

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

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



جامعة محمد خيضر بسكرة
كلية العلوم والتكنولوجيا
قسم الهندسة المدنية والري
المرجع/2019

Mémoire de Master

Filière : Sciences et Technologies

Génie civil et hydraulique

Spécialité : Structures

Thème

**ETUDE D'UN BATIMENT A USAGE
D'HABITATION (R+9) CONTREVENTEMENT
MIXTE**

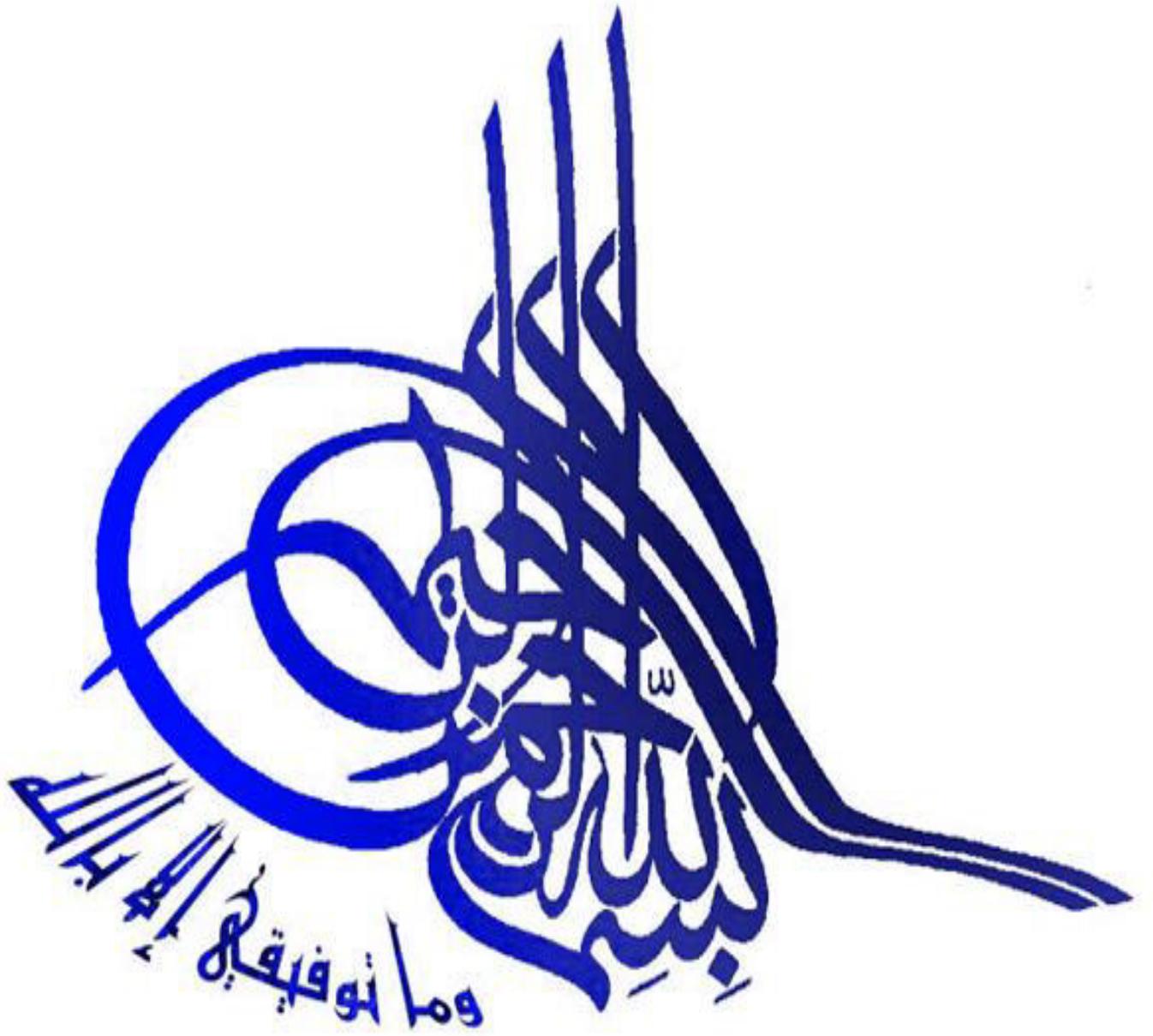
L'étudiant :

Nadji khouloufi

Encadreur :

Mghzzi Laarafi Ismaail

Promotion Juillet 2019



إهداء

أحمد الله عز وجل على منه و عونه لإتمام هذا البحث
إلى الذي وهبني كل ما يملك حتى أحقق له آماله، إلى من كان يدفعني قدما نحو الأمام
لنيل المبتغى، إلى الإنسان الذي إمتلك الإنسانية بكل قوة، إلى الذي سهر على تعليمي
بتضحيات جسام مترجمة في تقديسه للعلم، إلى مدرستي الأولى في الحياة،
أبي الغالي على قلبي أطال الله في عمره؛

إلى التي وهبت فلذة كبدها كل العطاء و الحنان، إلى التي صبرت على كل شيء،
التي رعتني حق الرعاية و كانت سندي في الشدائد، و كانت دعواها لي بالتوفيق،
تتبعنتي خطوة خطوة في عملي، إلى من إرتحت كلما تذكرت ابتسامتها في وجهي
نبع الحنان أمي أعز ملاك على القلب و العين جزاها الله عني خير الجزاء في
الدارين؛ إليهما أهدي هذا العمل المتواضع لكي أدخل على قلبيهما شيئا من السعادة

إلى إخوتي وأخواتي الذين تقاسموا ا معي عبء الحياة؛

كما أهدي ثمرة جهدي لأستاذتي د، إسماعيل مغزى الذي كلما تظلمت الطريق
أمامي لجأت إليه فأنارها لي وكلما دب اليأس في نفسي زرع فيا الأمل لأسير
قدما وكلما سألت عن معرفة زودني بها وكلما طلبت كمية من وقته الثمين وفره
لي بالرغم من مسؤولياته المتعددة؛ إلى كل أساتذة قسم الهندسة المدنية والري؛
والى مصدر الامل حنين اصدقائي سمير، جابر، اشكرهم جزيل الشكر على كل ما

قدموه لي من مساعدات والدعم.

إلى كل هؤلاء أهدي هذا العمل.



شكر وإمتنان

الحمد لله الذي أثار لنا درب العلم والمعرفة وأعاننا على أداء هذا الواجب ووفقنا إلى
انجاز هذا العمل

أتوجه بجزيل الشكر والامتنان إلى كل من ساعدنا من قريب أو من بعيد على انجاز
هذا العمل وفي تذليل ما وجهناه من صعوبات، وأخص بالذكر الأستاذة المشرفة
مغزي إسماعيل الذي لم يبخل على بتوجيهاته ونصائحه القيمة التي كانت عوناً لي في
إتمام هذا البحث

كما أتقدم بالشكر للأحبة إلى قلبي الذين كانوا سنداً وعوناً لي في هذه المرحلة

ولا يفوتني ان اشكر كل أستاذ علمني حرفاً .



Sommer

Chapitre I

I.1-Introduction	3
I.2.Les caractéristiques géométrique de l'ouvrage	3
I.3. Données de base.....	3

Chapitre II

II.1.Pré dimensionnement.....	12
II.2.LA Détermination des charges appliquées ET LA DESCENTE DES CHARGES..	19
II.3 .la Descente Des Charges	24

Chapitre III

III.1.Plancher à corps creux:	35
III.2.Dalle pleine de l'ascenseur :	49
III.3.Etude de l'acrotère	55
III.4.LES ESCALIERS.....	60
III-5. Calcul de la poutre palière :	70

Chapitre IV

IV.1Introduction :	78
IV.2.Modélisation de la structure :	78
IV.3.Méthode statique équivalente :	79
IV.4.Analyse de la structure Initiale :	81
IV.5. et analyse de la nouvelle variante :	86
IV.6.Conclusion :	103

Chapitre V

VI.1 Introduction :.....	105
VI.2. FERRAILLAGE DES POTEAUX :	106
V.3.. FERRAILLAGE DES POUTRES	119
4V.4.Ferraillage des voiles.....	127

Chapitre VI

Etude Des Fondations.....	138
LONGRINE	156
La dalle flottante.....	158
Conclusion.....	160
Référence bibliographique	161
Annexes	

Liste des tableaux

Chapitre II

Tableau II.1 : Evaluation des charges dans un Plancher terrasse inaccessible.....	20
Tableau II.2 : Evaluation des charges dans un Plancher étage courant.....	21
Tableau II.3 : Evaluation des charges dans un mur extérieur.....	21
Tableau II.4 : Résultats dans l'évaluation des charges (Charges et surcharges).....	24
Tableau II.5 : Descente de charge du poteau intermédiaire.....	27
Tableau II.6 : Descente de charge du voile.....	31

Chapitre III

Tableau III.1 : les charges des planchers aux états limites.....	36
Tableau III.2 : Résultats finals des armatures.....	47
Tableau III.3 : Tableau récapitulatif du résultat de ferrailage de dalle plein a ELU.....	51
Tableau III.4: Tableau récapitulatif du vérification de dalle plein a ELS.....	52
Tableau III.5 : Tableau récapitulatif du résultat de section d'armature de dalle plein.....	53
Tableau III.6 : Résumé des résultats obtenus a l'ELU	71
Tableau III.7 : le ferrailage final :	73

Chapitre IV

Tableau.IV.1. Périodes et facteurs de participation modaux (modélisation initial).....	83
Tableau. IV.2. Les sollicitations verticales totales sur les poteaux et voiles	85
Tableau.IV.3.Périodes et facteurs de participation modaux (1 ^{er} proposition).....	87
Tableau.IV.4. Efforts tranchants à chaque niveau	89
TableauIV.6. Valeur de P_q	93
Tableau IV.7.Résultat de coefficient.....	93
TableauIV.7. Centre de gravité des masses et centres de rigidité.	95
TableauIV.8. L'effort tranchant modal à la base sens X.....	96
Tableau.IV.9. L'effort tranchant modal à la base sens Y.....	96
Tableau.IV.10. Les sollicitations verticales totales sur les poteaux et voiles.	96

Tableau.IV.11. Déplacements relatifs inter étage pour la direction (x-x).....	98
Tableau.IV.12. Déplacements relatifs inter étage pour la direction (y-y).....	98
Tableau.IV.13. Déplacements relatifs inter étage pour les deux directions principales .	98
Tableau.IV.14. Vérification de l'effet P- Δ pour le sens longitudinal.	99
Tableau.IV.15 Vérification de l'effet P- Δ pour le sens transversal.	100
Tableau.IV.16. Moment de renversement provoqué par les charges horizontales sens(x).	102
Tableau.IV.17. Moment de renversement provoqué par les charges horizontales sens(y).	103

Chapitre III

Tableau.V.1. Coefficient de sécurité et Caractéristiques mécaniques.	106
Tableau.V.2. Poteaux rectangulaire (Resultants donnés par Robot).....	109
Tableau.V.3.Les choisit des sections	113
Tableau V.4. Tableau récapitulatif des résultats armature de poutre principal	121
Tableau V.5. récapitulatif de verification a ELS.....	121
Tableau.V.6. récapitulatif de résultat de feralliage de poutre secondaire	123
Tableau.V.7. Récapitulatif verification nécessaire pour les poutres	124
Tableau.V.8. Récapitulatif de Vérification à l' E.L.S	124
Tableau.V.9.Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants.....	126
Tableau.V.10. récapitulatif résultats du ferrailage de la voile	134
Tableau.V.11.Armatures Des voiles.....	135

Chapitre VI

Tableau.VI.1. centre de masse.....	144
Tableau.VI.2. vérification de l'excentricité.....	145
Tableau.VI.3. Vérification au non soulèvement des fondations (G+Q+E).....	146
Tableau.VI.4. Tableau récapitulatif des résultats de la ferrailage des dalle radier à l'E.L.U	148
Tableau.VI.5. Tableau récapitulatif des résultats du ferrailage de la dalle radiée à l'E.L.S	150
Tableau.VI.7. Tableau récapitulatif des résultats du ferrailage de débord.....	152
Tableau.VI.8. récapitulatif des résultats de ferrailage de nervure.....	155

Liste des figures

Chapitre I

Figure. I.1 : Diagramme parabole rectangle.....	7
Figure. I.2: Diagramme de contrainte limite du béton en compression.....	8
Figure .I.3.Diagramme Déformation Contrainte d'acier.....	9

Chapitre II

Figure.II. 1. Coupe de voile en élévation.	14
Fig. II.2 :Schéma de la dalle corps creux.	15
Figure. II. 3. Schéma de la dalle corps creux.	16
Figure. II. 4. Schéma des Escaliers.	17
Figure.II.5. Schéma statique de l'escalier.	18
Figure .II.6 . Plancher terrasse.....	19
Fig.II.7 . Plancher étage courant.	21
Fig. II.8 : Coupe verticale d'un mur extérieur.....	22
Figure. II.9. Schéma statique de l'acrotère.	23
Figure II .10. Composants d'un escalier (paillasse et palier)	24
Fig.II.11. des charges sur le poteau trècharges	25
Fig.II.12. La surface afférente par poteau intermédiaire.....	26
Fig.II.13. Schéma de voile.	31

Chapitre III

Fig.III.1 : Types des poutrelles.....	36
Fig. III. 3. moment surplancher a L'EL	38
Fig III.4. Efforts tranchants à L'ELU	38
Fig. III. 5. moment surplancher a L'ELU	43
Fig III. 6. moment surplancher a L'ELS	43
FigIII .7. Efforts tranchants à L'ELU	44
Fig III.8.Ferraillage des planchers.....	48
Figure (III.9) : Disposition constructive des armatures de la dalle de compression	48
Fig. III.10.Dimensions de la dalle de l'ascenseur.	49
Fig. III. 11. moment sur La dalle travaille dans les deux sens aL'ELU	49

Fig. III. 12. moment sur La dalle travaille dans les deux sens aL'ELS.....	50
Fig III.13. Efforts tranchants à L'ELU	54
Fig III.14 : ferrailage de la dalle plein.....	55
Figure III.15 : schéma statique.....	56
Figure III.16 : Section à ferrailer.....	56
Fig. III.17 : Schéma ferrailage de l'acrotère.....	59
Figure III.18. VUE EN PLAN (escalier).....	60
Figure III.19. Moments a L'ELU	61
Figure III.20. Moments a L'ELS.....	62
Figure III.21.Efforts tranchants à L'ELU.....	65
Fig. III.21: Schéma de ferrailage de l'escalier.....	69
Fig. III. 25: Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	75
Figure.III.26.ascenseur électrique	76
Figure.III.27. Dimension d'ascenseur	77

Chapitre IV

Fig.IV.1.pectre de calcul	80
Fig.IV.2.Vue en plan de la structure.	82
Fig.IV.5,Premier mode de vibration : vue en plan (T1=0.94 sec).....	84
Fig.IV.5.Deuxième mode de vibration : vue en plan (T2=0.44 sec).....	85
Fig.IV.6.Troisième mode de vibration : vue en plan (T3=0,33 sec).....	85
Fig.IV.7. Vu en 3D.....	87
Fig.IV.8. Vue en plan et en élévation de la proposition.....	87
Fig.IV.9. Premier mode de vibration. Vue en plan.	88
Fig.IV.10. Deuxième mode de vibration. Vue en plan.	88
Fig.IV.11. Troisième mode de vibration. Vue en plan.....	88

Chapitre V

Fig.V.1. Organigramme De Calcul Du Ferrailage En Flexion Composée.....	110
Figure.V.2. section de poteau.....	115
Figure V.3. Ferrailage de la poteau.....	118
Figure V.4. Ferrailage de la poutre principale	126
Figure V.5. Ferrailage de la poutre secondaire.....	126
Fig V.6. ferrailage des voiles.....	136

Chapitre VI

Fig. VI. 1. MOMENT DAN LE SENS Y A L'ELU	147
Fig. VI. 2. MOMENT DAN LE SENS X A L'ELU	148
Fig. VI. 4. MOMENT DAN LE SENS Y A L'ELS.....	150
Figure.VI.7.Diagramme des moments fléchissant 'ELU	153
Figure.VI.8.Diagramme des moments fléchissant 'ELS	153
Figure.VI.9.Diagramme des efforts tranchant.....	154
Figure VI.10.Schéma de ferrailage de la radier	156
Figure VI.11.Schéma de ferrailage de la nervure en travée et en appu	157
Fig.VI.12: Ferrailage de longrine.....	158

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation constitué d'un Rez de chaussée plus (09) étages, implanté à la wilaya de SETIF. Cette région est classée en zone sismique II selon le RPA99 version 2003.

En utilisant les nouveaux règlements de calcul et vérifications du béton armé (RPA99/V2003 et CBA93), cette étude se compose de :

La description générale du projet avec une présentation de caractéristiques des matériaux, ensuite le pré dimensionnement de la structure, la descente des charges et le calcul des éléments principaux et secondaires (poutrelles, escaliers, acrotère, balcon, et plancher).

En fin on va faire une étude dynamique de la structure avec le logiciel robot, afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitation et charge sismique), et on terminera le travail avec une conclusion générale.

INTRODUCTION GENERALE

L'étude des structures est une étape clef et un passage obligatoire dans l'acte de bâtir. Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de formation de master à travers l'étude d'un ouvrage en béton armé. L'ouvrage en question est un bâtiment à usage d'habitation composé de 10 niveaux (un rez de chaussée et 9 étages identiques), dont le système de

Contreventement est mixte (voiles-portiques) avec une justification de l'interaction.

Après une descente des charges et un pré-dimensionnement des éléments de notre structure, une étude dynamique et sismique est effectuée pour trouver les caractéristiques intrinsèques du bâtiment et calculer les efforts engendrés par les différentes sollicitations.

Dans le cadre de cette étude, on a utilisé le logiciel de calcul par éléments finis *ROBOT* pour faire le calcul statique et dynamique des éléments structuraux. Les efforts engendrés dans le bâtiment, sont utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par le BAEL91, CBA93 et le RPA99/version2003.

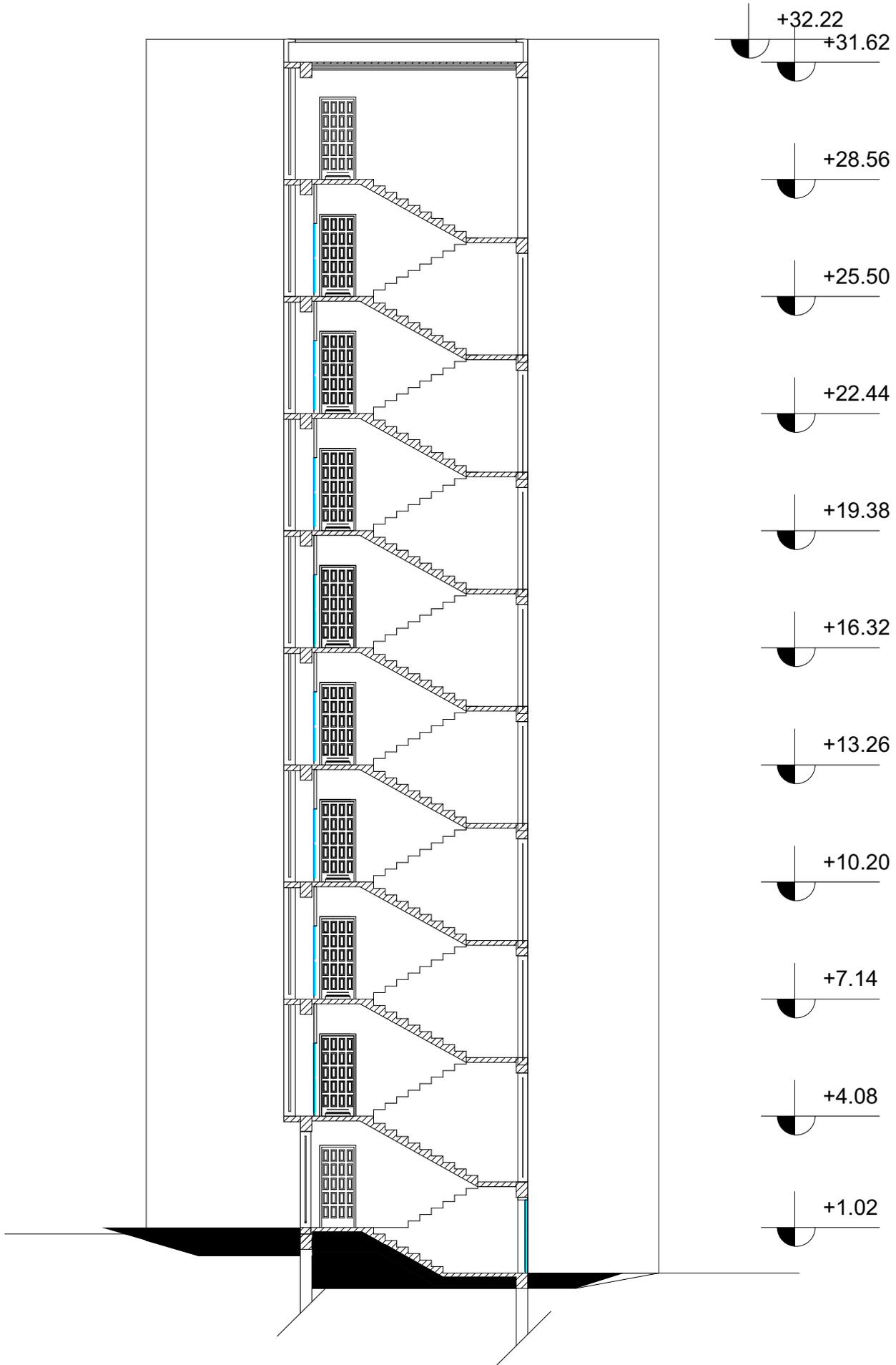
Un certain nombre de vérifications à la sécurité et au service des éléments a été également effectué comme :

- Stabilité d'ensemble.
- Etat limite des déplacements inter-étage.
- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de compression de service dans le béton. La structure de notre mémoire est la suivante :
- Le chapitre I concerne la présentation du projet (les caractéristiques géométriques, conception la structure du bâtiment, caractéristiques mécaniques des matériaux (béton et acier), hypothèses de calcul aux états limites, les actions et les sollicitations, règlements et normes utilisés).
- Le chapitre II concerne le pré-dimensionnement des éléments de l'ouvrage et descente des charges.
- Le chapitre III concerne le calcul des éléments secondaires (plancher, acrotère, escalier, balcon et dalle d'ascenseur).
- Le chapitre IV traite l'étude dynamique de la structure (étude au vent et sismique)
- Le chapitre V concerne l'étude des éléments structuraux (poutres, poteaux, voiles).
 - Le chapitre VI concerne l'étude de l'infrastructure.
 - A la fin ou a fait une conclusion générale, références bibliographiques et annexes.

