36
	0.8G±E	186,48	146,02	12,23	12,18	8,13

2<sup>ème</sup> Etage :

Poteaux	Combinaisons	N <sub>max</sub> (KN)	N <sub>corresp</sub> (KN)	M <sub>max</sub> (KN.m)	M <sub>corresp</sub> (KN.m)	T(KN)
30X30 Axe (4-C)	1.35G+1.5Q	378,73	342,63	6,34	6,48	4,12
	G+Q	276,36	250,22	4,55	4,66	2,96
	G+Q±1.2E	209,82	170,92	13,88	13,56	5,11
	0.8G±E	138,13	110,59	10,91	10,66	4,99

## IV.11.5.Exemple de calcul (Poteau RDC 4-C)

$$e_1 = \frac{M}{N} = \frac{12,18 \times 10^2}{186,48} = 6,53 \text{ cm}$$

Le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section (b.h) et (N) est un effort de compression. La section est partiellement comprimée si la formule suivante est remplie :



$$N(d - c') - M_A \leq (0,337h - 0,81.c') . b . h . f_{bc}$$

On prend :  $c' = c = 2,5 \text{ cm}$

$$M_A = M + N \left( \frac{h}{2} - c \right) = 12,18.10^2 + 186,48 (15-3) = 3455,76 \text{ KN.cm}$$

$$186,48(27-3) - 3455,76 \leq (0,337.30 - 0,81.3) . 30 . 30 . 21,74 . 10^{-1}$$

$$1019,76 \leq 15026,68 \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$L_f = 0,7 L_0 = 0,7.3,06 = 2,142 \text{ m}$$

$$\frac{L_f}{h} = \frac{2,142}{0,3} = 7,14$$

$$\frac{20.e_1}{h} = \frac{20.6,53}{30} = 4,35$$

$$\frac{L_f}{h} = 7,14 \leq \max \left\{ 15 ; \frac{20.e_1}{h} \right\} = 15 \dots \dots \text{C.V}$$

Donc, le calcul est comme suit :

$$M_G = N . e_T = N . (e_1 + e_a + e_2)$$

Selon les règles BAEL,

$e_1$  : excentricité due à la résultante des contraintes normales (verticales).

$e_a$  : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (après exécution).

$$e_a = \max \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right\} = \max \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{306}{250} = 1,224 \text{ cm} \right\} = 2 \text{ cm}$$

$e_2$  : excentricité de deuxième ordre.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_e} = \frac{2,59}{2,59 + 1,27} = 0,670$$

$$\phi = 2$$

$$e_2 = \frac{3L_f^2}{10^4 . h} (2 + \alpha \phi) = \frac{3.2,142^2}{10^4 . 0,3} (2 + 0,670.2) = 0,0153 \text{ m} = 1,53 \text{ cm}$$

$$e_T = 6,53 + 2,00 + 1,53 = 10,06 \text{ cm}$$

$$M_G = N \cdot e_T = 186,48 \cdot 0,1006 = 18,75 \text{ KN.m}$$

$$M_A = 18,75 + (186,48 \cdot 0,0653) = 30,92 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_A}{f_{cb} \cdot b \cdot d^2} = \frac{30,92 \cdot 10^{-3}}{21,74 \cdot 0,3 \cdot 0,27^2} = 0,065 < \mu_i$$

$$A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}) = 0,084$$

$$\beta = 1 - 0,4 \cdot \alpha = 0,96$$

### Armatures tendues en flexion simple

$$A_l = \frac{M_A}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{30,92 \cdot 10^{-3}}{400 \cdot 0,96 \cdot 0,27} = 2,98 \text{ cm}^2$$


### Armatures en flexion composée

$$A = A_l - \frac{N}{\sigma_s} = 2,98 - \frac{18,648 \cdot 10^4}{100 \cdot 400} = -1,68 \Rightarrow A < 0$$

**Remarque :** Selon le calcul on remarque que l'effet de compression est plus dominant que celui de la flexion, on a donc la conséquence de tenir le ferrailage minimal exigé par les règlements ( $A_{\min} \text{RPA}$ ,  $A_{\min} \text{BAEL}$ ).

$$A_{\min} \text{RPA} = 0,7\% \cdot b \cdot h = 0,007 \cdot 30 \cdot 30 = 6,3 \text{ cm}^2$$

On va prendre **6HA12**

	BaelR - Version 1.02.035	18/05/2017
	Poteau 4-C (RDC)	
	Poteau 4-C (RDC)	Page 1 / 1