Chapitre I

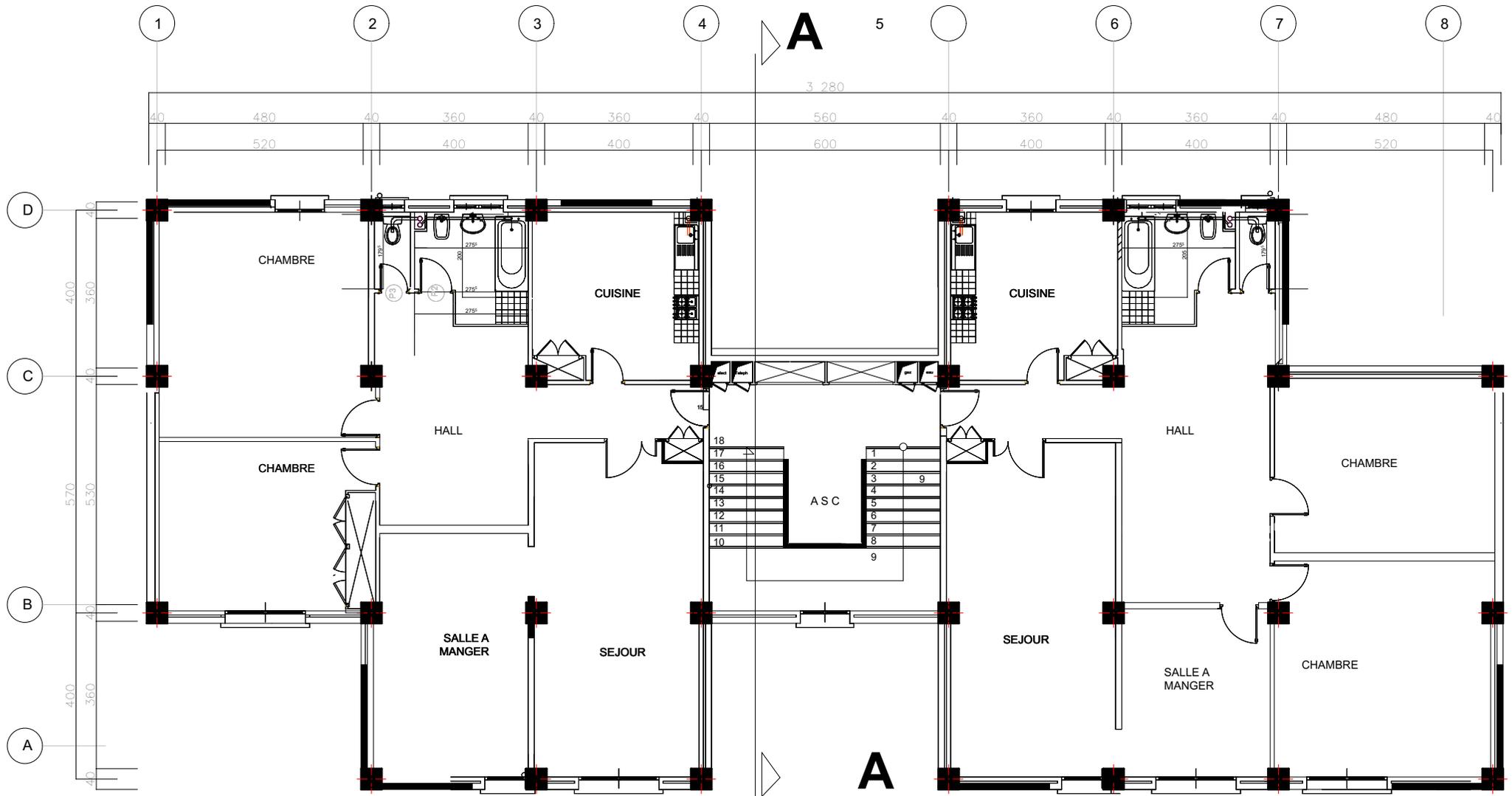
Généralité



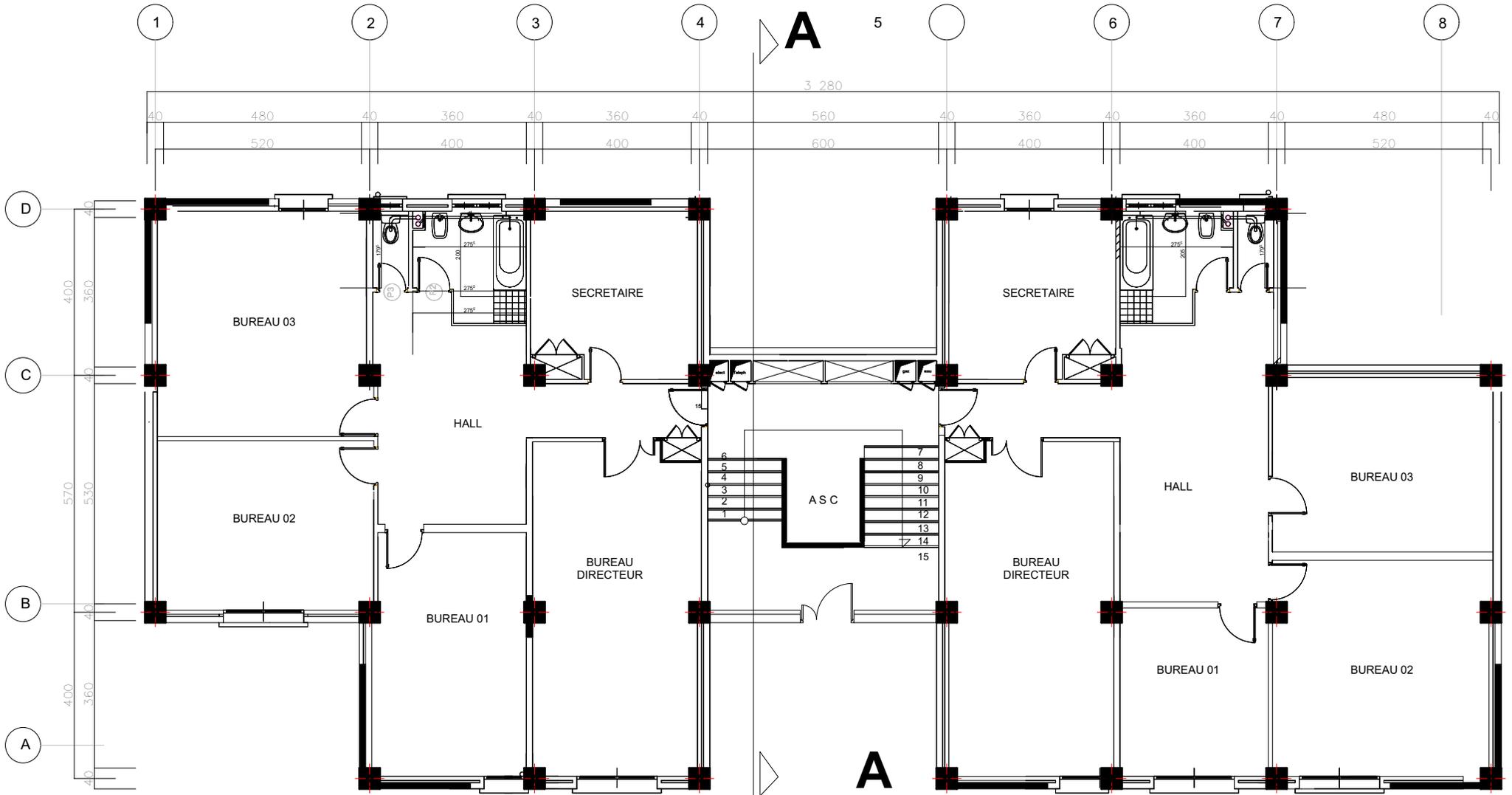


COUPE A-A

ech: 1/50



PLAN 1er ETAGE ech: 1/50



PLAN RDC ech: 1/50

I.1-Introduction :

Ce projet consiste à étudier et calculer un bâtiment (R+9), contreventé par (voiles + portiques) à usage d'habitation. Il sera implanté dans la région de la Wilaya de SETIF classée en Zone II, de moyennes sismicités selon Le Règlement Parasismique Algérien (**R.P.A99 version 2003**).

I.2.Les caractéristiques géométrique de l'ouvrage :

* Description de l'ouvrage :

Le bâtiment qu'on va étudier est constitué d'un RDC et 9étage.

On va étudier un bâtiment constitué de :

- La hauteur de RDC = 3.06m.
- La hauteur d'étage = 3.06m
- Hauteur totale du Bâtiment sans l'acrotère : $H = 31.62\text{m}$
- Hauteur totale du Bâtiment avec l'acrotère : $H = 32.22\text{m}$.
- Longueur totale de Bâtiment : $L = 32.8\text{m}$.
- Largeur du Bâtiment : $B = 14.1\text{m}$.
- La circulation en élévation est assurée par un escalier et un ascenseur.
- Les cloisons et les murs extérieurs sont en brique creuses
- Terrasse inaccessible avec un acrotère en béton armé de 60 cm de hauteur.
- Le site est considéré comme sol ferme (S3) $\sigma_s = 1.7 \text{ bar}$

I.3. Données de base :

I.3.1. Règles de calcul :

On utilise pour le calcul de ce projet les règlements suivants :

- 1- réglés parasismique algérienne (RPA99version 2003 ; DTR-BC.2.48).
- 2- Charges permanentes et charges d'exploitations (DTR-BC.2.2).
- 3- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL 91).

I.3.2. Conception :

a) système porteur :

La structure est composée d'une ossature en béton armé pour laquelle on a proposé une structure à contreventement mixte (voile+portiques) pour répondre d'une part aux exigences du RPA qui vise d'assurer la rigidité de la structure vis-à-vis des efforts sismiques.

b) Poutres :

- Les poutres longitudinales (secondaires)
- Les poutres transversales (principales)

c) Poteaux :

Les poteaux sont 8 des éléments porteurs verticaux, leur rôle est de reprendre les efforts dus aux surcharge et charges ramenée par les poutres, et ensuite les transmettre aux fondations.

d) Maçonnerie :

- Les façades (murs extérieurs) sont constituées par une double paroi en briques creuses dont l'épaisseur (10+15) cm séparées par une lame d'air de 5 cm.
- Les murs intérieurs de 10 cm d'épaisseur en briques creuses.
- Le pourcentage des ouvertures dans le mur extérieur est estimé à 30%.

e) Revêtement :

- Carrelage pour les planchers et les escaliers (avant le carrelage, il faut faire une couche de mortier de pose et lite de sable).
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs des murs de façade.
- Enduit de plâtre pour les plafonds et les murs intérieurs.
- Céramique pour les salles d'eau.

f) Plancher :

Nous avons opté pour des dalles en corps creux pour les raisons suivantes:

- Les portées des poutres ne sont pas importantes.
- La facilité de réalisation
- Diminuer le poids de la structure et par conséquent la résultante de la force Sismique.

Cependant, les dalles des balcons sont pleines, puisqu'elles présentent des géométries plus ou moins complexes et qui sont difficiles à réaliser en corps creux.

g) Escaliers :

Ils sont consistés de paliers et paillasse en béton arme coulés sur place et réalisation s'effectuera d'étage par étage.

f) Acrotère :

La terrasse sera entourée d'un acrotère de 60 cm de hauteur et de 10cm d'épaisseur.

I.3. Caractéristiques Des Matériaux :

Le béton armé est le matériau principal utilisé pour la réalisation de la structure de notre ouvrage. Il est obtenu en robant dans le béton des aciers disposés de manière à équilibrer les efforts aux quels le béton résiste mal.

Béton Armé = Béton + Aciers

Le béton armé est un mélange bien proportionné de deux matériaux différent

- Un matériau hétérogène qui est le béton.
- Un matériau homogène qui est l'acier.

I.3.3.1. Béton :**A) Définition :**

Le béton est constitué par un mélange de proportions convenables de granula (sable, gravier) avec du ciment et de l'eau et éventuellement des adjuvants.

B) Compositions :

Le béton qu'on va utiliser comprend pour 1 m³ :

- * Ciment 350 kg/m³ { (CPA – CEMI 42.5 pour l'infrastructure Es).
(CPJ – CEMII/A 42.5 pour la superstructure)
- * Gravier 800 kg/m³ ($\Phi \leq 25$ mm).
- * Sable 400 kg/m³ ($\Phi \leq 5$ mm).
- * Eau 180 L/ m³

C) Résistance Caractéristique :

- **En Compression (f_{cj})** :BAEL91 (art A.2.1, 11)

Pour l'établissement des projets, un béton est défini par une valeur de résistance à la l'âge de 28 jours notée f_{c28}

-pour $j \leq 28$ jours, on peut admettre que la résistance des bétons non traités thermiquement suit approximativement les lois suivantes :

$$f_{cj} = \left[\frac{j}{4.76 + 0.83j} \right] f_{c28} \text{ pour } f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa}$$

$$f_{cj} = \left[\frac{j}{1.40 + 0.95j} \right] f_{c28} \text{ pour } f_{c28} > 40 \text{ Mpa}$$

-pour $j > 28$ jours, on admet pour justifier la résistance des sections :

$$f_{cj} = 1,1 f_{c28} .$$

Pour notre projet on va prendre , :

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

•**En Traction F_{tj} :** BAEL91 (art A.2.1, 12)

La résistance caractéristique à la traction du béton à (j) jours est conventionnellement définie par la relation :

$$F_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} (\text{MPa}) \quad \text{si} \quad F_{tj} \leq 60 \text{ MPa}.$$

$$F_{t28} = 2,1 \text{ MPa}.$$

D). Déformation du béton :

D.1. Déformation Longitudinale du béton : BAEL91 (art A.2.1.2)

- E_{ij} : Le module de déformation longitudinale instantanée du béton (art A.2.1, 2.1).

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{(f_{cj})} (\text{MPa}) ; E_{i28} = 11000 \sqrt[3]{(f_{c28})} = 32164,20 \text{ MPa}.$$

- E_{vj} : Le module de déformation différée à « j » jours, qui permet de calculer la déformation finale du béton BAEL91 (art A.2.1, 2.2).

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{(f_{cj})} (\text{MPa}) ; \quad E_{v28} = 3700 \sqrt[3]{(f_{c28})} = 10818,86 \text{ Mpa}$$

D.2. Module de déformation transversale :

Sa valeur est donnée par la formule suivante :

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

D.3. Coefficient de poisson : BAEL91 (Art A.2.1, 3)

Il est défini par la relation :

$$\nu = \frac{\Delta/\Delta L}{L} = \frac{\text{déformation transversale}}{\text{déformation longitudinale}}$$

En général pour le béton : $\begin{cases} E.L.U: \text{béton fissuré} & \nu = 0 \\ E.L.S: \text{béton non fissuré} & \nu = 0.2 \end{cases}$

D.4. Diagramme Déformation - Contrainte du Béton :BAEL91 (art A.4 .3,4)

a). Diagramme parabole rectangulaire : BAEL91 (A.3.3.3, page54)

Pour les vérifications à l'état limite ultime, on doit utiliser pour le béton un diagramme dit « parabole- rectangle », et dans un but de simplification, en utilisant Le diagramme rectangulaire.

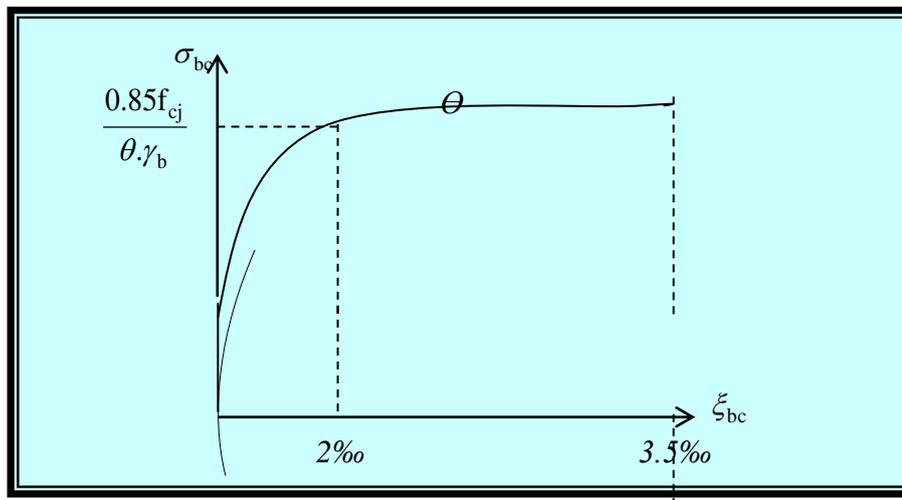


Figure. I.1 : Diagramme parabole rectangle

2I.1 Diagramme déformation contrainte du béton à L'E.L.U.

$$\xi_{bc} = 2 \text{‰} \frac{\overline{\sigma}_{bc}}{\sigma_{bc}} \Rightarrow \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

Θ : Coefficient tenant compte de la durée d'application de la charge

- 1 pour une durée d'application >24 h.
- 0.9 Pour $1 \leq \text{durée} \leq 24$
- 0.8 Si durée < 1 h

γ_b : est un coefficient de sécurité qui tient compte d'éventuels défauts localisés dans le béton.

- $\gamma_b = 1.15$Pour les situations accidentelles.
- $\gamma_b = 1.5$Pour les autres cas

b) Contraintes limite du béton en compression :

-Etat limite d'ultime :

La sollicitation de calcul à considérer résultant des combinaisons d'action dont on retient les plus défavorables. La contrainte limite du béton en compression est :

$$\overline{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

$$\gamma_b = 1.15 (\text{action courante}) \rightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 18.50 \text{ MPa}.$$

$$\gamma_b = 1.5 (\text{action accidentelle}) \rightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 14.20 \text{ MPa}.$$

-Etat limite de service :

La contrainte de compression de béton à l' E .L .S est limitée par σ_{bc} avec

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

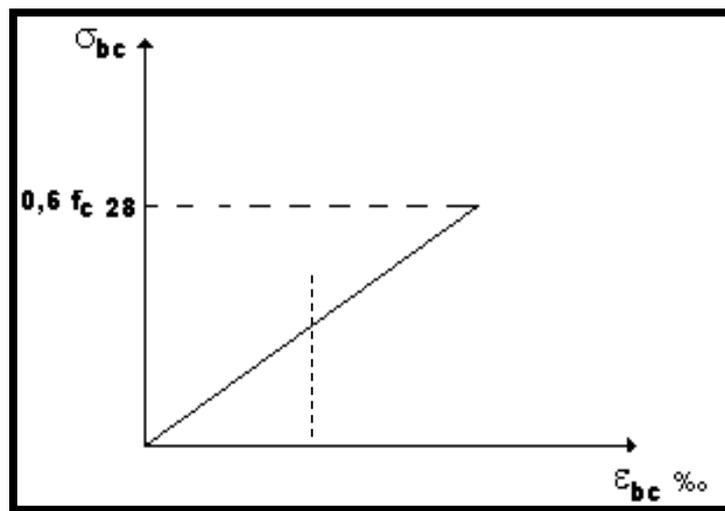


Figure. I.2: Diagramme de contrainte limite du béton en compression

I.2 Diagramme déformation contrainte du béton à L'E.L.S.

I.3.3.2. ACIER:BEAL91(art.A.2.2.)

L'acier est alliage fer – carbone, il répond aux efforts de traction, de compression, de cisaillement, et de torsion. Il ne réagit pas chimiquement avec le béton, il a le même coefficient de dilatation thermique que celui du béton, et il présente une bonne qualité d'adhérence avec le béton.

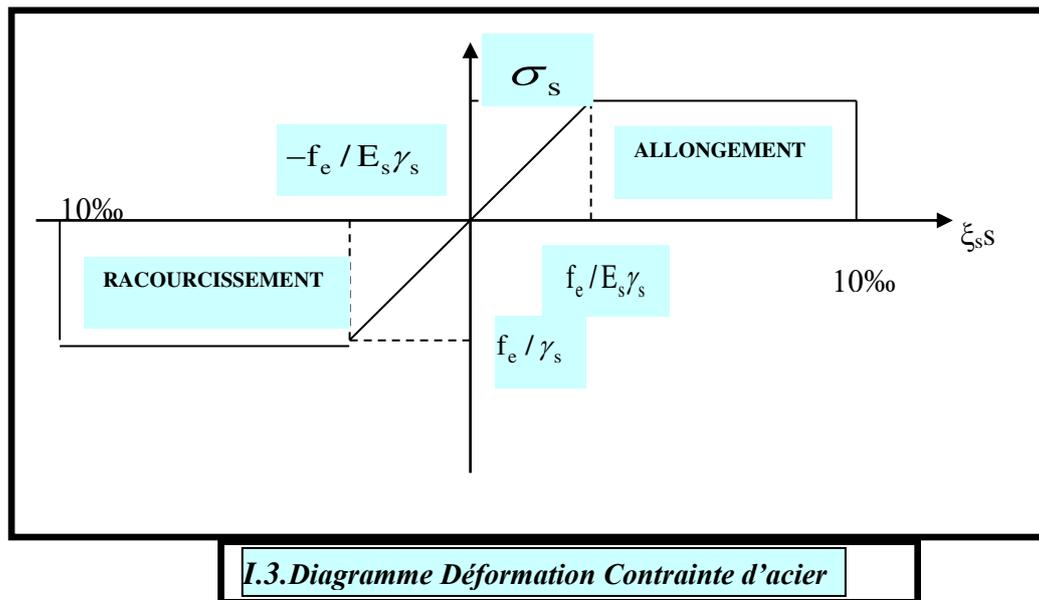
On distingue deux types d'acier selon leur état de surface :

- Les barres à haute adhérence (HA) de nuance FeE400.
- Treillis soudés en fils lisse TLE 520.

Le module d'élasticité longitudinale : $E_s = 2.10^5 \text{ MPa}$.

a). Diagramme Déformations Contraintes :BAEL91 (art A.2.2, 2)

Dans le calcul du béton arme relatif aux états limite on remplace le diagramme réel par le diagramme conventionnel qui est valable pour tous les aciers.



Le diagramme $(\sigma_s ; \varepsilon)$ adopté par les règles (B.A.E.L91) à la forme ci-dessus.

Avec :

$$E_s = 200\,000 \text{ MPa.}$$

$$\varepsilon_{se} = (f_e / \gamma_s) E_s.$$

f_e : La limite d'élasticité des aciers utilisés.

Pour les calculs aux états limites, on tient compte du coefficient de sécurité γ_s .

$$\text{Avec : } \begin{cases} \gamma_s = 1 & \text{Pour la situation accidentelles.} \\ \gamma_s = 1.15 & \text{Pour les autres cas} \end{cases}$$

b) Contrainte limite d'acier :

- **Etat limite ultime**

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \begin{cases} 400 \text{ MPa pour les ronds lisses} \\ 348 \text{ MPa pour les aciers haute adhérence} \end{cases} ;$$

- **La contrainte limite service :**

$$\begin{cases} \text{cas de fissuration peut préjudiciable : } \bar{\sigma}_s = f_e / \gamma_s = 348 \text{ MPa.} \\ \text{cas de fissuration préjudiciable : } \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} = 266.67 \text{ MPa} \end{cases}$$

Avec : η coefficient de fissuration.

$$\eta = \begin{cases} 1 : \text{ronds lisses} \\ 1.6 : \text{acier haute adhérence } (\Theta \geq 6 \text{ mm}) \\ 1.3 : \text{acier haute adhérence } (\Theta \leq 6 \text{ mm}) \end{cases}$$

c). Contrainte tangente limite ultime : BEAL91 Art (A-5-1.2)

Cas de l'armature Transversale droit ($\alpha = 90^\circ$)

$$* \text{ fissuration peu nuisible } \rightarrow \tau_u = \min \left[0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right]$$

$$* \text{ fissuration préjudiciable ou très préjudiciable } \rightarrow \tau_u = \min \left[0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right]$$

$$* \text{ Cas des armatures inclinés à } 45^\circ \rightarrow \tau_u = \min \left[0.27 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 7 \text{ MPa} \right]$$

$$* \text{ Cas des dalles } \rightarrow \tau_u = \left[0.07 \frac{f_{c28}}{\lambda_b} \right], \text{ (art, A .4.5.2, 2)}$$

Chapitre II
Pré dimensionnement
des éléments

II.1. Pré dimensionnement

II.1.1. Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but le pré calcul des différents éléments résistants en respectant les règlements **RPA99/version 2003** et **BAEL91**

II.1.2. Les poteaux

Selon les règles (RPA99/v.2003) art (7.4.1) dans la zone II

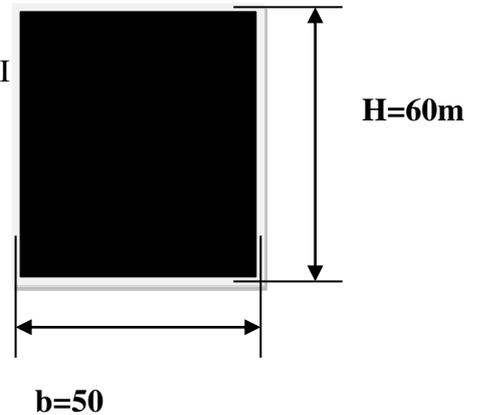
$$\diamond \text{ Min } (b_i ; h_i) \geq 30\text{cm} \Rightarrow \text{Min } (50 ; 60) \text{ cm} > 30\text{cm}.$$

$$\text{Min } (b_i ; h_i) \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow \frac{306}{20} = 15.3 \leq 40.$$

$$\diamond \frac{1}{4} < \frac{b_i}{h_i} < 4 \Rightarrow 0.25 < 0.83 < 4.$$

On adopte une section de **(50x60)**.

Remarque : La section sera adoptée après avoir la descente de charge sur les poteaux par niveau.



II.1.3. Les poutres principales :

Ce sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, elles transmettent les charges aux poteaux suivant leur emplacement dans la construction, conçue pour résister à la flexion.

➤ Condition de la portée :

$$h = \left(\frac{1}{16} \div \frac{1}{10} \right) L_{\max}$$

L_{\max} : la plus grand portée = 530 cm

$$h = (33.125 \div 53) \text{ cm} \quad \text{On prend: } h = 45\text{cm}.$$

$$b = (0,3; 0,4) h = (13.5; 18). \quad \text{On prend : } b = 30 \text{ cm}.$$

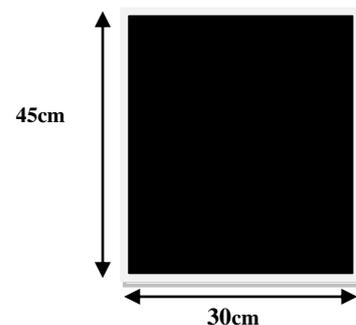
➤ Condition de RPA 99(article 7.5.1) :

$$b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \quad \longrightarrow \text{condition vérifier.}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 45\text{cm} \quad \longrightarrow \text{condition vérifier.}$$

$$\frac{h}{b} < 4 \Rightarrow \frac{45}{30} = 1,5 < 4,0 \quad \longrightarrow \text{condition vérifier.}$$

Donc les conditions de BAEL et RPA sont vérifiées, on prend une section de poutre principale égale à $(30 \times 45) \text{ cm}^2$.



II.1.4. Les poutres secondaires :

➤ **Condition de portée :**

$$h = \left(\frac{1}{16} \div \frac{1}{10} \right) L_{\max}$$

L_{\max} : la plus grand portée = 520 cm

$$h = (1/16; 1/10) 520$$

$$h = (32.5; 52) \text{ cm.} \quad \text{On prend: } h = 40\text{cm}$$

$$b = (0,3 ; 0,4) h$$

$$b = (0,3 ; 0,4)40$$

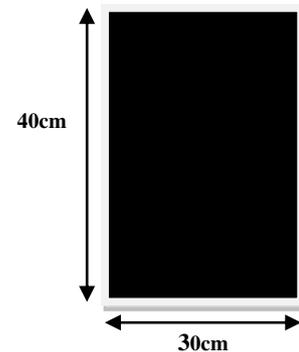
$$b = (12 ; 16) \quad \text{On prend : } b = 30 \text{ cm}$$

➤ **Condition de RPA : (article 7.5.1)**

$$b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow 30 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifier.}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow 40\text{cm} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifier.}$$

$$\frac{h}{b} < 4 \Rightarrow 40/30 = 1,33 < 4,0 \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifier.}$$



Les conditions de BAEL et RPA sont vérifiées, on prend une poutre transversale de section (30× 40) cm².

II.1.5. Poutre palière :

La poutre palière : c'est une poutre partiellement encastrée à l'extrémité dans les poteaux au palier, prévue pour être un support d'escalier elle est normalement noyée dans l'épaisseur du palier et soumise à la flexion et à la torsion (pour mon cas effet de torsion négligeable). Ces sollicitations sont dues à son poids propre plus le poids du mur et à l'action du palier.

➤ **Condition de portée :**

$$H = \left(\frac{1}{10} \div \frac{1}{16} \right) L_{\max}$$

L_{\max} : la plus grand portée = 600 cm

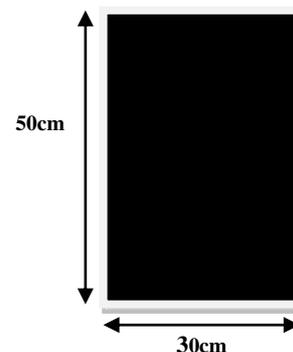
$$h = (1/15; 1/10) 600$$

$$h = (37.5; 60) \text{ cm.} \quad \text{On prend: } h = 50\text{cm}$$

$$b = (0,3 ; 0,4) h$$

$$b = (0,3 ; 0,4)45$$

$$b = (13.5 ; 18) \quad \text{On prend : } b = 30 \text{ cm}$$



➤ Condition de RPA : (article 7.5.1)

$$b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow 30 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow 45 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{b} < 4 \Rightarrow 50/30 = 1,67 < 4,0 \longrightarrow \text{condition vérifier.}$$

Donc la section de la poutre palière est (30×50) cm²

II.1.6. Les voiles : RPA99/version2003 (article 7.7.1)

Sont considérés comme des voiles les éléments satisfaisants la condition $L \geq 4a$:

L : Longueur du voile.

a : **Epaisseur** du voile.

Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires

L'épaisseur minimale est de 15 Cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de

La hauteur d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme suit :

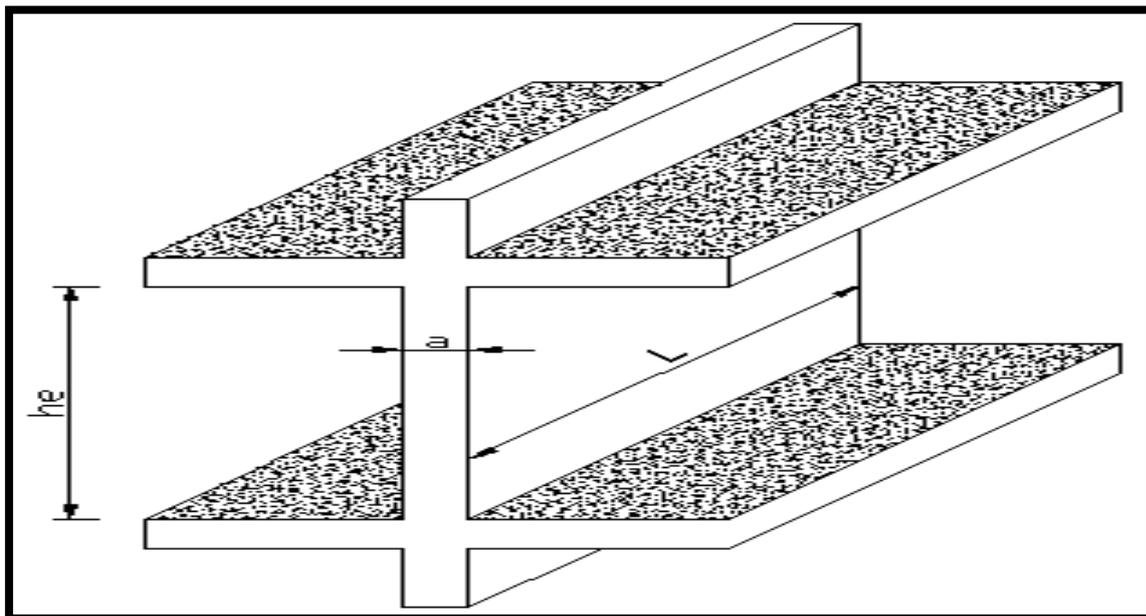


Figure.II. 1. Coupe de voile en élévation.

Pour le dimensionnement des voiles on applique la règle préconisée par les RPA99 version 2003 (article 7.7.1)

- étage courant +RDC ($h_e=3.06$ m)

$$h_e = 3.06 - 0.35 = 2.71\text{m}$$

$$e \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow \frac{271}{20} = 13.55 \text{ On prend: } e = 15 \text{ cm}$$

II.1.7.Planchers à Corps Creux :

Plancher à corps creux : cette solution est très employée dans les bâtiments d’habitation, elle consiste à utiliser un hourdis et des corps creux.

Les hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm, selon le BAEL 91 (art B.6.8, 423).

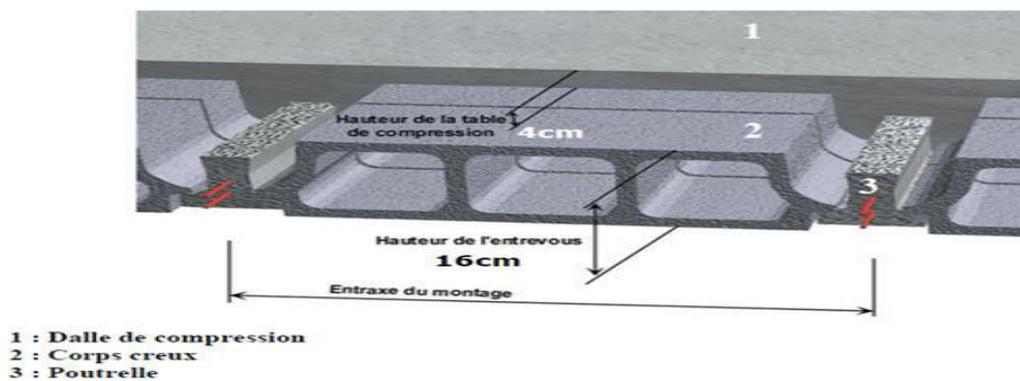


Fig. II.2 :Schéma de la dalle corps creux.

➤ **Condition de flèche : BAEL91 (art B.6.8, 424).**

-le rapport h/L est au moins égale $1/22,5$.

L : est la plus grande portée parallèle aux poutrelles $\Rightarrow L = 530\text{cm}$

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow h_t \geq \frac{L}{22.5} = 23.55 = 24 \text{ cm.}$$

On choisit un plancher à corps creux de type (20+4)

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 20 \text{ cm} \longrightarrow \text{corps creux} \\ h_0 = 4 \text{ cm} \longrightarrow \text{dalle de compression} \\ h_t = 24 \text{ cm} \longrightarrow \text{la hauteur totale du plancher} \end{array} \right.$$

➤ **Les caractéristiques géométriques des poutrelles :**

-Soit $b_0 = 12$ cm.

-le corps creux choisis est normalisé de hauteur 20 cm et de Longueur 65 cm.

-La section en travée à considérer est une section en T.

Tel que la largeur de la table est donnée par les conditions suivantes :

$$b_1 = \min \left\{ \frac{L_n}{2} ; \frac{L}{10} \right\}$$

$$b_1 = \min \left\{ \frac{L_n}{2} = \frac{55}{2} = 27.5 \text{ cm} ; \frac{530}{10} = 53 \text{ cm} \right\}$$

L_n : la distance entre nus de deux nervures consécutives.

L : la longueur de la nervure.

Donc on prend $b_1 = 27.5 \text{ cm}$.

$$b = 2.b_1 + b_0 = 2 \times 27.5 + 10 \Rightarrow b = 65 \text{ cm}.$$

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

• **Tableau récapitulatifs :**

$h_t(\text{cm})$	$h_0(\text{cm})$	$b(\text{cm})$	$b_1(\text{cm})$	$b_0(\text{cm})$
20	4	65	27.5	12

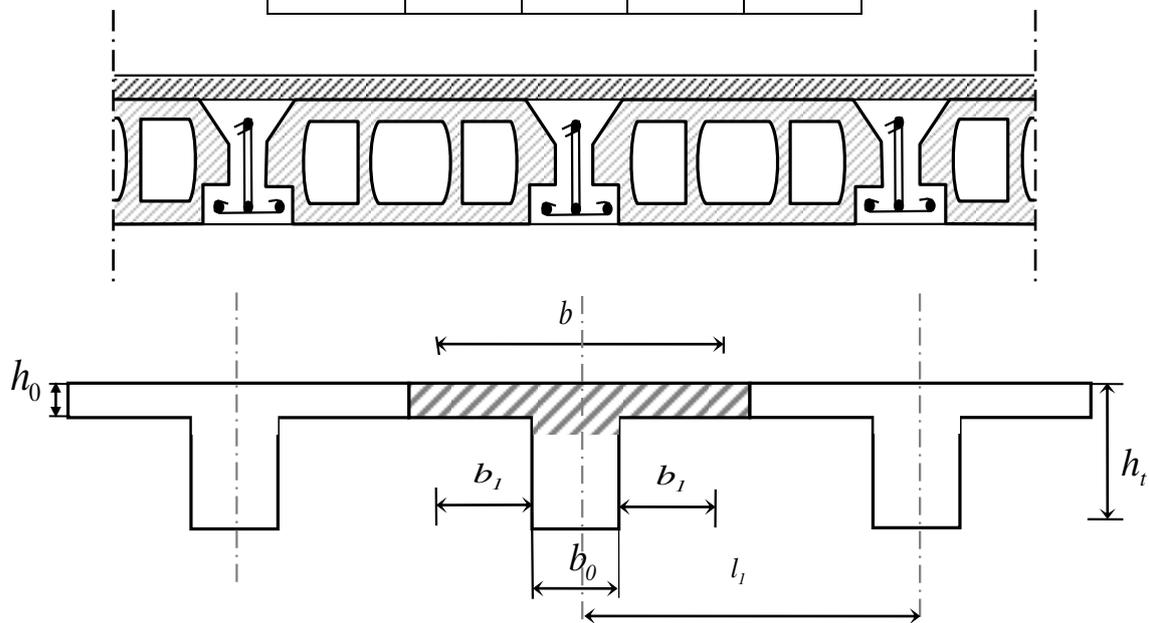


Figure. II. 3. Schéma de la dalle corps creux.

II.1.8. L'escalier :

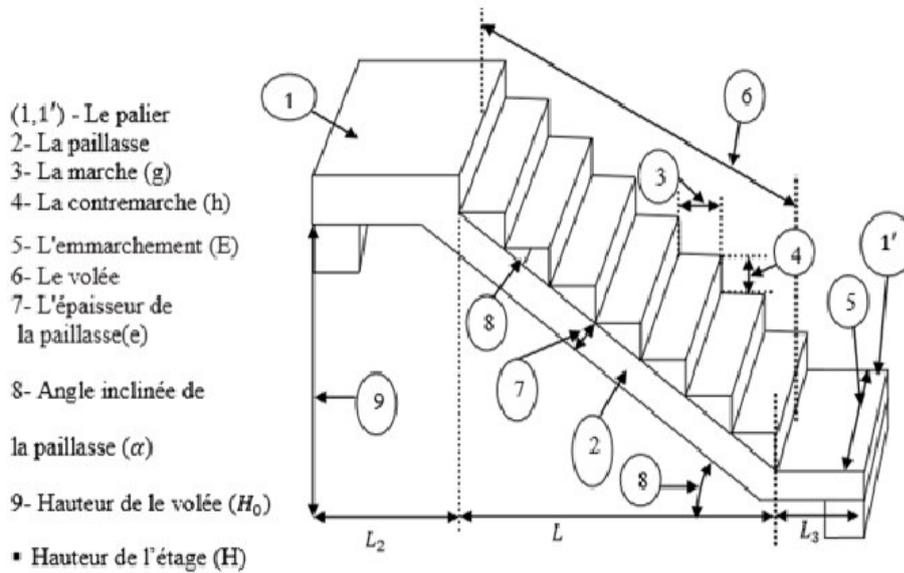


Figure. II. 4. Schéma des Escaliers.

• La marche et la contre marche :

$$14 \leq h \leq 18 \text{ cm}$$

$$24 \leq g \leq 32 \text{ cm}$$

h : hauteur de la contre marche

g: largeur de marche.

➤ On prend:

$$h = 17 \text{ cm}$$

$$g = 30 \text{ cm}$$

$$\text{Formule de BLONDEL : } 59 \leq g+2h \leq 66$$

$$2h+g = 2 \times 17 + 30 = 64 \Rightarrow 59 \leq 64 \leq 66 \quad (\text{c.v})$$

$$E \geq 90 \text{ cm} \rightarrow E = 110 \text{ cm}$$

• Nombre de contre marche:

$$n = \frac{H}{h}$$

n : nombre de contre marche.