**Données saisies :**

Largeur section : 0,3 m  
 Hauteur section : 0,3 m  
 Position centre de gravité des armatures supérieures : 0,03 m  
 Position centre de gravité des armatures inférieures : 0,03 m  
 Contrainte du béton :  $f_{ct}$  25 MPa  
 Limite élastique de l'acier :  $f_{yk}$  400 MPa  
 Coefficient d'équivalence acier/béton : 15  
 Coefficient de durée d'application des charges :  $\theta$  1  
 Coefficient de sécurité du béton :  $\gamma_b$  1,5  
 Coefficient de sécurité de l'acier :  $\gamma_s$  1,15

Effort normal ELU : 367,9 kN  
 Moment fléchissant ELU : 37,01 kN\*m

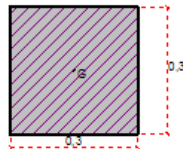
Effort normal ELS : 186,5 kN  
 Moment fléchissant ELS : 18,75 kN\*m  
 Section armatures supérieures ELS : 0 cm<sup>2</sup>  
 Section armatures inférieures ELS : 6,78 cm<sup>2</sup>

Fissuration peu préjudiciable

**Résultats des calculs aux ELU**

Section des armatures supérieures : 0 cm<sup>2</sup>  
 Section des armatures inférieures : 0 cm<sup>2</sup>

Section entièrement comprimée.



**Résultats des calculs aux ELS**

Contrainte de la fibre supérieure du béton : 6,53 MPa  
 Contrainte des armatures inférieures : -28,1 MPa  
 Contrainte de la fibre inférieure du béton : 0 MPa

Contrainte admissible de la fibre supérieure du béton : 15 MPa  
 Contrainte admissible des armatures inférieures : 400 MPa  
 Contrainte admissible de la fibre inférieure du béton : 15 MPa

Position de l'axe neutre :  $y_0 = 0,21$  m

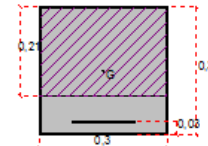


Figure IV.13: Ferrailage de poteau (RDC) axe 4-Cpar le code socotec

**Remarque :** le ferrailage proposé par le logiciel Robot présente un taux d'aciers ( $A_s = 4HA14 = 6,16 \text{ cm}^2$ ) assez convenable avec celui exigé par les règlements ( $A_s = 6,3 \text{ cm}^2$ ).

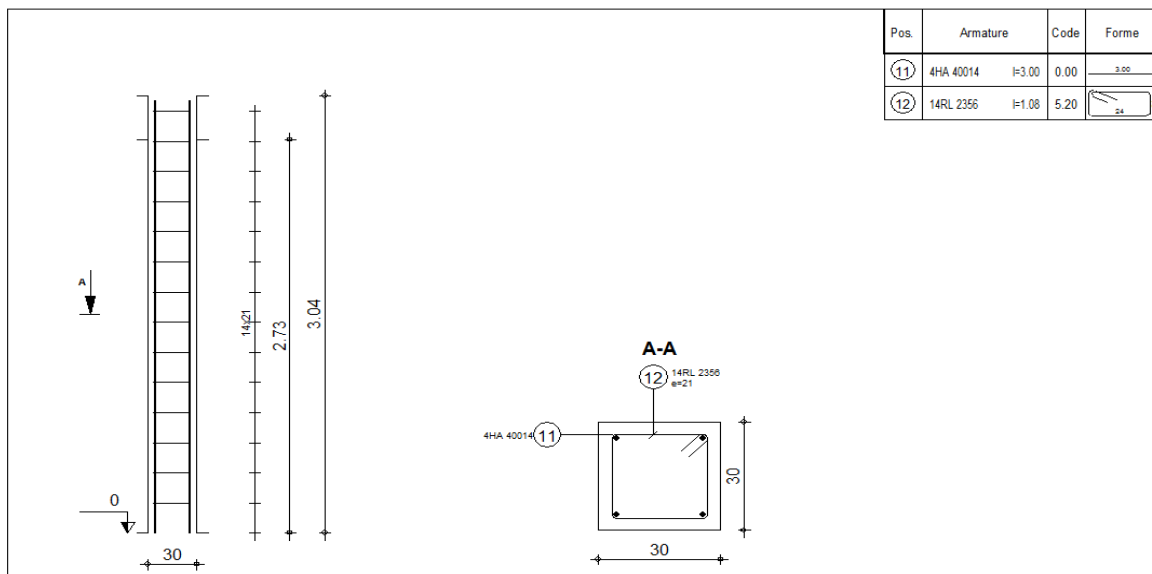


Figure IV.14:Ferrailage de poteau (RDC) axe 4-Cpar le code ROBOT

# **Chapitre V**

**Etude de l'infrastructure**

## V.1. Fondations

### V.1.1. Capacité portante

L'estimation de la capacité portante du sol est déterminée à travers les résultats des essais de laboratoire, d'où les constructions seront fondées sur des semelles superficielles. L'appréciation du taux de travail pour ce type de fondation, est donnée par la formule de Terzagui :

$$q_{adm} = \gamma \cdot D + \frac{1}{3} \left[ \left( 1 - 0,2 \frac{B}{A} \right) \gamma \frac{B}{2} N_\gamma + \gamma D (N_q - 1) + \left( 1 + 0,2 \frac{B}{A} \right) c N_c \right]$$

Où,

$\gamma$  : Densité du sol

D : Ancrage des semelles

B et A : Dimensions de la semelle

c : Cohésion

$N_\gamma, N_q, N_c$  : Facteurs de portance dépendant de  $\phi$

### V.1.2. Pour une semelle carrée

$$q_{adm} = \gamma D + \frac{1}{3} \left[ \left( 0,4 \gamma B N_\gamma + \gamma D (N_q - 1) + 1,2 c N_c \right) \right]$$

Avec,

$$\gamma = 1,8 \text{ t/m}^3$$

$$C_u = 0,20 \text{ bar}$$

$$\phi_u = 20^\circ \Rightarrow N_\gamma = 4,97 \quad , \quad N_q = 6,40 \quad , \quad N_c = 14,8$$

D : Ancrage

B : largeur de la semelle (1,5 m) proposée

La contrainte admissible du sol donnée en bars est la suivante :

D (m)	q <sub>adm</sub> (bars)
1.00	1.9
1.50	2.1
2.0	2.4

**Note :** le calcul exposé ci-dessous est donné comme un prototype de calcul des semelles.

### V.1.3. Prédimensionnement \_Semelle (D-3)

$$\text{Condition : } \frac{a}{b} = \frac{A}{B} = \frac{30}{30} = 1 \Rightarrow A = B$$

Si on suppose une valeur préliminaire :  $A = B = 2,5 \text{ m}$ , on va, en suite, vérifier cette dimension. Qui nous donne  $\bar{\sigma}_{sol} = q_{adm} = 2,24 \text{ bars}$

### V.1.4. Vérification des dimensions proposées

$$\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N_{ser}}{A.B} \Rightarrow A.B \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$A = B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{47,757}{22,4}} = 1.46m$$

On adopte,  $A = B = 1.5 \text{ m}$

$$d_a \geq \frac{B-b}{4} = 0,3m \quad , \text{ on prend } d_a = 0,4 \text{ m}$$

D'où,

$$d_b \leq A-a = 1,2m$$

$$\text{Donc, } d_b = d_a + 1cm = 41 \text{ cm}$$

$$\text{Avec un enrobage : } C = 4 \text{ cm} \Rightarrow h_t = d_b + C = 45 \text{ cm}$$

$$\text{Si on choisit un type de semelle à glacis, on prend } h_1 = \frac{h_t}{2} = 22,5 \text{ cm}$$

**V.1.5 Vérification de non poinçonnement**

Il faut vérifier que  $P'u \leq P'u_{lim}$

$$P'u = (P_u + 1,35G_0) \cdot \left(1 - \frac{b_2 \cdot a_2}{A \cdot B}\right)$$

Avec :  $b_2 = b + 2h = 0,3 + 2 \cdot 0,45 = 1,2$  ;  $a_2 = a + 2h = 0,3 + 2 \cdot 0,45 = 1,2$

$$P'u = (18,648 + 1,35 \cdot 23,99) \cdot 0,36 = 18,37t$$

$$P'u_{lim} = 0,045 \cdot u_c \cdot h' \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