H : hauteur d'étage.

h : hauteur de la contre marche

$$n = \frac{306}{17} = 18$$

Pour deux volées $n = 18$

Pour une volée $n = 9$

- **Longueur de la volée :**

$$L = (n-1) g = (9-1) \times 30 = 8 \times 30 = 240 \text{ cm}$$

- **Longueur de palier de repos :**

$$L_1 = 1.8 \text{ m}$$

- **Inclinaison de la paille:**

$$\tan \alpha = \frac{H/2}{L} = \frac{153}{240} = 0.6375 \rightarrow \alpha = 32.5$$

H: hauteur d'étage = 3.06 m

L: Longueur de la volée = 2.40 m

$$\cos \alpha = \frac{L}{l} \rightarrow l = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{2.40}{\cos 32.5} = 2.85 \text{ m}$$

- **Épaisseur de la paille :**

Pour faciliter l'exécution on prend pour les deux éléments la même épaisseur :

On à $e = 400 \text{ cm}$

$$\frac{1}{40} \leq e \leq \frac{1}{30}$$

$$\frac{570}{40} \leq e \leq \frac{570}{30} \rightarrow 14.25 \leq e \leq 19 \rightarrow e = 17 \text{ cm}$$

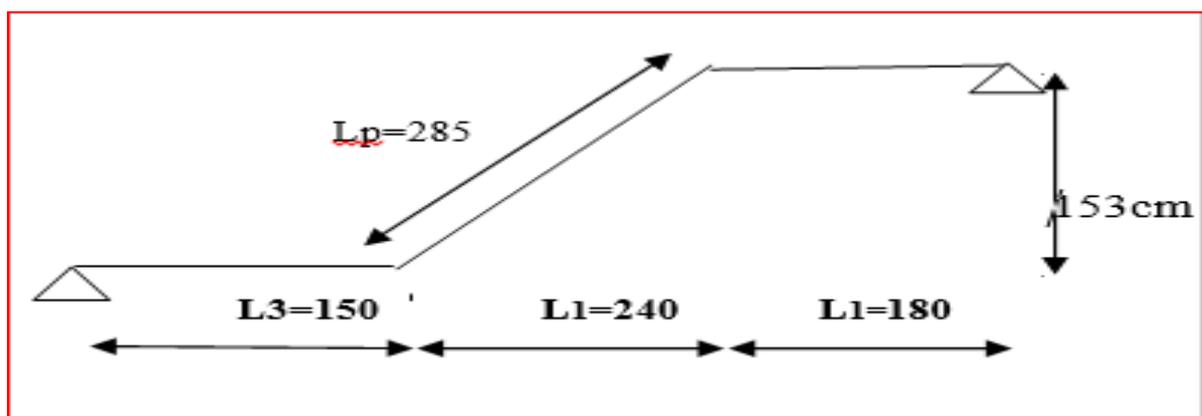


Figure.II.5. Schéma statique de l'escalier.

II.2.LA Détermination des charges appliquées ET LA DESCENTE DES CHARGES**II.2.1.Principe :**

La descente de charge est l'opération qui consiste à calculer toutes les charges qui viennent à un élément porteur depuis le dernier niveau jusqu'à la fondation. Les charges considérées concernent les charges permanentes (le poids propre de l'élément, le poids des planchers, des murs de façades Etc) et les charges d'exploitations.

Rôle de descente des charges :

- Evaluation des charges (G et Q) revenant aux fondations
- Vérification de la section des éléments porteurs (poteaux, voiles).

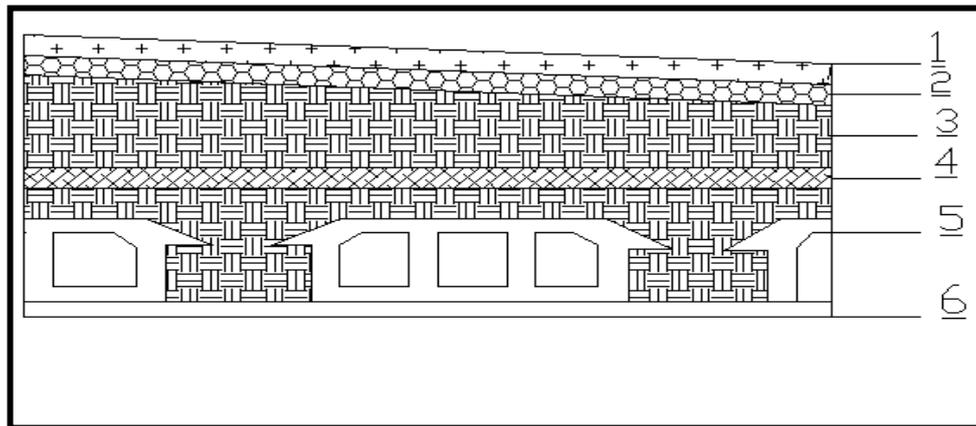
II.2.2.Détermination des charges appliquées :**II.2.2.1.Plancher terrasse non accessible :**

Figure .II.6 . Plancher terrasse.

Tableau II.1 : Evaluation des charges dans un Plancher terrasse inaccessible

N°	désignation	e (m)	$\gamma(Kg/m^3)$	poids (Kg/m^2)
01	gravier	0.05	2000	100
02	Etanchéité multicouche	0.02	600	12
03	Forme de pente	0.1	2000	200
04	Isolation thermique	0.04	400	16
05	Dalle en corps creux	20+4	-	320
06	Enduit en plâtre	0.02	1000	20
Total :				668kg /m²

$G=668 \text{ g/m}^2$

Surcharge d'exploitation : (DTR .BC2-2)

$Qt=100Kg /m^2 = 100 \times 1m = 100Kg/ml$

II.2.2.2.Plancher étage courant :

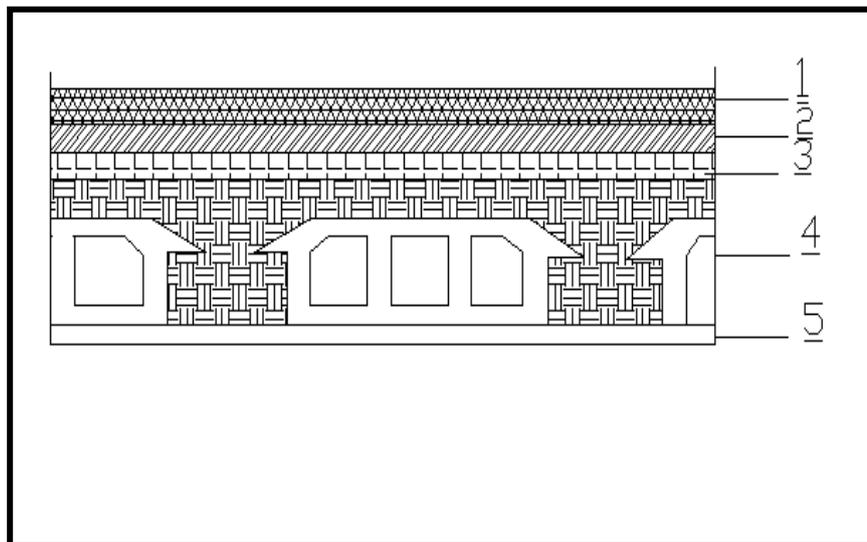


Fig.II.7 . Plancher étage courant.

Tableau II.2 : Evaluation des charges dans un Plancher étage courant

N°	Désignations	e (m)	γ (Kg/m ³)	Charges (Kg/m ²)
1	Carrelage	0.02	2200	44
2	mortier de pose	0.02	2000	40
3	Lit de sable	0.02	1800	36
4	Dalle en corps creux	0.20+0.04	-	320
5	enduit de plâtre	0.02	1000	20
6	Cloisons	-	-	100
			Total :	560 Kg/m ²

$$G=560 \text{ Kg/m}^2$$

Surcharge d'exploitation : DTR .BC2-2

$$Q = 150 \text{ Kg/m}^2$$

II.2.3.Mur extérieurs en maçonnerie :

Tableau II.3 : Evaluation des charges dans un mur extérieur

Désignation de l'élément	γ (KN/m ³)	e_p (m)	G (KN/m ²)
Enduit de plâtre	10	0,02	0,20
Brique creuse	09	0,10	0,90
L'âme d'air	0,0	0,05	0,00
Brique creuse	09	0,15	1,35
Enduit en ciment	18	0,02	0,036
Total	2.49		
	2.49×0.7=1.75		

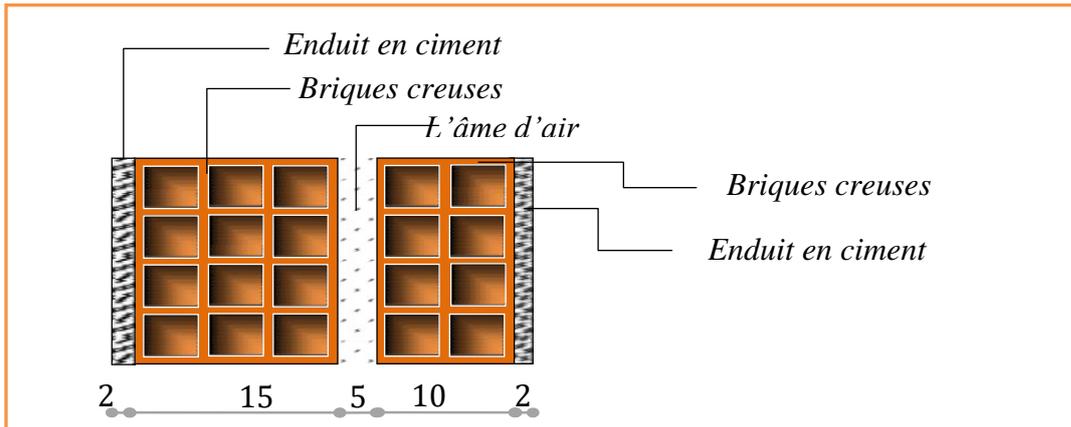


Fig. II.8 : Coupe verticale d'un mur extérieur

Charge permanente :

70% D'ouvertures $\Rightarrow G = 175 \text{ kg/m}^2$

II.2.4.L'acrotère :

L'acrotère est un mur périphérique qu'on réalise en béton armé pour contourner le bâtiment au niveau de la terrasse, son rôle est d'éviter l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse par un relevé d'étanchéité en paralume, sert également à retenir la protection lourde sur l'étanchéité comme il peut servir de garde-corps lors des opérations d'entretien de la terrasse.

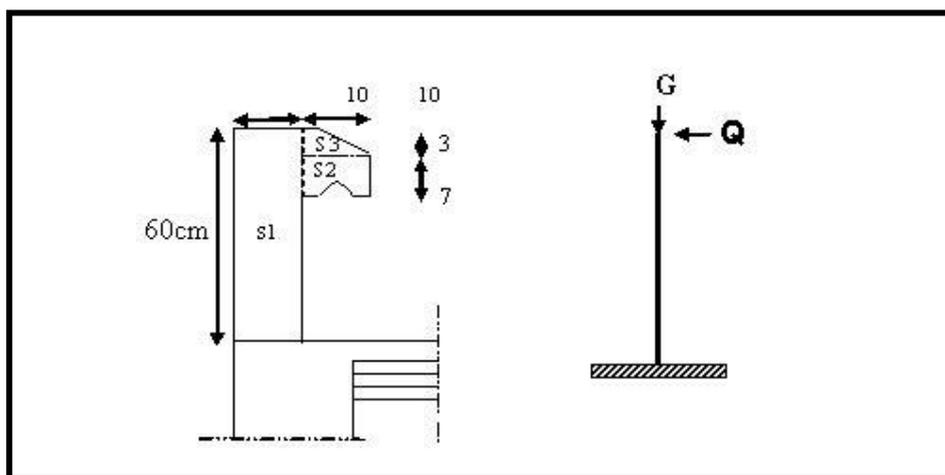


Figure. II.9. Schéma statique de l'acrotère.

Le calcul des armatures se fait sur une bande de 1m de largeur

Surface:

$$S_1 + S_2 + S_3 = (0.1 \times 0.6 + 0.07 \times 0.1 + 0.1 \times 0.03 \times 0.5).$$

$$S_T = 0.0685 \text{ m}^2.$$

Charge :

G1 : poids de L'acrotère par mètre linéaire

G2 : poids de mortier de crépissage par mètre linéaire

$$G1 = 0.0685 \times 25 \times 1 = 1.7125 \text{ KN/ml}$$

$$G2 = 1 \times (0.01 \times 0.6) \cdot 20 = 0.12 \text{ KN/ml}$$

Le poids propre $G = G1 + G2 = 1.713 + 0.12 = 1.833 \text{ KN/ml}$.

Surcharge:

D'après D.T.R.BC.2.2

Q : force horizontale sollicite l'acrotère due à la main courante est 1000 N/m.

$$Q \times 1\text{m} = 1000 \text{ N}.$$

III.2.5. Charges et surcharges des escaliers :

Paliers

-les charges appliquées :

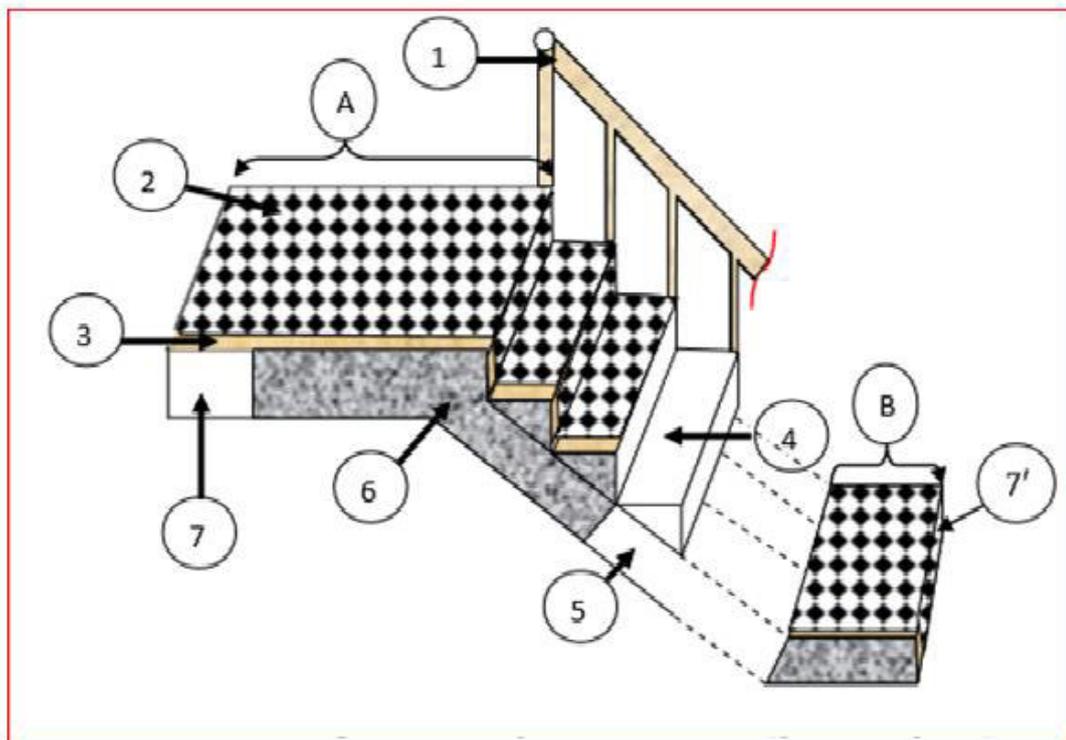


Figure II .10. Composants d'un escalier (paillasson et palier)

Paillasse :

Charge permanente : (DTR B.C 2.2)

Poids propre du paillasse25x0.20x1x1	= 5.00 KN/m ²
Poids propre du marches ((0.17x0.30/2)x25x3)	= 1.92 KN/m ²
Poids de marbre.....((0.17+0.33)x0.03x28x3)	= 1.26 KN/m ²
Mortier de pose (0.02 m)2000x0.02	= 0.40 KN/m ²
Enduit en plâtre sous paillasse0.10x2x1	= 0.20 KN/m ²
	G_T = 8.78 KN/m²
	Q = 2.5 KN/m²

Palier de repos :

Charge permanente : (DTR B.C 2.2)

Poids propre de palier0.20x1x1x25	= 5.00 KN/m ²
Revêtement en marbre28x0.02	= 0.56 KN/m ²
Mortier de pose (0.02 m)20x0.02	= 0.40 KN/m ²
Lit de sable (e=0.20)..... 18x0.02	= 0.36 KN/m ²
Enduit en plâtre sous palier0.10x2x1	= 0.20 KN/m ²
	G_T = 6.52 KN/m²
	Q = 2.5 KN/m²

Tableau II.4 : Résultats dans l'évaluation des charges (Charges et surcharges)

	Charge permanentes	Surcharges
Plancher – terrasse	668 kg/m ²	100 kg/m ²
Plancher d'Etage courant	560 kg/m ²	150 kg/m ²
Murs extérieurs	175 kg/m ²	-
Acrotère	183 kg/ml	100 kg/m ²

II.3 .la Descente Des Charges :

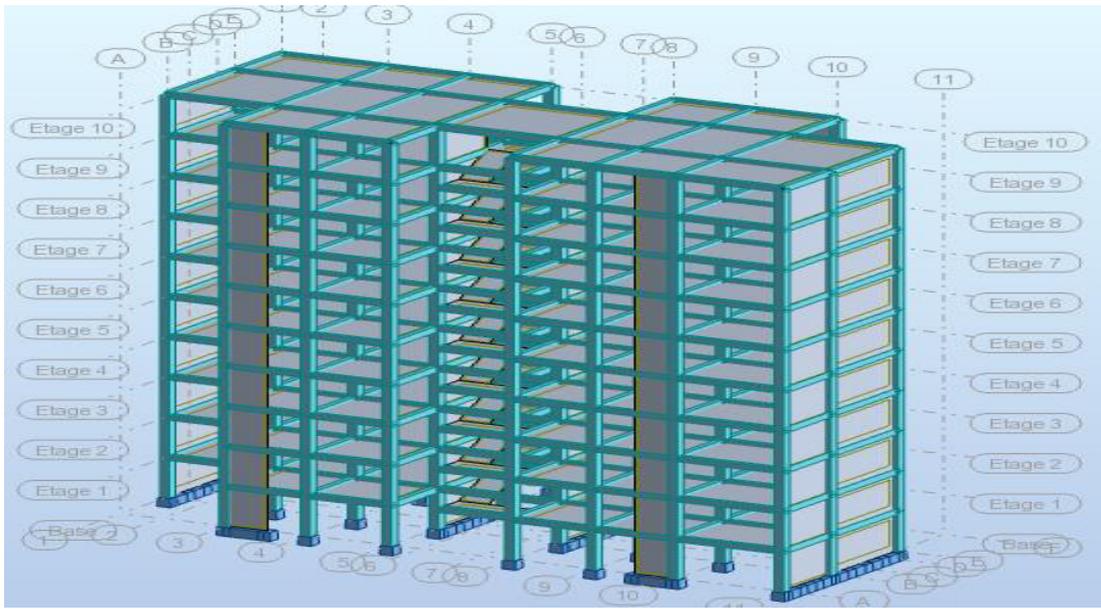
II.3.1.Loi de dégression

Les charges d'exploitation de chaque étage sont réduites dans les proportions indiquées ci-dessous :

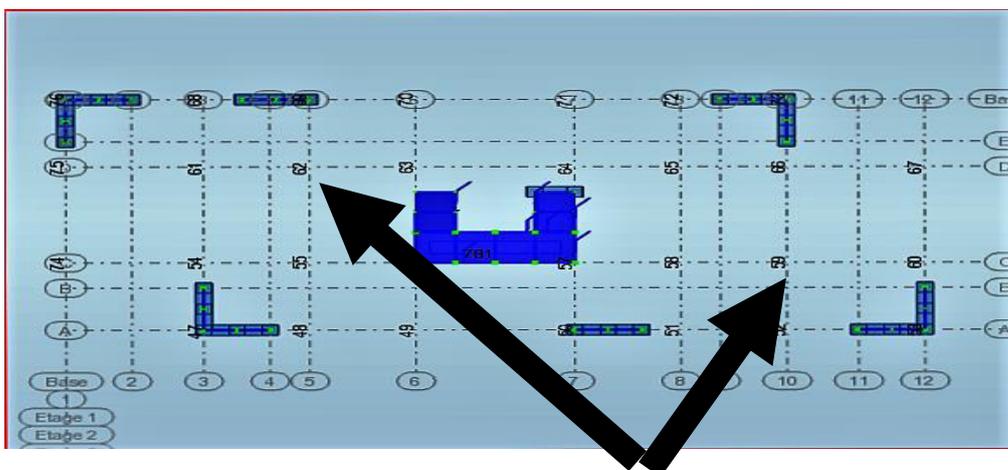
- ✓ Pour la toiture ou terrasse : Q₀
- ✓ Pour le dernier étage : Q
- ✓ Pour l'étage immédiatement inférieur : 0,9Q
- ✓ Pour l'étage immédiatement inférieur : 0,8Q

et ainsi de suite réduisant de 10% par étage jusqu'à 0,5Q (valeur conservée pour les étages inférieurs suivants).