$U_c$  : périmètre du rectangle d'inpart au niveau de feuillet moyen

$$a = b \dots \dots \dots a_1 = b_1 = a + h = 0,3 + 0,45 = 0,75m$$

$$U_c = 2(b_1 + a_1) = 2 \cdot (0,75 + 0,75) = 3m$$

$$h' = h = 0,45m$$

$$P'u_{lim} = 0,045 \cdot 3 \cdot 0,45 \cdot \frac{25}{1,5} = 101,25t$$

$$P'u = 18,37t \leq P'u_{lim} = 101,25t \dots \dots \dots CV$$

**V.1.6. Stabilité au renversement** Combinaison (0.8G + E)

$$N = 18,648t$$

$$M = 1,223t \cdot m$$

Selon RPA99, il exige que  $e \leq \frac{B}{4}$

$$N_{tot} = N + 0,8(N_{semelle} + N_{sol})$$

Poids du sol

$$V_{tot} = (h_t - h_1) \left[ \left( \frac{A+a}{2} \cdot \frac{B-b}{2} \right) + \left( \frac{A-a}{2} \cdot \frac{B+b}{2} \right) \right] = 0,337m^3$$

$$P_{sol} = \gamma_{sol} \cdot [V_t + (D - h_t)(A \cdot B - a \cdot b)] = 4,689t$$

Poids semelle

$$P_{\text{semelle}} = \gamma_b \cdot [(A \cdot B \cdot h_t) - V_t + (D - h_t) \cdot a \cdot b] = 2t$$

$$N_{\text{tot}} = N + 0.8(N_{\text{semelle}} + N_{\text{sol}}) = 18,648 + 0,8(2 + 4,689) = 23,99 \text{ t}$$

$$\text{Alors, } e = \frac{M}{N} = \frac{1,223}{23,99} = 0,05 \leq \frac{B}{4} = 0,375 \dots\dots CV$$

La semelle est stable.

### V.1.7.Vérification de la contrainte du sol (Combinaison : G+Q+1.2E)

$$N = 28,360t$$

$$M = 1,545t.m$$

$$N_{\text{tot}} = N + N_{\text{semelle}} + N_{\text{sol}} = 28,360 + 2 + 4,689 = 35,049 \text{ t}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{1,545}{35,049} = 0,044 \leq \frac{B}{6} = \frac{1,5}{6} = 0,25 \dots\dots CV$$

Alors, l'effort normal tombe à l'intérieur du noyau central de la semelle.

$$\sigma_1 = \frac{N}{A \cdot B} \left(1 + \frac{6e}{B}\right) = \frac{35,049}{1,50 \cdot 1,50} \left(1 + \frac{6 \cdot 0,044}{1,5}\right) = 18,31t/m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A \cdot B} \left(1 - \frac{6e}{B}\right) = \frac{35,049}{1,50 \cdot 1,50} \left(1 - \frac{6 \cdot 0,044}{1,5}\right) = 12,83t/m^2$$

Par conséquent, la contrainte du sol est sous forme de trapèze.

### Contrainte moyenne

$$\sigma_{\text{sol}} = \sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \cdot 18,31 + 12,83}{4} = 16,94 \text{ t/m}^2$$

### Vérification

$$\sigma_{\text{sol}} \leq 1,5\bar{\sigma} \quad 1,694 \leq 1,5 \cdot 2,24 = 3,36 \text{ bars} \dots\dots CV$$

### V.1.8.Ferrailage (Combinaison : 1,35G + 1,5Q)

$$N_u = 50,442t$$

$$M = 0,639t.m$$

En tenant compte du poids propre du sol et de semelle.

$$N_{\text{tot}} = 50,442 + 1,35(2 + 4,689) = 59,5 \text{ t}$$



$$e = \frac{M_u}{N_{\text{utot}}} = \frac{0,639}{59,5} = 0,01 < \frac{B}{24} = 0,062\text{m}$$

En conséquence, la semelle est entièrement comprimée.

$$A_b = \frac{N'(B-b)}{8d_b\sigma_s}, \quad A_a = \frac{N'(A-a)}{8d_a\sigma_s}$$

$$D'où, N' = N_{\text{utot}} \cdot \left(1 + \frac{3e}{B}\right) = 59,5 \cdot \left(1 + \frac{3 \cdot 0,01}{1,5}\right) = 60,69\text{t}$$

$$A_b = \frac{60,96 \cdot (150 - 30) \cdot 10^2}{8 \cdot 41 \cdot 347,826} = 6,41 \text{ cm}^2$$

$$A_a = \frac{60,69 \cdot (150 - 30) \cdot 10^2}{8 \cdot 40 \cdot 347,826} = 6,54 \text{ cm}^2$$

Comme la fissuration est préjudiciable, on va donc majorer la section d'armatures par 10% , selon les règles BAEL91.

$$A_b = (6,41 \cdot 10/100) + 6,41 = 7,051 \text{ cm}^2$$

$$A_a = (6,54 \cdot 10/100) + 6,54 = 7,194 \text{ cm}^2$$

On adopte comme ferrailage final :

$$A_a = 8\text{HA}12 = 9,04 \text{ cm}^2$$

$$A_b = 8\text{HA}12 = 9,04 \text{ cm}^2$$

### V.1.9. Espacement :

$$(150-8)/7 = 20,28 \text{ cm}$$

Alors ; on va prendre  $St = 20 \text{ cm}$

### V.1.10. Longueur des barres et leur mode d'ancrage

Pour déterminer la longueur des barres et leur mode d'ancrage, on calcule la longueur de

$$\text{scellement : } l_s = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_e}{0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{ij}} = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}}$$

$$\psi_s = 1,6 \quad \dots \text{ Barres HA}$$

$$\phi = 12mm$$

$$l_s = \frac{1,2}{4} \cdot \frac{400}{0,6 \cdot 1,6^2 \cdot 2,1} = 37,20cm$$

$$\frac{B}{8} \leq l_s \leq \frac{B}{4} \iff 18,75 \leq 37,20 \leq 37,5 \text{ cm} \dots C.V$$

Finalement, les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle mais peuvent ne pas comporter des crochets.

**Remarque :** le ferrailage de la semelle est représenté à l'annexe du ferrailage des éléments de la structure.

## V.2. Longrines

### V.2.1.Introduction

Les longrines sont des poutres de chaînage reposants sur le sol, elles situées juste au dessus des semelles. Elles servent à solidariser les points d'appuis entre les poteaux de même bloc, tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appuis dans le plan horizontal. Elles transforment l'effort normal provenant par les charges et surcharges en un effort de traction.

### V.2.2.Prédimensionnement

Pour un sol de fondation de catégorie (S2), les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont (25x30) cm selon R.P.A 99/V2003(Art10.1.1).

On adopte :  $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$

### V.2.3.Sollicitations

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force « F »

égale à :  $F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$

N : Effort normal à la base du poteau le plus sollicité.

$\alpha$  : Coefficient de site en fonction de la zone sismique.

Dans notre cas :  $\alpha = 15$  (Zone I; Site S<sub>2</sub>) R.P.A 99/V2003 (Art10.1.1 tableau 10.1)

### V.2.4.Ferraillage

#### Etat limite ultime

Les armatures longitudinales sont données par :  $A_u \geq \frac{F}{\sigma_s}$

On a :  $N_u = 526,6893 \text{ KN}$  (Force à la base estimée par la descente des charges).

$N_1 = 500,26 \text{ KN}$  (force à la base estimée par le logiciel Robot).

$N = \max ( N_u , N_1 ) = 526,6893 \text{ KN}$

Alors :

$$A_{ul} \geq \frac{526,6893 \cdot 10^{-3}}{15.347,826} = 1,009 \text{ cm}^2$$

### V.2.5. Condition de non fragilité

$$A \geq \frac{B \cdot f_{tj}}{f_e} = \frac{30.35.2,1}{400} = 5,513 \text{ cm}^2$$

### Etat limite de service

La fissuration est considérée comme préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \inf \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\} \approx 202 \text{ MPa}$$