II.3.2 Calcul de la descente de charge par robot :



48	32	8	poteaux 50	BETON25	0,0	Poteau B
49	33	12	poteaux 50	BETON25	0,0	Poteau B
50	34	16	poteaux 50	BETON25	0,0	Poteau B
51	35	20	poteaux 50	BETON25	0,0	Poteau B
52	36	24	poteaux 50	BETON25	0,0	Poteau B
53	37	28	poteaux 50	BETON25	0,0	Poteau B
54	38	5	poteaux 50	BETON25	0,0	Poteau B
55	39	9	poteaux 50	BETON25	0,0	Poteau B
56	40	13	poteaux 50	BETON25	0,0	Poteau B
57	41	17	poteaux 50	BETON25	0,0	Poteau B
58	42	21	poteaux 50	BETON25	0,0	Poteau B
59	43	25	poteaux 50	BETON25	0,0	Poteau B
60	44	29	poteaux 50	BETON25	0,0	Poteau B
61	45	6	poteaux 50	BETON25	0,0	Poteau B
62	46	10	poteaux 50	BETON25	0,0	Poteau B
63	47	14	poteaux 50	BETON25	0,0	Poteau B
64	48	18	poteaux 50	BETON25	0,0	Poteau B
65	49	22	poteaux 50	BETON25	0,0	Poteau B
66	50	26	poteaux 50	BETON25	0,0	Poteau B
67	51	30	poteaux 50	BETON25	0,0	Poteau B
68	52	7	poteaux 50	BETON25	0,0	Poteau B
69	53	11	poteaux 50	BETON25	0,0	Poteau B
70	54	15	poteaux 50	BETON25	0,0	Poteau B
71	55	19	poteaux 50	BETON25	0,0	Poteau B
72	56	23	poteaux 50	BETON25	0,0	Poteau B



$B_7=C_3$:

Fig.II.11. des charges sur le poteau trèscharges

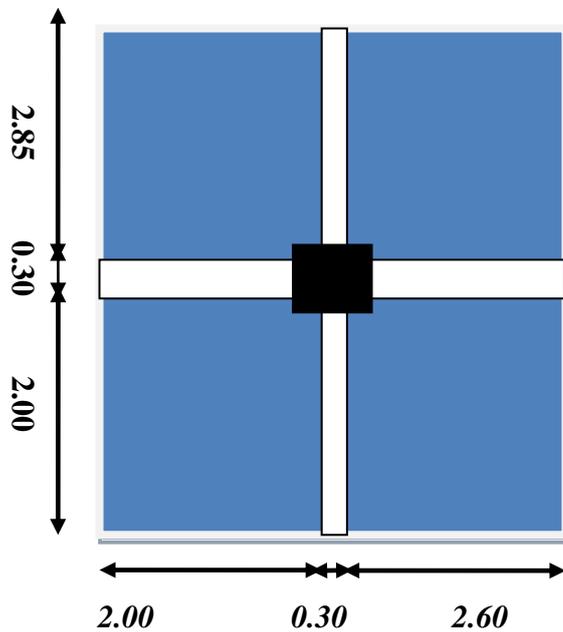
Poteau B_{7=C} 3:

Fig.II.12. La surface afférente par poteau intermédiaire.

Surface afférentes :

$$S_G = (2.85 + 2.00) \times (2.6 + 2.00) = 22.31m^2$$

$$S_{Q,T} = ((2.85 + 2.00) + 0,3) \times ((2.60 + 2.00) + 0,3) = 25.24m^2$$

$$S_{Q,ETAGE} = 25.24 - (0,50 \times 0,60) = 24.94m^2$$

Tableau II.5 : Descente de charge du poteau intermédiaire

Niveaux	Eléments			G(KN)	Q(KN)
1_1		Surface			
	plancher terrasse :	22.31	6.68	149	
	poutre p :	(0,3*0,45*4.85)	25	16.37	
	poutre s :	(0,3*0,40*4.60)	25	13.8	
	poteaux :	(0,5*0,6*3,06)	25	22.95	
	surcharge : (*1)	25.24	1		25.24
	Total			201.82	25.24
2_2	Venant 1-1			201.82	25.24
	Plancher étage :	22.31	5.6	124.94	
	poutre p:	(0,3*0,45*4.85)	25	16.37	
	poutre s :	(0,3*0,40*4.60)	25	13.8	
	poteaux :	(0,5*0,6*3,06)	25	22.95	
	surcharge : (*1)	24.94	1.5		37.41
	Total			379.88	62.65
3_3	Venant 2-2			379.88	62.65
	Plancher étage :	22.31	5.56	124.94	
	poutre p:	(0,3*0,45*4.85)	25	16.37	
	poutre s :	(0,3*0,40*4.60)	25	13.8	
	poteaux :	(0,5*0,6*3,06)	25	22.95	
	surcharge : (*0,9)	24.94	1.5		33.67
	Total			557.94	96.32
4_4	Venant 3-3			557.94	96.32
	Plancher étage :	22.31	5.56	124.94	
	poutre p :	(0,3*0,45*4.85)	25	16.37	
	poutre s :	(0,3*0,40*4.60)	25	13.8	
	poteaux :	(0,5*0,6*3,06)	25	22.95	
	surcharge : (*0,8)	24.94	1.5		29.93
	Total			736	126.25
5_5	Venant 4-4			736	126.25
	Plancher étage :	22.31	5.56	124.94	
	poutre p :	(0,3*0,45*4.85)	25	16.37	
	poutre s:	(0,3*0,40*4.60)	25	13.8	
	poteaux :	(0,5*0,6*3,06)	25	22.95	
	surcharge : (*0,7)	24.94	1.5		26.19
	Total			914.06	152.44

6_6	Venant 1-1			914.06	152.44
	Plancher étage :	22.31	5.56	124.94	
	poutre p:	(0,3*0,45*4.85)	25	16.37	
	poutre s :	(0,3*0,40*4.60)	25	13.8	
	potaux :	(0,5*0,6*3,06)	25	22.95	
	surcharge : (*0.6)	24.94	1.5		22.45
	Total			1092.13	175.89
7_7	Venant 2-2			1092.13	175.89
	Plancher étage :	22.31	5.56	124.04	
	poutre p:	(0,3*0,45*4.85)	25	16.37	
	poutre s :	(0,3*0,40*4.60)	25	13.8	
	potaux :	(0,5*0,6*3,06)	25	22.95	
	surcharge : (*0,5)	24.94	1.5		18.71
	Total			1270.18	193.6
8_8	Venant 3-3			1270.18	193.6
	Plancher étage :	22.31	5.56	124.04	
	poutre p :	(0,3*0,45*4.85)	25	16.37	
	poutre s :	(0,3*0,40*4.60)	25	13.8	
	potaux :	(0,5*0,6*3,06)	25	22.95	
	surcharge : (*0,4)	24.94	1.5		14.96
	Total			1448.24	208.56
9_9	Venant 4-4			1448.24	208.56
	Plancher étage :	22.31	5.56	124.04	
	poutre p :	(0,3*0,45*4.85)	25	16.37	
	poutre s:	(0,3*0,40*4.60)	25	13.8	
	potaux :	(0,5*0,6*3,06)	25	22.95	
	surcharge : (*0,3)	24.94	1.5		11.223
	Total			1626.3	219.783
10_10	Venant 4-4			1626.3	219.783
	Plancher étage :	22.31	5.56	124.04	
	poutre p :	(0,3*0,45*4.85)	25	16.37	
	poutre s:	(0,3*0,40*4.60)	25	13.8	
	potaux :	(0,5*0,6*3,06)	25	22.95	
	surcharge : (*0,2)	24.94	1.5		7.482
	Total			1804.36	227.27

Charge permanente : $G_1 = 1804.36\text{KN}$.

Charge d'exploitation : $Q_1 = 231.01\text{KN}$.

II.2.3.3. Vérification de la section de poteau : BAEL91 (B.8.4,1)

On prend : $\max \{G_1 Q_1 ; G_2 Q_2 ; G_3 ; Q_3\}$

$$\max \begin{cases} G_1 = 1804360\text{N} \\ Q_1 = 231010\text{N} \end{cases}$$

L'effort normal agissant ultime N_u d'un poteau doit être au plus égale à la valeur suivante :

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

$$- N_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$- N_u = 1.35 \cdot 1982420 + 1.5 \cdot 231010 = 3022782\text{N}$$

- α : est un coefficient fonction de l'élanement mécanique λ , qui prend les valeurs :

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{pour } \lambda \leq 50;$$

$$\alpha = 0,60 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \quad \text{pour } 50 < \lambda \leq 70.$$

$$\lambda = \max(\lambda_x, \lambda_y)$$

$$\lambda_x = \sqrt{12} \times \frac{L_f}{b} \quad ; \quad \lambda_y = \sqrt{12} \times \frac{L_f}{h}$$

$$L_f = 0.7L_0$$

❖ Poteau (45x55) :

$$\lambda_x = \sqrt{12} \frac{0.7 \times 3.045}{0.5} = 14.77$$

$$\lambda_y = \sqrt{12} \frac{0.7 \times 3.045}{0.60} = 12.3$$

$$\lambda = 14.77 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}$$

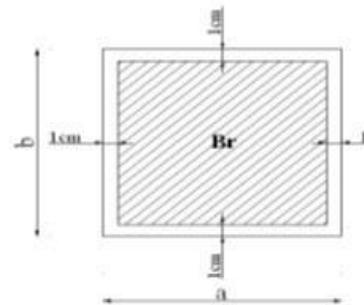
$$\alpha = 0,820 < 50$$

Pas de risque de flambement.

- B_r : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur tout son périphérique.

$$B_r = (h-2)(b-2) = (50-2) \cdot (60-2) = 2784\text{cm}^2.$$

$$-\gamma_b = 1.50 \quad ; \quad \gamma_s = 1.15$$



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

- A : est la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

$$A = \max (A_{\min}^{\text{BAEL}}, A_{\min}^{\text{RPA}})$$

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} = \max (4 \text{ cm}^2/\text{m de périmètre}, 0,2\%B)$$

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.2bh}{100} = \frac{0.2 \times 500 \times 600}{100} = 600 \text{ mm}^2 \\ 0.2 \frac{(b+h)}{100} = 0.2 \frac{(500+600)}{100} = 2.2 \text{ mm}^2 \end{array} \right\}$$

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = 0.8 \%B \quad (\text{zone II})$$

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = \frac{0.9}{100} B = \frac{0.9}{100} (500 \times 600) = 2700 \text{ mm}^2$$

❖ Tableau Récapitulatif :

Niveau	N_u (N)	A_{\min}^{BAEL} (mm^2)	A_{\min}^{RPA} (mm^2)	A (mm^2)	B_r (mm^2)	\bar{N} (N)	conditi on
RDC+9	2782401	600	2700	2700	278400	4897531.2	vérifiée

Donc les sections choisies sont suffisantes dans toutes les étages (60*50)

❖ Vérification vis-à-vis du RPA 99 (ART 7.4.3.1 p 50) :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Où:

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

B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière

f_{c28} : est la résistance caractéristique du béton

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.30$$

$$v = \frac{N_d}{450 \times 550 \times f_{c28}} \Rightarrow v = \frac{2035370}{500 \times 600 \times 25} \equiv 0,27$$

$$v = 0,27 < 0,30 \dots \dots \dots \text{conditn.verifier}$$

II.3.3. descente des charges sur voile sans ouvertures

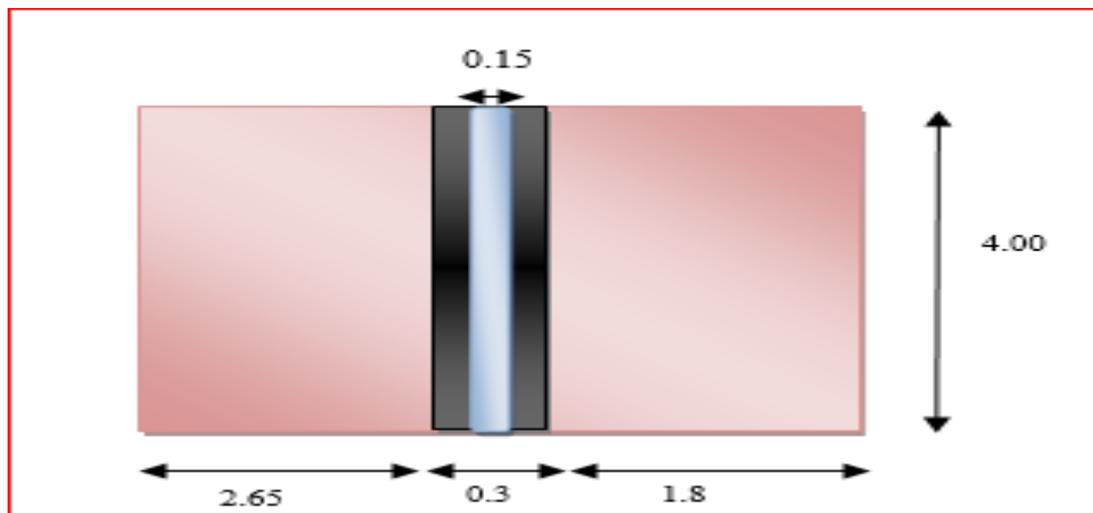


Fig.II.13. Schéma de voile.

Tableau II.6 : Descente de charge du voile.

Niveaux	Eléments		G(KN)	Q(KN)	
1_1		Surface			
	plancher terrasse :	17.8	6.68	118..9	
	Poutre S :	(0,15*0,40*4.00)	25	6	
	Voil :	(0,15*2.66)	25	9.98	
	surcharge : (*1)	19	1	19	
	Total			134.88	19
2_2	Venant 1-1			138.45	19
	Plancher étage :	17.8	5.60	99.68	
	poutre S:	(0,15*0,4*4.00)	25	6	
	Voil :	(0,15*2.66)	25	9.98	
	surcharge : (*1)	19	1.5		28.5
	Total			254.11	47.5
3_3	Venant 1-1			254.11	47.5
	Plancher étage :	17.8	5.60	99.68	
	poutre S:	(0,15*0,4*4.00)	25	6	
	Voil :	(0,15*2.66)	25	9.98	
	surcharge : (*0.9)	19	1.5		25.65
	Total			370	73.15
4_4	Venant 3-3			370	73.15
	Plancher étage :	17.8	5.60	98.89	
	poutre S:	(0,15*0,4*4.00)	25	6	

	Voil :	(0,15*2.66)	25	9.98	22.8
	surcharge : (*0.8)	19	1.5		
	Total				485.66
5_5	Venant 1-1			138.45	95.95
	Plancher étage :	17.8	5.60	99.68	19.95
	poutre S:	(0,15*0,4*4.00)	25	6	
	Voil :	(0,15*2.66)	25	9.98	
	surcharge : (*0.7)	19	1.5		
	Total				
6_6	Venant 1-1			138.45	115.9
	Plancher étage :	17.8	5.60	99.68	17.1
	poutre S:	(0,15*0,4*4.00)	25	6	
	Voil :	(0,15*2.66)	25	9.98	
	surcharge : (*0.6)	19	1.5		
	Total				
7_7	Venant 1-1			716.98	133
	Plancher étage :	17.8	5.60	99.68	14.25
	poutre S:	(0,15*0,4*4.00)	25	6	
	Voil :	(0,15*2.66)	25	9.98	
	surcharge : (*0.5)	19	1.5		
	Total				
8_8	Venant 1-1			832.64	147.25
	Plancher étage :	17.8	5.60	99.68	11.4
	poutre S:	(0,15*0,4*4.00)	25	6	
	Voil :	(0,15*2.66)	25	9.98	
	surcharge : (*0.4)	19	1.5		
	Total				
9_9	Venant 1-1			948.3	158.65
	Plancher étage :	17.8	5.60	99.68	8.55
	poutre S:	(0,15*0,4*4.00)	25	6	
	Voil :	(0,15*2.66)	25	9.98	
	surcharge : (*0.3)	19	1.5		
	Total				
10_10	Venant 1-1			1063.96	167.2
	Plancher étage :	17.8	5.60	99.68	5.7
	poutre S:	(0,15*0,4*4.00)	25	6	
	Voil :	(0,15*2.66)	25	9.98	
	surcharge : (*0.2)	19	1.5		
	Total				

Vérification de la résistance des voiles à la compression :

Il faut que : $\frac{P_u}{A} \leq f_{c28}$

Tel que : $P_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q$

$$P_u = 1,35(1179620) + 1,5(172900)$$

$$P_u = 1851837 \text{ N}$$

$$A = 150 \times 2660 = 399000 \text{ mm}^2.$$

$$\Rightarrow \frac{P_u}{A} = \frac{1851837}{399000} = 4.64 \text{ Mpa} < f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

La condition est vérifiée, alors pas de modification de section.

Chapitre III
Etude des
éléments secondaires

Introduction :

Dans ce calcul on veut assurer la stabilité et la résistance des éléments secondaires de notre ouvrage (acrotère, escalier, planché) vis-à-vis aux effets des actions vertical (permanente et exploitation) par une bonne modélisation suivit d'un calcul correct des sections d'armatures qui respectent le BAEL 91 et RPA99/V2003.

C'est à partir de la contribution de chaque élément dans la résistance aux actions sismiques ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage qu'on puisse classer les différents éléments structuraux (principaux ou secondaires).

III.1.Plancher à corps creux:

Cette solution, très communément employée dans les bâtiments, consiste à utiliser des corps creux, ces derniers sont liés et supportés par des nervures coulées sur place au bien préfabriquées.

La nervure est calculée comme une section en T soumise à la flexion simple.

Les charges appliquées :**❖ Plancher terrasse :**

$$G = 6.68 \text{ Kn.m}^2$$

$$Q = 1 \text{ Kn.m}^2$$

❖ Plancher à usage d'habitation :

$$G = 5.6 \text{ Kn.m}^2$$

$$Q = 1.5 \text{ Kn.m}^2$$

Les combinaisons d'action :

$$\text{E.L.U : } 1.35 G + 1.5 Q$$

$$\text{E.L.S : } G + Q$$

Tableau III.1 : les charges des planchers aux états limites.

	P. Terrasse	P.E à Usage d'habitation
E.L.U	10.52	9.81
E.L.S	7.68	7.1

. Type des nervures :

Nous avons deux (2) type des poutrelles à calculer :

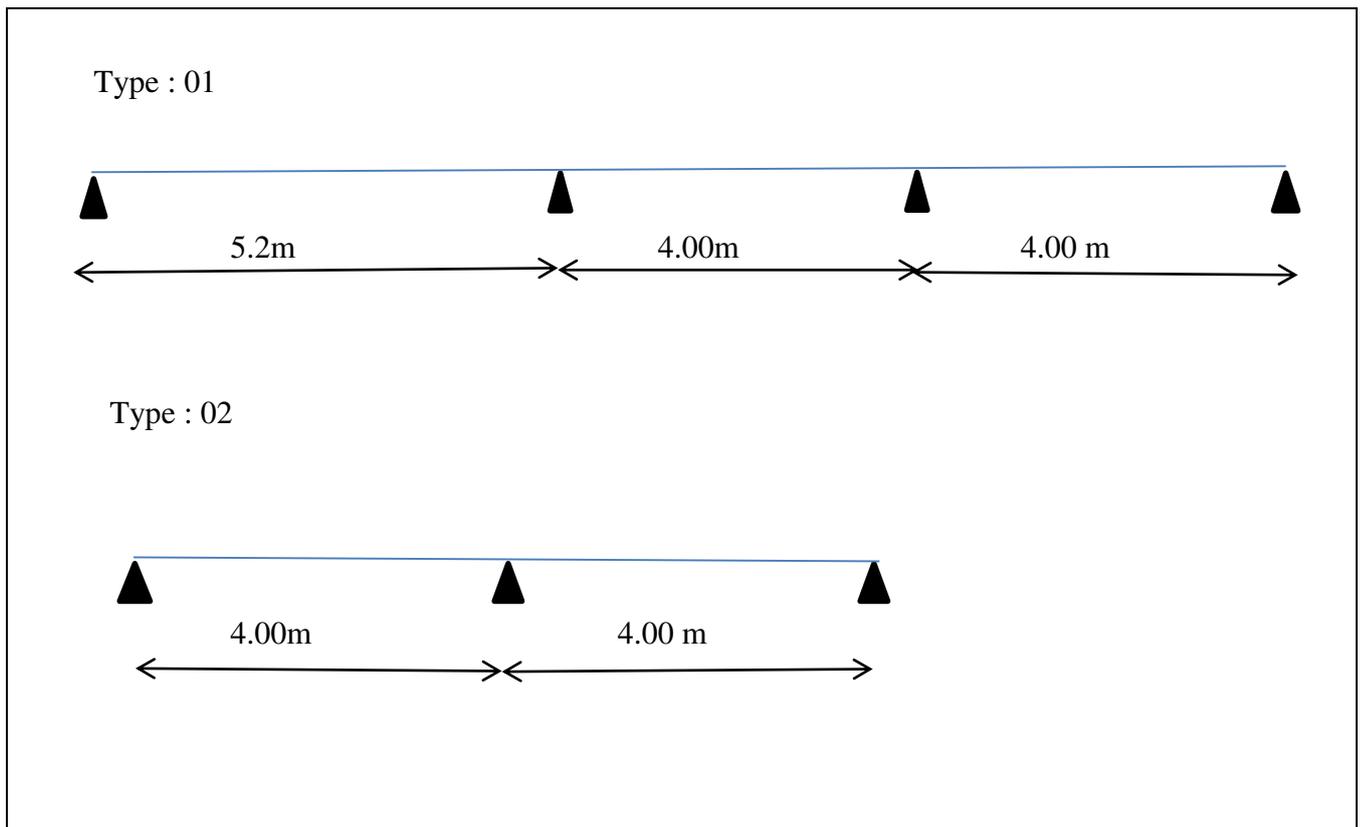


Fig.III.1 : Types des poutrelles.