Avec,  $N_{\text{ser}} = 383,781 \text{ KN}$

$$A_{s \geq} \frac{383,781 \cdot 10^{-3}}{15.202} = 1,2 \text{ cm}^2$$

### V.2.6. Section minimale donnée par le R.P.A 99

$$A_r \geq 0,6\% \cdot B = 0,006.35.30 = 6,30 \text{ cm}^2$$

On adopte  $A = \max \{ A_{ul}; A_s; A_r \} = 6,30 \text{ cm}^2$

On prend : **6HA12**

### V.2.7. Armatures transversales

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{12}{3} = 4 \text{ mm}$$

On adopte :  $\phi_t = 6 \text{ mm}$

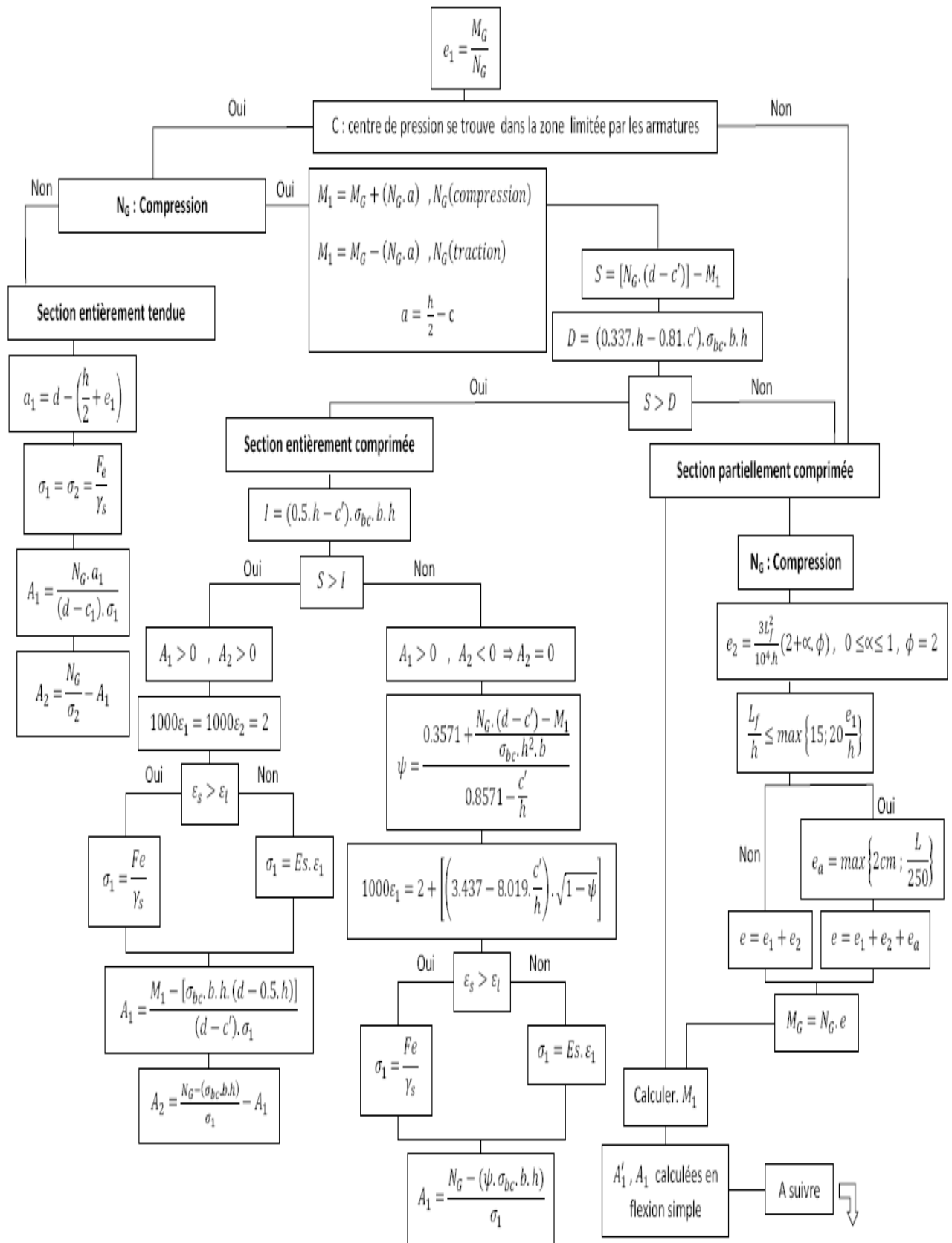
### V.2.8. Espacement

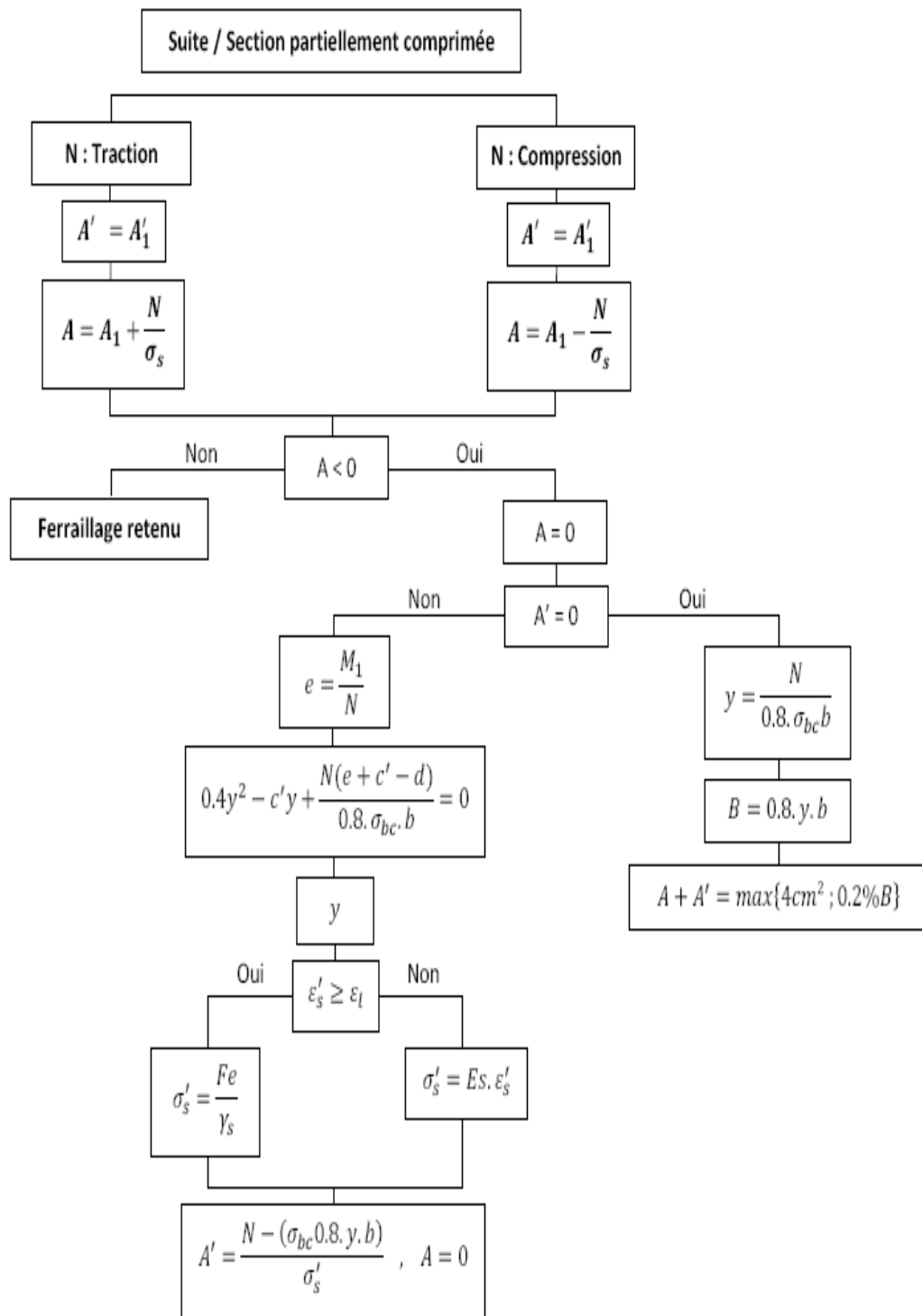
$$S_t \leq \min \{ 20 \text{ cm}; 15\phi_t \} = \{ 20 \text{ cm}; 18 \} ;$$

On adopte :  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

**Remarque :** le ferrailage des longrines est représenté à l'annexe du ferrailage des éléments de la structure.

## Organigramme Flexion composée





**ANNEXES DU  
FERRAILLAIGE  
DES ELEMENTS**

# Conclusion



### CONCLUSION

L'étude est faite pour un bâtiment destiné à l'usage d'habitation composé d'un ( RDC + 3 étages), qui a été contreventé par des portiques auto-stables (poteaux-poutres) .

L'étude de ce projet nous a permis d'approfondir nos connaissances en matière de calcul des structures , en utilisant les méthodes de calcul courantes et aussi d'introduire des nouvelles méthodes numériques qui se basent sur la méthode des éléments finis , et cela par l'exploitation du logiciel Robot qui représente est un moyen très fiable et rapide .

Cette étude nous a permis aussi d'élargir nos connaissance en matière de DAO (dessin assisté par ordinateur) , et cela par l'utilisation de logiciel AutoCad2 pour le dessin des plans de coffrages et ferrailage , qui de minimise le temps de réalisation et la possibilité de rectification rapide des fautes .