III.1.1. Détermination des sollicitations :

III.1.1.2. Plancher étage à usage d'habitation :

*type1 :

Pour déterminer toutes les sollicitations (M.T), on a plusieurs méthodes à utiliser : (méthode forfaitaire, méthode de Caquot et méthode des 3 moments), pour notre projet on utilise la méthode de Caquot tant que une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiées

Méthode DE ROBOT

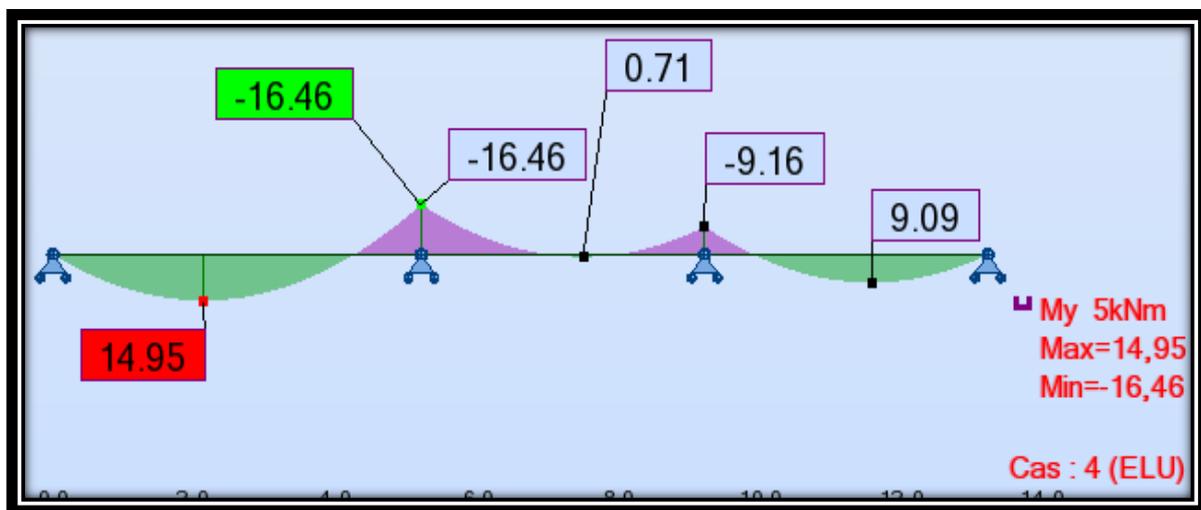


Fig. III. 2. moment surplancher a L'ELU

$$M_0 = 16.46 + 14.95 = 31.41$$

$$M_t = 0,85 \cdot M_0 = 0,85 \cdot 31.41 = 26.7 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0,3 \cdot M_0 = 0,3 \cdot 31.41 = 9.42 \text{ KN.m}$$

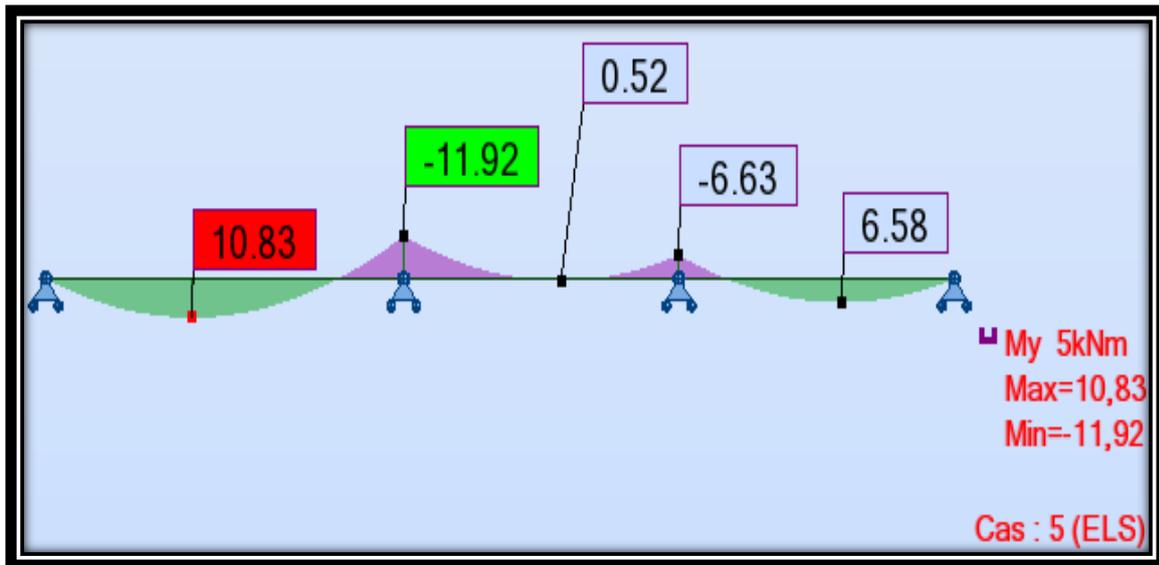


Fig. III. 3. moment surplancher a L'EL

$$M_0 = 10.83 + 11.92 = 22.75$$

$$M_t = 0,85 \cdot M_0 = 0,85 \cdot 22.75 = 19.34 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0,3 \cdot M_0 = 0,3 \cdot 22.75 = 6.8 \text{ KN.m}$$

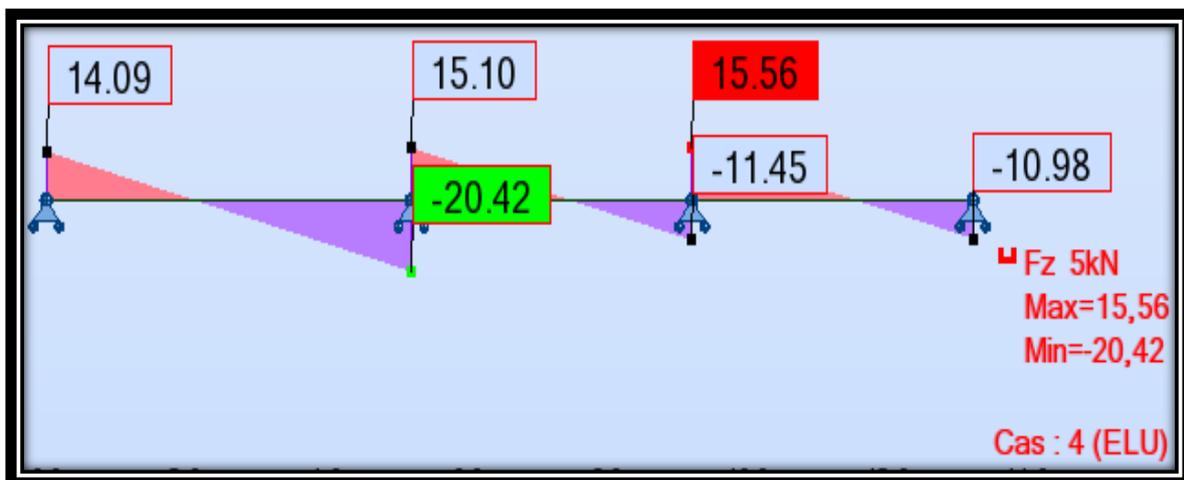


Fig III.4. Efforts tranchants à L'ELU

III.1.1.3. Calcul du ferrailage: Cas d'étage à usage d'habitation :

- **E.L.U**

On va calculer le ferrailage de la nervure la plus sollicitée pour le plancher de l'étage à usage d'habitation.

L'enrobage : $c = 3 \text{ cm}$

$$M_{\text{app}}^{\text{max}} = 9.42 \text{ Kn. m} = \mathbf{9420 \text{ N. m}}$$

$$M_{\text{t}}^{\text{max}} = 26.70 \text{ Kn. m} = \mathbf{26700 \text{ N. m}}$$

✓ **Les armatures longitudinales:**

En Travée:

Le moment fléchissant M_{Table} équilibré par la table est:

$$M_{\text{Table}} = \bar{\sigma}_b \cdot b \cdot h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_{\text{Tab}} = 14.2 \times 650 \times 40 \times \left(0.21 - \frac{0.04}{2} \right) = 70148 \text{ N. m}$$

$$M_{\text{t}}^{\text{max}} = \mathbf{26700 \text{ N. m}} < M_{\text{tab}} = \mathbf{70148 \text{ N. m}}$$

Donc une partie seulement de la table est comprimée, et la section en T sera calculer comme une section rectangulaire de largeur b .

$$\mu = \frac{M_{\text{t}}^{\text{max}}}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$\mu = \frac{26700}{14.2 \times 10^6 \times 0.65 \times 0.21^2} = 0.065$$

$$f_e = 400 \Rightarrow \mu_l = 0.392$$

$$\mu = 0.065 < \mu_l = 0.392$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

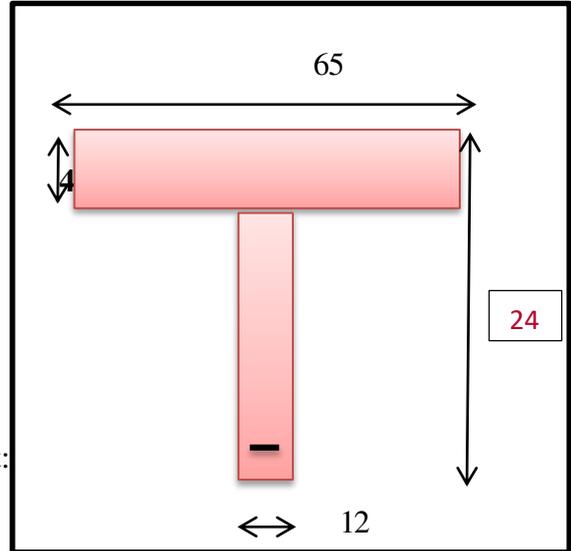
$$\alpha = 1.25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right]$$

$$\alpha = 1.25 \left[1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.065} \right] = 0.087$$

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

$$\beta = 1 - 0.4 \times 0.087 = 0.96$$

$$A = \frac{M_{\text{t}}^{\text{max}}}{\bar{\sigma}_s \cdot \beta \cdot d}$$



$$A = \frac{26700 \times 10^2}{348 \times 10^2 \times 0.96 \times 21} = 3.8 \text{ cm}^2$$

Soit $2712 + 1714 = 3.8 \text{ cm}^2$.

Sur Appuis :

$$M_{app}^{max} = -9420 \text{ N.m}$$

Le moment sur appui est négatif, donc le béton de la dalle se trouve dans la partie tendue, alors nous considérons une section rectangulaire de largeur b_0

$$\mu = \frac{M_{app}^{max}}{\bar{\sigma}_b \cdot b_0 \cdot d^2}$$

$$\mu = \frac{9420}{14.2 \times 10^6 \times 12 \times 10^{-2} \times 0.21^2} = 0.125$$

$$\alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu}]$$

$$\alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.125}] = 0.17$$

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

$$\beta = 1 - 0.4 \times 0.17 = 0.93$$

$$A = \frac{M_{app}^{max}}{\bar{\sigma}_s \cdot \beta \cdot d}$$

$$A = \frac{9420 \times 10^2}{348 \times 10^2 \times 0.87 \times 21} = 1.48 \text{ cm}^2$$

Soit $1714 = 1.54 \text{ cm}^2$.

• **ELS**

On a la fissuration est peu préjudiciable donc on n'a pas besoin de vérifier σ_s , il suffit de vérifier

$$\alpha < \bar{\alpha} :$$

Selon BAEL 83 exercices page 101 :

• **Sur appui :**

$$\alpha < \gamma - 1 / 2 + Fc28/100$$

$$\gamma = M_u / M_{ser} = 9420/6800 = 1.38$$

$$\alpha = 0.07 \leq \frac{1.38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.16 \dots\dots\dots C.V$$

• **En travée :**

$$\alpha < \gamma - 1 / 2 + Fc28/100$$

$$\gamma = M_u / M_{ser} = 26700/19340 = 1.38$$

$$\alpha = 0.075 \leq \frac{1.38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.16 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Donc le ferrailage à l'Els n'est pas nécessaire.

✓ **Condition de non fragilité : BAEL91 (A.4.2,1) Page 22**

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

$$\text{En travée : } A_{\min} \geq 0.23 \times 65 \times 21 \times \frac{2.1}{400} = 1.65 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sur appuis : } A_{\min} \geq 0.23 \times 10 \times 21 \times \frac{2.1}{400} = 0.254 \text{ cm}^2$$

✓ **Pourcentage minimal d'armature longitudinale :**

Selon BAEL (art B.5.6.4) page85

$$\text{En travée : } A'_{\min} \geq 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 65 \times 24 = 1.56 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sur appuis : } A'_{\min} \geq 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 12 \times 24 = 0.288 \text{ cm}^2$$

Donc : $A = \max (A_u, A'_{\min}, A_{\min})$

On adopte:

$$\text{Sur appui : } 1T14 = 1.54 \text{ cm}^2.$$

$$\text{En travée : } 2T12 + 1T14 = 2.26 + 1.54 = 3.8 \text{ cm}^2.$$

✓ **Vérification de La contrainte de cisaillement:** [BAEL91 (A.5.1, 21) page 33]

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

La contrainte tangente :

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0 \cdot d}$$

$$v_u^{max} = 20420 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{20420}{120 \times 210} = 0.81 \text{ MPa}$$

Selon [BAEL91 (A.5.1, 211) Page 34]

Fissuration peu nuisible

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.20 \frac{F_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) \dots\dots$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.20 \frac{25}{1.5}, 5 \text{ MPa} \right) = \min(3.33, 5 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.81 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \text{ (Vérifié) .}$$

✓ **Diamètre minimale ϕ_t** : [BAEL91 (A.7.2,2) Page 56]

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h_t}{35}, \phi_l, \frac{b_0}{10}\right)$$

ϕ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{240}{35}, 12, \frac{120}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(6.86, 12, 12)$$

Soit $\phi_t = 8 \text{ mm}$.

Donc on adopte des cadres ϕ_8 d'où :

$$A_t = 2 \phi_8 = 1.01 \text{ cm}^2$$

✓ **L'espacement des cadres " S_t "** : [BAEL91 (A.5.1, 22) page 34 et (A.5.1, 23) P 35]

$$S_{t1} \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) = 18.9 \text{ cm.}$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t F_e}{0.4b_0} = \frac{1.01 \times 235}{0.4 \times 12} = 49.45 \text{ cm}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0.8f_e A_t}{b_0 \gamma_s (\tau_u - 0.3f_{t28})} = \frac{0.8 \times 400 \times 1.01}{12 \times 1.15 (0.97 - 0.3 \times 2.1)} = 69 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } S_t \leq \min(S_{t1}, S_{t2}, S_{t3}) \Rightarrow S_t \leq 18.9 \text{ cm}$$

On prend : $S_t = 18 \text{ cm}$.

✓ **Condition de flèche :**

On a selon CBA93 page 144:

$$1. \frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10 M_0} \Rightarrow \frac{24}{520} \geq \frac{0.75 M_0}{10 M_0} \Rightarrow 0.046 \geq 0.075 \text{ C.V}$$

$$2. \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{2.26}{12 \times 21} \leq \frac{4.2}{400} \Rightarrow 0.009 \leq 0.010 \text{ C.V}$$

$$3. \frac{H}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow \frac{24}{520} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow 0.046 \geq 0.044 \text{ C.V}$$

III.1.1.3. Cas plancher terrasse :

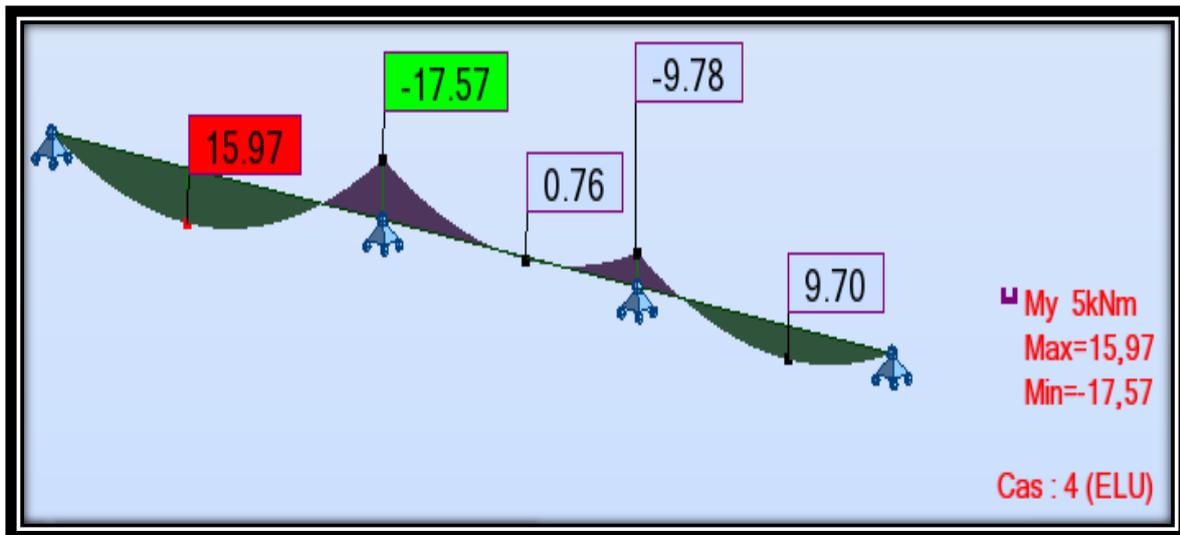


Fig. III. 5. moment surplancher a L'ELU

$$M_0 = 15.97 + 17.57 = 33.54$$

$$M_t = 0,85 \cdot M_0 = 0,85 \cdot 33.54 = 24.24 \text{ KN.m .}$$

$$M_a = 0,3 \cdot M_0 = 0,3 \cdot 33.54 = 10.06 \text{ KN.m}$$

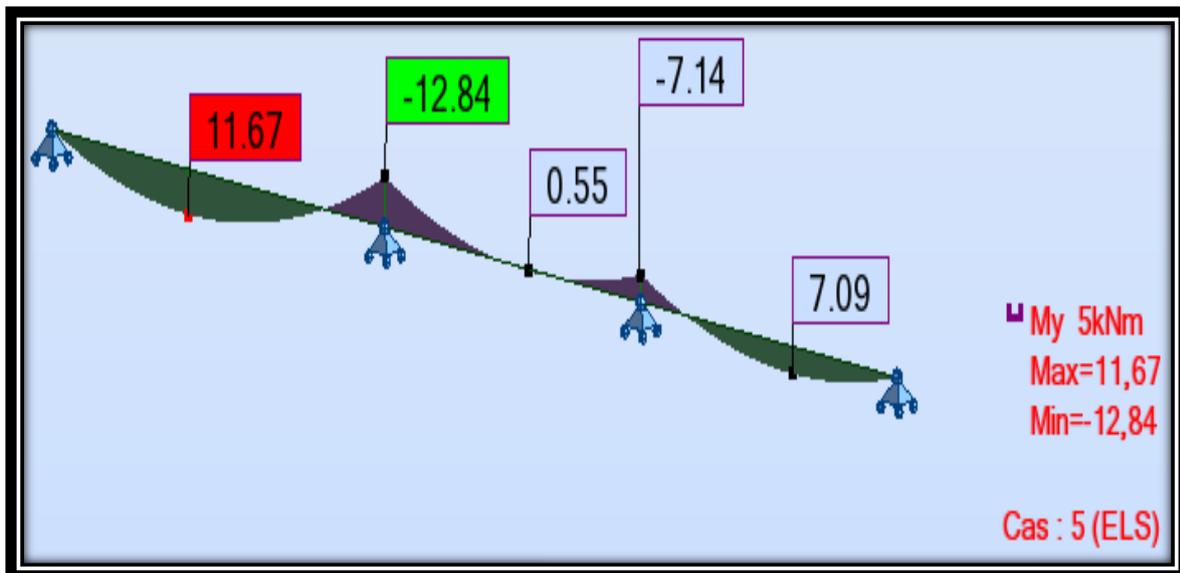
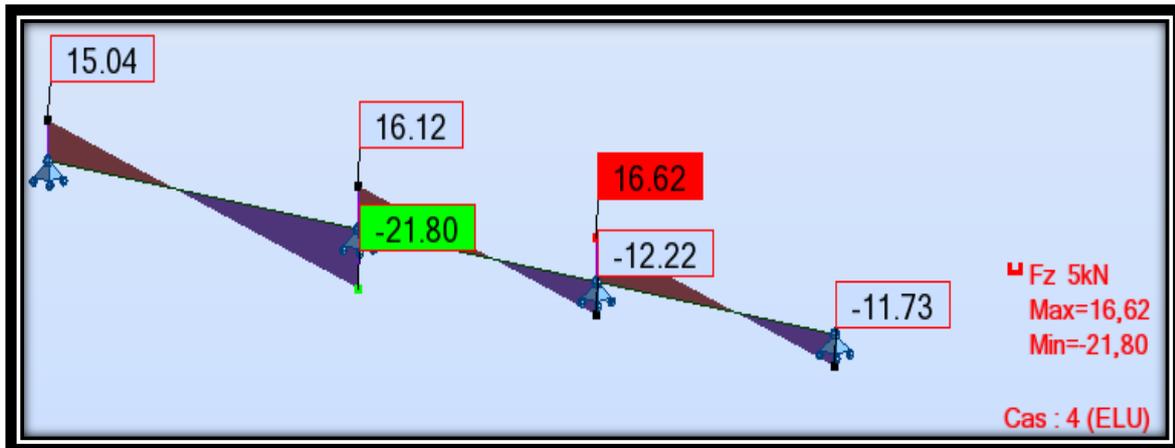


Fig III. 6. moment surplancher a L'ELS

$$M_0 = 11.67 + 12.84 = 24.51$$

$$M_t = 0,85 \cdot M_0 = 0,85 \cdot 24.51 = 20.84 \text{ KN.m .}$$

$$M_a = 0,3 \cdot M_0 = 0,3 \cdot 24.51 = 7.35 \text{ KN.m}$$



FigIII .7. Efforts tranchants à L'ELU

On va calculer le ferrailage de la nervure la plus sollicitée pour le plancher terrasse.

L'enrobage : $c = 3 \text{ cm}$

ELU:

$$M_{\text{app}}^{\text{max}} = 10.06 \text{ Kn. m} = \mathbf{10060 \text{ N. m}}$$

$$M_{\text{t}}^{\text{max}} = 24.24 \text{ Kn. m} = \mathbf{24240 \text{ N. m}}$$

✓ **Les armatures longitudinales:**

En Travée:

Le moment fléchissant M_{Table} équilibré par la table est:

$$M_{\text{Table}} = \bar{\sigma}_b \cdot b \cdot h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

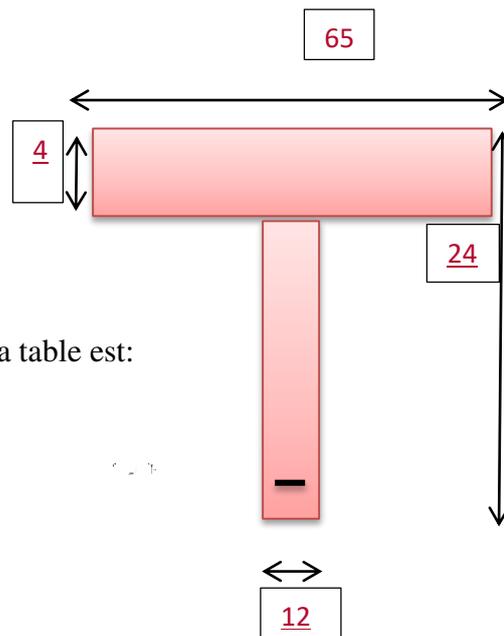
$$M_{\text{Tab}} = 14.2 \times 650 \times 40 \times \left(0.21 - \frac{0.04}{2} \right) = 70148 \text{ N. m}$$

$$M_{\text{t}}^{\text{max}} = \mathbf{24240 \text{ N. m}} < M_{\text{tab}} = \mathbf{70148 \text{ N. m}}$$

Donc une partie seulement de la table est comprimée, et la section en T sera calculer comme une section rectangulaire de largeur b .

$$\mu = \frac{M_{\text{t}}^{\text{max}}}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$\mu = \frac{24240}{14.2 \times 10^6 \times 0.65 \times 0.21^2} = 0.06$$



$$f_e = 400 \Rightarrow \mu_l = 0.392$$

$$\mu = 0.039 < \mu_l = 0.392$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25[1 - \sqrt{1 - 2\mu}]$$

$$\alpha = 1.25[1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.06}] = 0.077$$

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

$$\beta = 1 - 0.4 \times 0.077 = 0.97$$

$$A = \frac{M_t^{\max}}{\bar{\sigma}_s \cdot \beta \cdot d}$$

$$A = \frac{24240 \times 10^2}{348 \times 10^2 \times 0.97 \times 21} = 3.42 \text{ cm}^2$$

$$2T12 + 1T14 = 2.26 + 1.54 = 3.8 \text{ cm}^2$$

Sur Appuis :

$$M_{app}^{\max} = -10060 \text{ N.m}$$

Le moment sur appui est négatif, donc le béton de la dalle se trouve dans la partie tendue, alors nous considérons une section rectangulaire de largeur b_0

$$\mu = \frac{M_{app}^{\max}}{\bar{\sigma}_b \cdot b_0 \cdot d^2}$$

$$\mu = \frac{10060}{14.2 \times 10^6 \times 12 \times 10^{-2} \times 0.21^2} = 0.13$$

$$\alpha = 1.25[1 - \sqrt{1 - 2\mu}]$$

$$\alpha = 1.25[1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.13}] = 0.18$$

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

$$\beta = 1 - 0.4 \times 0.18 = 0.93$$

$$A = \frac{M_{app}^{\max}}{\bar{\sigma}_s \cdot \beta \cdot d}$$

$$A = \frac{10060 \times 10^2}{348 \times 10^2 \times 0.93 \times 21} = 1.48 \text{ cm}^2$$

Soit 1T14 = 1.54

- **ELS**

On a la fissuration est peu préjudiciable donc on n'a pas besoin de vérifier σ_s , il suffit de vérifier

$$\alpha < \bar{\alpha}^- :$$

Selon BAEL 83 exercices page 101 :

- **Sur appui :**

$$\alpha < \gamma - 1 / 2 + Fc28/100$$

$$\gamma = Mu / Mser = 10060/7350 = 1.37$$

$$\alpha = 0.18 \leq \frac{1.37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.41 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

- **En travée :**

$$\alpha < \gamma - 1 / 2 + Fc28/100$$

$$\gamma = Mu / Mser = 24240/20840 = 1.16$$

$$\alpha = 0.077 \leq \frac{1.16-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.41 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

Donc le ferrailage à l'Els n'est pas nécessaire.

- ✓ **Condition de non fragilité : BAEL91 (A.4.2,1) Page 22**

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

$$\text{En travée : } A_{\min} \geq 0.23 \times 65 \times 21 \times \frac{2.1}{400} = 1.65 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sur appuis : } A_{\min} \geq 0.23 \times 12 \times 21 \times \frac{2.1}{400} = 0.3 \text{ cm}^2$$

- ✓ **Pourcentage minimal d'armature longitudinale :**

Selon BAEL (art B.5.6.4) page85

$$\text{En travée : } A'_{\min} \geq 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 65 \times 24 = 1.56 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sur appuis : } A'_{\min} \geq 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 12 \times 24 = 0.288 \text{ cm}^2$$

Donc : $A = \max (A_u, A'_{\min}, A_{\min})$

On adopte:

$$\text{Sur appui : } 1T14 = 1.54 \text{ cm}^2.$$

$$\text{En travée : } 2T12 + 1T14 = 2.26 + 1.54 = 3.8 \text{ cm}^2.$$

- ✓ **Vérification de La contrainte de cisaillement: selon [BAEL91 (A.5.1, 21) P 33]**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

La contrainte tangente :

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0 \cdot d}$$

$$v_u^{max} = N$$

$$\tau_u = \frac{21800}{120 \times 210} = 0.87 \text{ MPa}$$

Selon [BAEL91 (A.5.1, 211) P 34]

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.20 \frac{F_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) \dots \dots \text{Fissuration peu nuisible}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.20 \frac{25}{1.5}, 5 \text{ MPa}\right) = \min(3.33, 5 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.87 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \text{ (Vérifié)}$$

✓ **Diamètre minimale ϕ_t** : [BAEL91 (A.7.2,2) P 56]

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h_t}{35}, \phi_l, \frac{b_0}{10}\right)$$

ϕ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{240}{35}, 12, \frac{120}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(6.87, 12, 12)$$

Soit $\phi_t = 8 \text{ mm}$.

Donc on adopte des cadres ϕ_8 d'où :

$$A_t = 2 \phi_8 = 1.01 \text{ cm}^2$$

✓ **L'espacement des cadres " S_t "**: [BAEL91 (A.5.1, 22) page 34 et (A.5.1, 23) P35]

$$S_{t1} \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) = 18.9 \text{ cm.}$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t F_e}{0.4 b_0} = \frac{1.01 \times 235}{0.4 \times 12} = 49.45 \text{ cm}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0.8 f_e A_t}{b_0 \gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{t28})} = \frac{0.8 \times 400 \times 1.01}{12 \times 1.15 (0.87 - 0.3 \times 2.1)} = 323.2 \text{ cm}$$

Soit $S_t \leq \min(S_{t1}, S_{t2}, S_{t3}) \Rightarrow S_t \leq 18.9 \text{ cm}$

On prend : $S_t = 18 \text{ cm}$.

Tableau III.2 : Résultats finals des armatures.

	Appui	Travée
Plancher terrasse	1T14=1.54 cm ²	2T12+1T14=3.8 cm ²
Plancher à usage d'habitation	1T14=1.54 cm ²	2T12+1T14=3.8cm ²

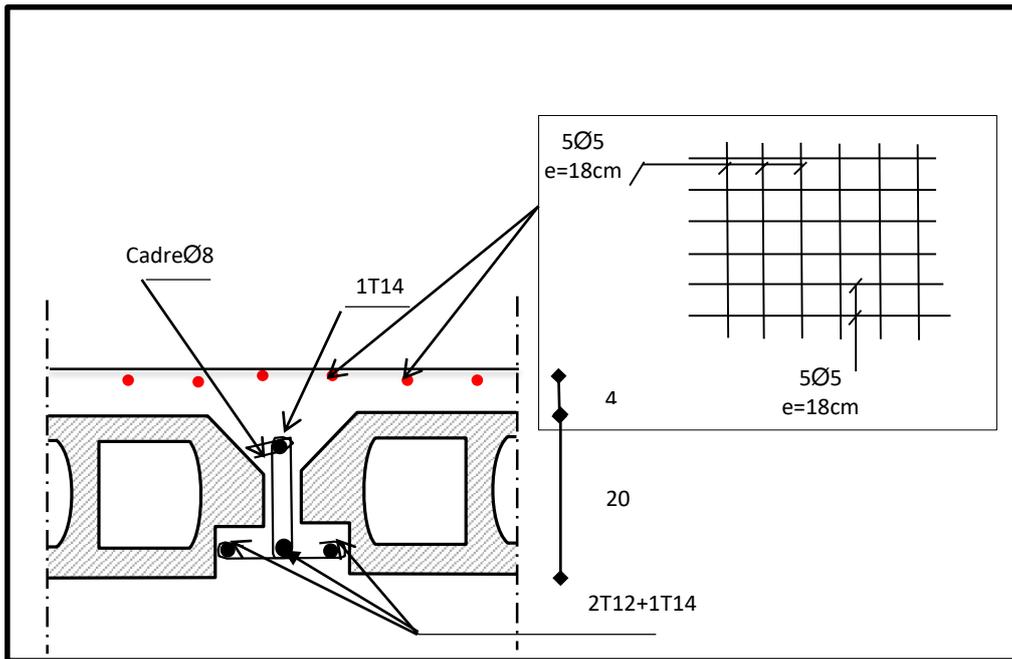


Fig III.8.Ferraillage des planchers.

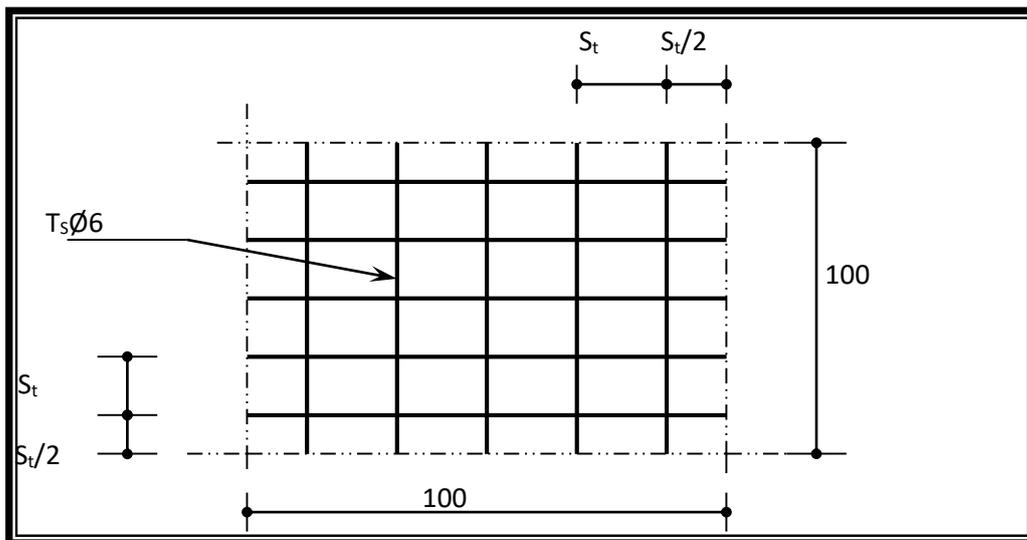


Figure (III.9) : Disposition constructive des armatures de la dalle de compression

III.2.Dalle pleine de l'ascenseur :

III.2.1.L'épaisseur de la dalle :

$$\frac{l_{max}}{45} \leq e \leq \frac{l_{max}}{40}$$

$$\frac{600}{45} \leq e \leq \frac{600}{40}$$

$13.3 \leq e \leq 15 \longrightarrow e \geq 15 \text{ cm}$ donc on prend $e = 20 \text{ cm}$

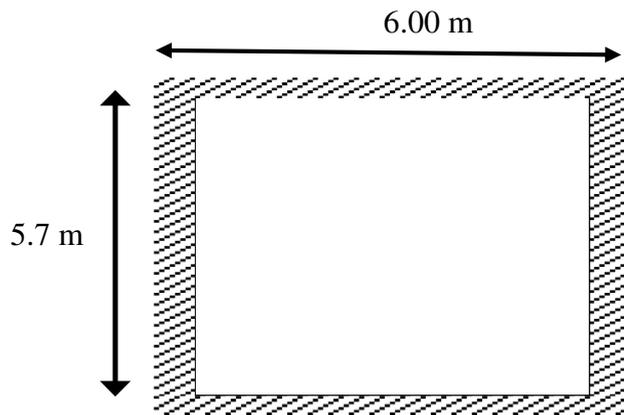


Fig. III.10.Dimensions de la dalle de

l'ascenseur.

$0,4 \leq \rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,95 \leq 1 \longrightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

III.2.3.SOLLICITAION : Selon robot Autodesk 2018

L'ELU :

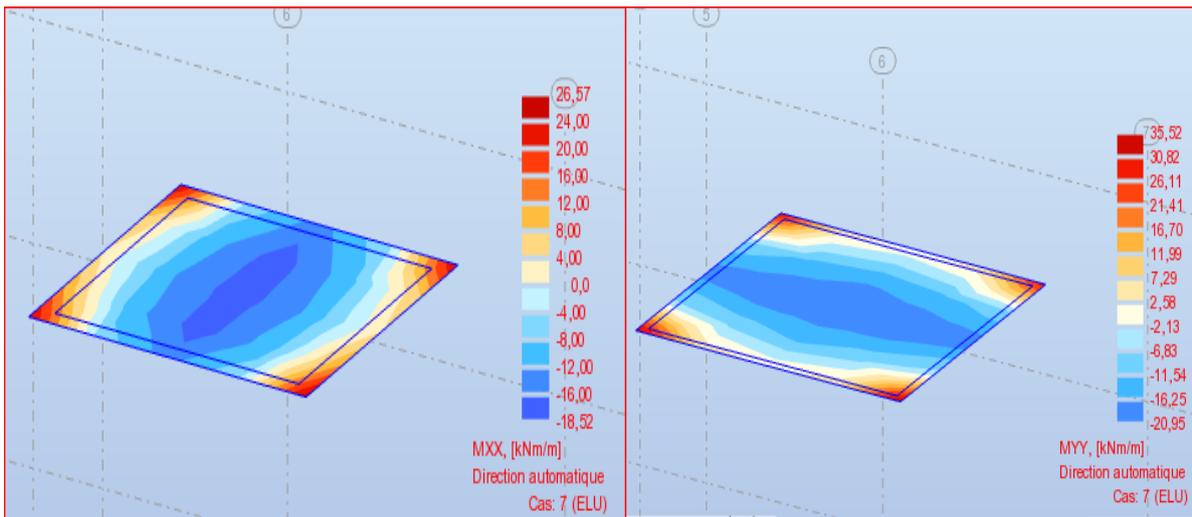


Fig. III. 11. moment sur La dalle travaille dans les deux sens aL'ELU

III.2.4.Calcul des moments :

L'ELU :

Moments en travées :

$$M_{tx} = 0,75 M_x = 19,93 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_y = 26,64 \text{ KN.m}$$

Moments en appuis :

$$M_{ax} = M_{ax} = 0,5 M_x = 0,5 \times 18,52 = 9,26 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = M_{ay} = 0,5 M_y = 0,5 \times 20,95 = 10,48 \text{ KN.m}$$

L'ELS :

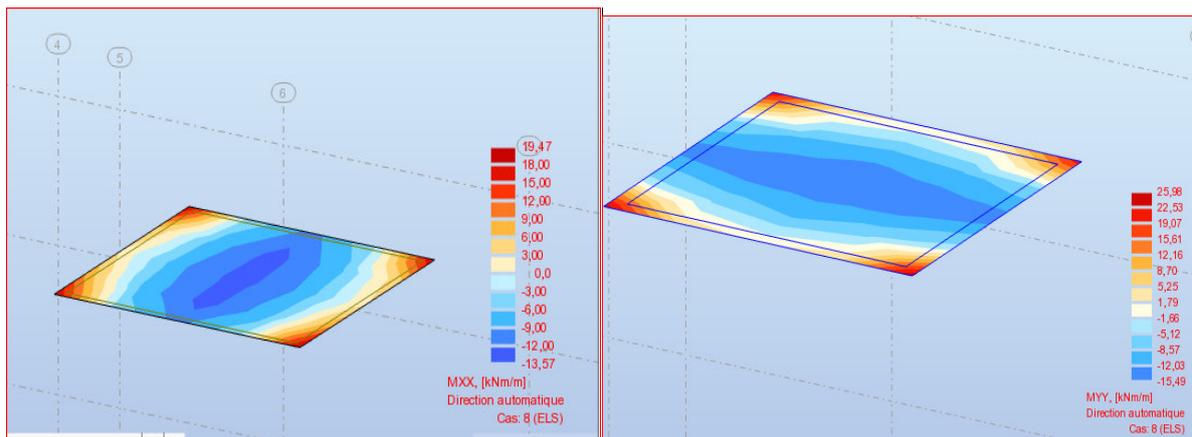


Fig. III. 12. moment sur La dalle travaille dans les deux sens aL'ELS

Moments en travées :

$$M_{tx} = 0,75 M_x = 0,75 \times 19,47 = 14,6 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_y = 0,75 \times 25,58 = 19,19 \text{ KN.m}$$

Moments en appuis :

$$M_{ax} = M_{ax} = 0,5 M_x = 0,5 \times 13,57 = 6,79 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = M_{aY} = 0,5 M_Y = 0,5 \times 15,49 = 7,75 \text{ KN.m}$$

III.2.5. Ferrailage de la dalle :

$$b=100\text{cm} ; h=20\text{cm} ; f_e=400\text{MPa} ; f_{c28}=25\text{MPa} ; f_{t28}=2,1\text{MPa} ; \sigma_s=348\text{MPa}$$

$$C = 3 \text{ cm}$$

$$d_x = h - c = 17 \text{ cm.}$$

Supposons qu'on va utiliser des barres $\varnothing 10$

$$d_y = d_x - \frac{\varnothing_x}{2} - \frac{\varnothing_y}{2} = 17 - \frac{1}{2} - \frac{1}{2} = 16 \text{ cm}$$

Calculer μ :

$$\mu_x = \frac{M_{tx}}{\sigma_b \cdot b \cdot d_x^2} = \quad ; \quad \mu_y = \frac{M_{ty}}{\sigma_b \cdot b \cdot d_y^2}$$

Calculer α :

$$\alpha_x = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \mu_x}) \quad ; \quad \alpha_y = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \mu_y})$$

Calculer Z :

$$Z_x = d (1 - 0,4 \alpha_x) \quad ; \quad Z_y = d (1 - 0,4 \alpha_y)$$

Calculer A_s :

-Armatures parallèles à x : $A_{sx} = \frac{M_{xx}}{Z f_{su}}$

Armatures parallèles à y : $A_{sy} = \frac{M_{yy}}{Z f_{su}}$

Les résultats récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.3 : Tableau récapitulatif du résultat de ferrailage de dalle plein a ELU

	sens	M_u (KN.m)	μ	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)
Travées	X-X	19.93	0.049	0.063	16.57	3.36
	Y-Y	26.64	0.073	0.095	15.39	4.97
Appuis	X-X	9.26	0.023	0.029	16.8	1.58
Appuis	Y-Y	10.48	0.029	0.037	15.76	1.94

III.2.6. Vérification à l'E.L.S (D'après le BAEL83) :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .

La section est rectangulaire + flexion simple + acier type FeE400, donc la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est remplie.

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad ; \quad \gamma = \frac{M_U}{M_{ser}}$$

Tableau III.4: Tableau récapitulatif du vérification de dalle plein a ELS

Moment	α	M_U (KN.m)	M_{ser} (KN.m)	γ	f_{c28} (MPa)	$\bar{\alpha}$
M_{tx}	0.063	19.93	14.6	1.37	25	0.435
M_{ty}	0.095	26.64	19.19	1.39	25	0.455
M_{ax}	0.029	9.26	6.79	1.36	25	0.43
M_{ay}	0.037	10.48	7.75	1.35	25	0.425

Donc la condition est vérifiée.