**Bibliographie**

**Livres**

1. **Henri RENAUD et Jacques LAMIRAULT** : BETON ARME Guide de calcul

2. **Jean Perchat / Jean Roux** :

-Pratique de BAEL 91 (Cours avec exercice corrigés ) Edition / Eyrolles (2000)

-Maîtrise du BAEL 91 et des DTU associés Edition / Eyrolles (2000)

3. **Kharroubi Mohamed Bourouba** :

Mémoire de fin d'étude En vue de l'obtention de diplôme d'ingénieur d'état

**Documents technique réglementaires**

1.les règles parasismiques algériennes (RPA 99/version 2003 DTR-BC-2-48).

2.charges permanentes et surcharges (DTR-BC-2-48).

3.les règlements de béton armé aux états limites (BAEL 91)

**Outils informatique :**

- OTOCAD ( Dessin et conception )

-RDM6 ( Calcul des sollicitation )

-ROBOT ( modélisation en 3D de la structure )

-SOCOTEC ( Calcul du ferrailage et vérification )

-Microsoft Office Excel ( calcul )

- Microsoft Office Word ( Traitement du texte)

## الملخص :

في الجزائر المباني من الخرسانة المسلحة تبقى الاختبار الامثل بالمقارنة مع الأنواع الأخرى بنظرة جيدة من المختصين في مجال البناء الغرض من هذا الموضوع هو معالجة مختلف مراحل الحساب بدءا من التصميم الأولي للعناصر وفقا للمعايير التنظيمية . بعد ذلك من الضروري تقرير مختلف الأحمال اللازمة لمرحلة معالجة العناصر الهيكلية و الغير الهيكلية . ان لكل منشأ سلوك بعد ستاتيكي و ديناميكي يكون طبقا لتأثير خارجي مثل ( الرياح او الزلازل ) . و على هذا الاعتبار القواعد الجزائرية و على غرار كل القواعد الزلزالية في العالم تستوجب الأخذ بعين الاعتبار بدقة التبعات الناتجة عن ذلك . من اجل تجنب مختلف الكوارث و الأضرار البشرية و المادية , تستفيد هذه المرحلة من التحليل على المفاهيم مقاومة المواد , المرونة , و اللدونة ( السلوك الخطي و الغير خطي ) في نهاية هذه الدراسة ينبغي تطبيق العرض البياني للنتائج على شكل مخططات تنفيذ .

**كلمات المفتاح :** هياكل , تصميم أولي , معايير , النمذجة , حساب ستاتيكي , حساب زلزالي , مخططات التنفيذ

## Résumé :

En Algérie ; les immeubles en béton armé restent le choix adéquat par rapport aux autres types vu la bonne maitrise de spécialistes dans le domaine de la construction. L'objectif de ce sujet est de traiter les différentes phases de calcul en commençant par le prédimensionnement des éléments selon les normes règlementaires. Puis, il est indispensable d'évaluer les différentes charges nécessaires pour la phase du traitement des éléments non structuraux et structuraux. N'importe quelle construction doit avoir un comportement statique et dynamique en fonction de l'effet extérieur tel que (vent ou séisme), à cet effet, les règles algériennes et comme tous les règlements parasismiques dans le monde exigent strictement de bien tenir en considération les conséquences produites afin d'éviter les catastrophes et les dégâts humains et matériels. Cette phase d'analyse est basée sur les notions de la résistance des matériaux, l'élasticité et la plasticité (comportement linéaire et non linéaire). A la fin de cette étude, une présentation graphique des résultats sous forme des plans d'exécution doit être appliquée.

**Mots clés :** Portiques, Prédimensionnement, Normes, Calcul statique, Calcul sismique, Modélisation, Plans d'exécution

## Summary :

In Algeria ; Reinforced concrete buildings are suitable choice compared to other seen good command of specialists in the field of construction. The purpose of this is to treat various stages of compiling starting with the preliminary design of the elements according to regulatory standards. Then, it is essential to evaluate the different loads required for the phase of the treatment of non-structural and structural elements. Any building must have a static and dynamic behavior depending on the external effect such as (wind or earthquake), to this end, the Algerian rules and regulations as any earthquake in the world require strictly to take proper account the effects produced to avoid disasters and the human and material damage. This phase of analysis is based on the concepts of strength of materials, elasticity and plasticity (linear and nonlinear behavior). At the end of this study, a graphic presentation of results as implementation plans should be applied.

**Keywords:** Gantry, Predimensioning, Standards, Structural analysis, seismic calculation, Modeling, Execution Plans