Condition de non fragilité : BAEL 91 (art A.4.2.1) :

$$A^x_{\min} \geq 0,23.b.d. \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 17 \times \frac{2.1}{400} = 2.05 \text{ cm}^2$$

$$A^y_{\min} \geq 0,23.b.d. \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 16 \times \frac{2.1}{400} = 1.93 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité et section minimal :BAEL 91 (art B.7.4):

On a : $12\text{cm} \leq e \leq 30\text{cm}$

$h=e=20\text{cm}$; $b=100\text{cm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_x \geq \rho_0 \frac{(3-\rho)}{2} bh = 1.4 \text{ cm}^2 \\ A_y \geq \rho_0 bh = 1.28 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_0 = 0.8\%_0 \text{ Pour les barres a haute adhérence} \\ \rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.95 \end{array} \right.$$

Pourcentage minimale : BAEL (art B.6.4) :

$$A_{\min}^{BAEL} = 0,001 \times h \times b = 0,001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$$

III.2.7. Espacement :

En Travée :

Sens x-x : esp= 33cm ≤ Min (3h ; 33cm) = 33cm.....Vérifier

Sens y-y : esp=20cm ≤ Min (4h;45cm) = 45cm.....Vérifier

Sur Appuis :

Sens x-x : esp = 20cm ≤ Min (3h;33cm) = 33cm.....Vérifier

Sens y-y : esp = 20cm ≤ Min (4h ; 45 cm) = 45 cm vérifier

Tableau récapitulatif :

Tableau III.5 : Tableau récapitulatif du résultat de section d’armature de dalle plein

	Sens	A cal (cm ²)	Amin (cm ²)	Amax (cm ²)	A adp (cm ²)	Espacement (cm)
En travée	Sens-X	3.36	2	3.36	5HA12=5.65	20
	Sens-Y	4.97	2	4.97	5HA12=5.65	20
Sur appui	Sens- X	1.58	2	2	5HA12=5.65	20
	Sens-Y	1.94	2	2	5HA12=5.65	20

III.2.8. Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL 91 (A.5.1 ,21) :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} < \tau_u = \min (0.13f_{c28}, 5\text{MPa}) = 3.25\text{MPa}$$

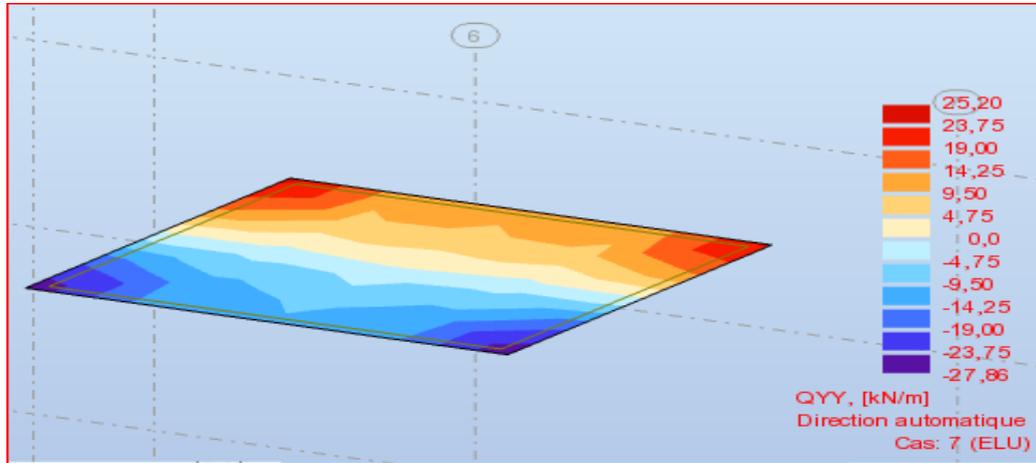


Fig III.13. Efforts tranchants à L'ELU

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{25.2 \times 10^{-3}}{1 \times 0.17} = 0.148 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

La condition est vérifiée ; on n'a pas besoins des armatures transversales.

III.2.9. Vérification de la flèche : BAEL 91 (art B.7.5) :

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \longrightarrow \frac{20}{570} = 0.035 > \frac{0.75M_x}{20M_x} = 0.038 \dots \dots \dots \text{Condition vérifié}$$

$$\frac{A_t}{bd} \geq \frac{2}{f_e} \longrightarrow \frac{5.65}{100 \times 17} = 0.003 < \frac{2}{400} = 0.005 \dots \dots \dots \text{Condition vérifié}$$

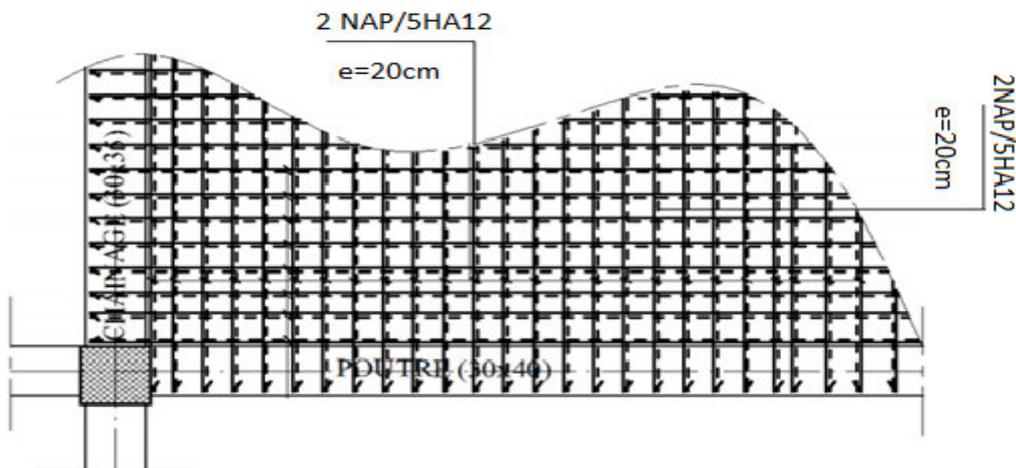


Fig III.14 : ferrailage de la dalle plein

III.3. Etude de l'acrotère :

Introduction :

L'acrotère sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse Inaccessible en flexion composée pour une bande de **1,00 m** de largeur.

L'acrotère sera calculé en flexion composée sous l'effet d'un effort normal NG dû au poids propre et un moment de flexion à la base dû à la charge de la main courante estimée à :

III.3.1.Surface:

$$ST = (0.1 \times 0.6) + [(0.03 \times 0.10) / 2] + 0.07 \times 0.10 = 0.0685 \text{ m}^2$$

III.3.2.Les charges :

a. Les Charges permanentes :

G1 : poids de L'acrotère par mètre linéaire

G2 : poids de mortier de crépissage par mètre linéaire

$$G1 = 0.0685 \times 25 \times 1 = 1.7125 \text{ KN/ml}$$

$$G2 = 1 \times (0.01 \times 0.6) \times 20 = 0.12 \text{ KN/ml}$$

Le poids propre $G = G1 + G2 = 1.713 + 0.12 = 1.833 \text{ KN/ml}$

b. Les Surcharge d'exploitation :

D'après D.T.R.B.C.2.2.

"Q" Force horizontal solliciter l'acrotère due à la main courante est 1 KN/m .

D'après RPA 99/V2003 (art 6.2.3)

Les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la forme :

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

Tel que :

A : coefficient d'accélération obtenue dans le tableau 4.1 groupe d'usage [2] se trouve dans la zone sismique II $\Rightarrow A = 0.15$

Cp: facteur de force horizontale donné par le tableau 6.1 de L' RPA99: $\Rightarrow C_p = 0.8$

W_p : Poids de l'acrotère.

$$W_p = 183 \text{ dan/ml.}$$

$$\text{Donc : } F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 183 = 87.84 \text{ Kg}$$

$$87.84 \text{ Kg/ml} < 100 \text{ Kg/ml.}$$

Donc le calcul de l'acrotère se fera avec $F = Q = 100 \text{ Kg/ml} \Rightarrow Q = 1 \text{ KN/ml}$,

III.3.3. Les sollicitations :

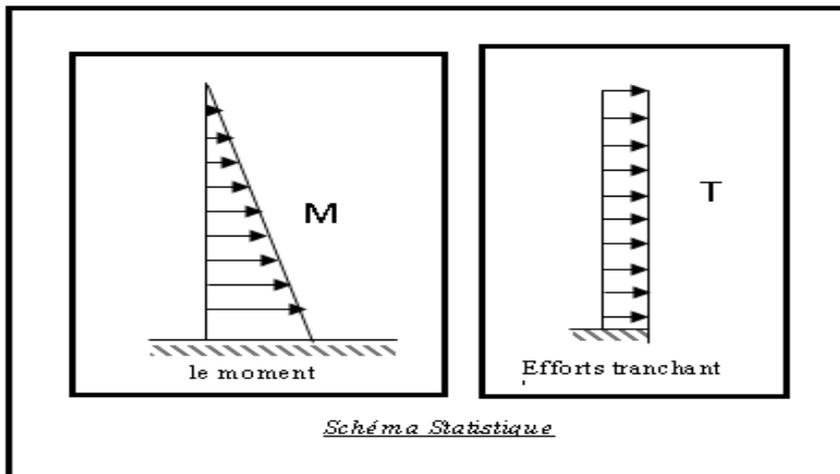


Figure III.15 : schéma statique.

section la plus dangereuse se trouve au niveau d'encastrement (à la base).

$$M = Q \times h = 100 \times 0.6 = 60 \text{ dan.m}$$

$$N = G = 187 \text{ dan/ml}$$

$$T = Q = 100 \text{ dan/ml}$$

III.3.4. Combinaisons d'action

- **E.L.U: (1.35G + 1.5Q)**

$N_u = 1 \times N = 1 \times 187 = 183 \text{ dan/ml}$; On ne le majoré pas puisque le poids du béton travaille dans le sens favorable.

$$M_u = 1.5 \times M = 1.5 \times 60 = 90 \text{ dan.m}$$

$$T_u = 1.5 \times T = 1.5 \times 100 = 150 \text{ dan/ml}$$

- **E.L.S : (G + Q)**

$$N_{ser} = N_g = 183 \text{ dan/ml.}$$

$$M_{ser} = M = 60 \text{ dan.m.}$$

III.5.5. Calcul de ferrailage

Le calcul se fait sur une section rectangulaire de largeur $b=100$ cm et de hauteur $h=10$ cm.

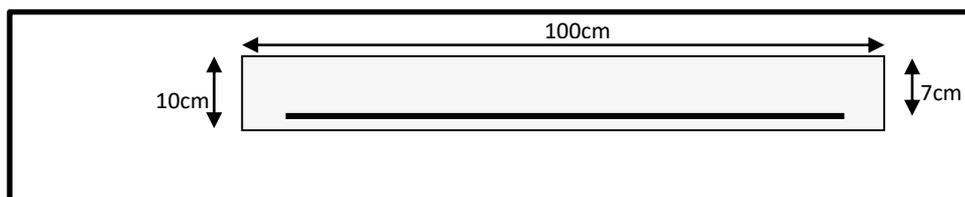


Figure III.16: Section à ferrailer.

Le calcul se fait sur une section rectangulaire de largeur $b=100$ cm et de hauteur $h=10$ cm.

III.5.5.1. Diamètre des barres : BAEL (art A.7.2.1)

Les diamètres employés sont : $\Phi_L \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \Phi_L \leq 10mm$

On prend : $\Phi_l = 8mm$ et on prend : $\Phi_t = 6mm < \Phi_l$

III.5.5.2. Protection des armatures

On adopte l'enrobage des armatures exposé aux intempéries.

L'acrotère est un élément exposé aux intempéries, alors l'enrobage des armatures ; soit $c=3cm$ à partir de l'axe de l'armature.

.Armatures longitudinales

- **E.L.U**

- **Détermination de l'excentricité du centre de pression**

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{90}{183} = 0.49 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0.10}{2} = 0.05 \text{ m} \quad \Rightarrow e_G = 0.49 \text{ m} > h/2 = 0.05 \text{ m}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section, et l'effort normal étant effort de compression, donc la section est partiellement comprimée, et par conséquent sera calculé en flexion simple soumise à un moment M_l égale au moment par rapport aux armatures tendues.

- **Détermination de la section des armatures à la flexion simple**

$$M_1 = M_u + N_u \left[\left(\frac{h}{2} - c \right) \right] = 90 + 183 \left[\left(\frac{0,1}{2} - 0,03 \right) \right] = 93,66 \text{ dan} \cdot \text{m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{936.6}{14,2 \times 100 \times 7^2} = 0,0134 < \mu l = 0,392.$$

Dans les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ($A_f' = 0$).

$$\mu = 0,0134 \Rightarrow \alpha = 0,0176, \beta = 0,993$$

$$A^u = \frac{M}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{936.6}{348 \times 0.993 \times 7} = 0.41 \text{ cm}^2$$

- **Détermination de la section des armatures à la flexion composée**

N est un effort de compression :

$$A = A_f - \frac{N}{\bar{\sigma}_s}; \text{ Et } A' = A_f' = 0$$

$$A = 0,41 - \frac{1830}{100 \times 348} = 0.053 \text{ m}^2$$

- **E.L.S :**

- **Détermination de l'excentricité du centre de pression**

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{60}{183} = 0,32m$$

La section est partiellement comprimée.

Tant que l'acrotère est exposé aux intempéries, donc les fissurations sont considérées préjudiciables.

- **Calcul de la section à la flexion simple :**

$$M_{ser}^1 = M_{ser} + N_{ser} \left[\left(\frac{h}{2} - c \right) \right] = 60 + 183 \left[\left(\frac{0,1}{2} - 0,03 \right) \right] = 63,66 \text{ dan} \cdot m$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_s^1 \cdot b \cdot d^2} = \frac{636,6}{201,63 \times 100 \times (7)^2} = 0,0006$$

$$\mu_1 = 0,0006 \Rightarrow \beta_1 = 0,956 \quad ; \quad k = 0,0095$$

$$\sigma_b = k \times \bar{\sigma}_s^1 = 0,0095 \times 201,63 \Rightarrow \sigma_b = 1,91 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 1,91 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b^1 = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' = 0$$

$$A^{ser} = \frac{M_{ser}^1}{\sigma_s^1 \times \beta_1 \times d} = \frac{636,6}{201,63 \times 0,95 \times 7} = 0,47 \text{ cm}^2$$

- **Calcul de la section à la flexion composée :**

$$A^{ser} = A_1^{ser} - \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_s} = 0,47 - \frac{1830}{100 \times 201,63} = 0,38 \text{ cm}^2$$

.Condition de non fragilité :

- **Section minimale d'armature : BAEL91 (A.4.2.1).**

$$A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad ; \quad (f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ Mpa}).$$

$$A_{\min} \geq 0,23 \times 100 \times 7 \times \frac{2,1}{400} \Rightarrow A_{\min} \geq 0,84 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A = \max (A^u ; A^{ser} ; A^{\min}) \Rightarrow A = A^{\min} = 0,84 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } A^l = 5 \text{ } \emptyset \text{ } 6 = 1,41 \text{ cm}^2.$$

.Pourcentage minimale des armatures longitudinales

Selon B.A.E. L91(B.5.3.1)

$$A_L \geq 0,0025 \times b \times h = 0,0025 \times 100 \times 10 = 2,5 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_u; A_{ser}; A_L) = \max(0,41; 0,47; 2,5) = 2,5 \text{ cm}^2$$

Alors, on prend : $A_l = 5 \phi 8 = 2,51 \text{ cm}^2$.

.Armatures De Répartition :

$$A^r = \left(\frac{1}{4} - \frac{1}{2} \right) A^l = (0,63 \div 1,25).$$

On adopte : $A^r = 4 \phi 6 = 1,13 \text{ cm}^2$

• **L'espace des armatures :**

$$A_l = 5 \phi 8 \rightarrow S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

$$A_r = 4 \phi 6 \rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

6.7. Vérification De L'effort Tranchant : BAEL (A.5.1,1)

$$\tau_u = \frac{T_U}{b_0 \times d} = \frac{1500}{1000 \times 70} = 0,021 \text{ MPa.}$$

La fissuration est préjudiciable, alors :

$$\bar{\tau}_u = \min(0,10 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,021 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \quad (\text{C.V})$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

.Présentation du ferrailage :

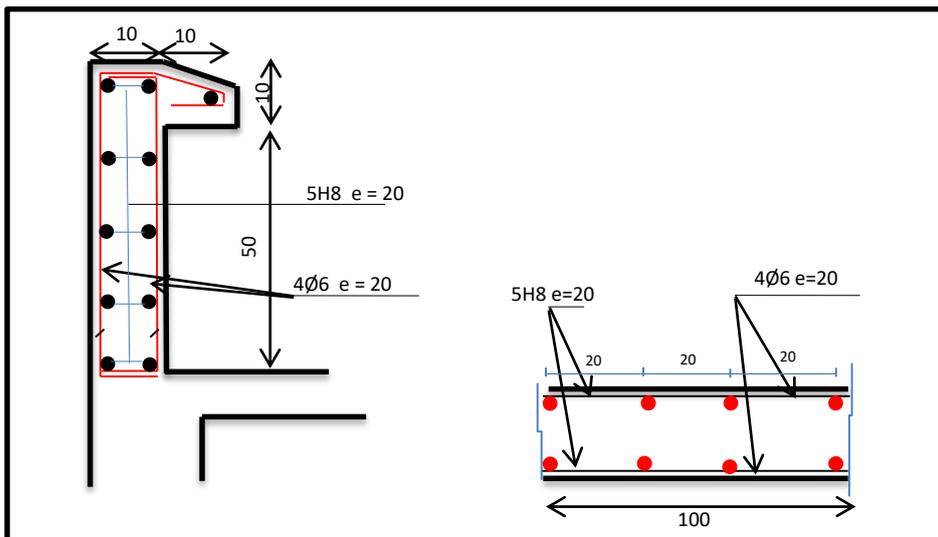
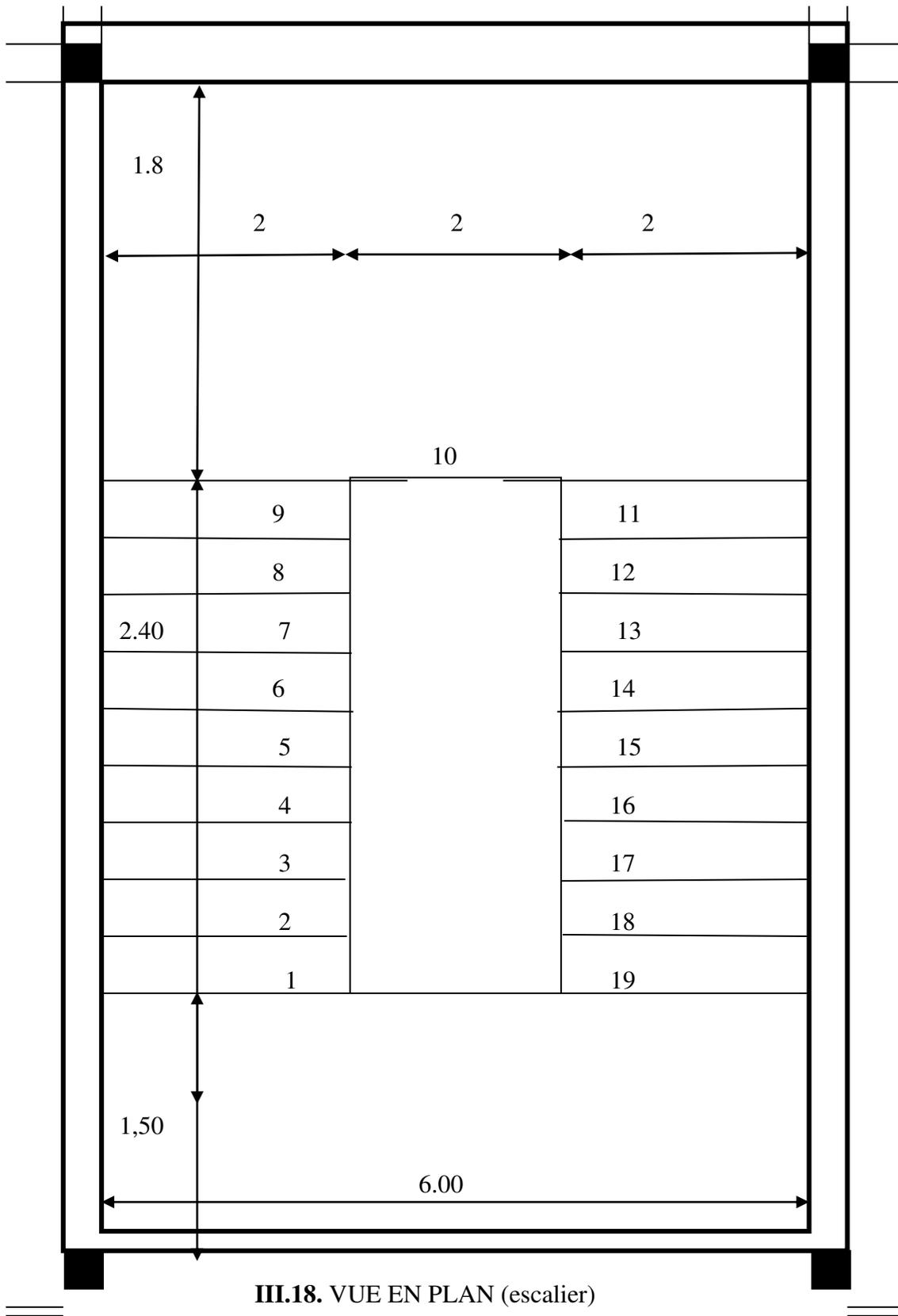


Fig III.17:Schéma ferrailage de l'acrotère.

III.4. LES ESCALIERS



Charge exploitation $Q=2.50 \text{ KN/m}^2$.

III-4.1 COMBINAISON DES CHARGES :

	$G \text{ (KN/m}^2\text{)}$	$Q \text{ (KN/m}^2\text{)}$	$E.LU$ $1,35G + 1,5Q$	$E.L.S$ $G + Q$
Paillasse	8.78	2.5	15.60	11.28
palier	6.52	2.5	12.55	9.02

III-4.2 CALCUL DES SOLISITATIONPAR ROBOT 2018 :

- $E.L.U$:

Calcul des réactions :

$RA = RB = 9.05 \text{ KN}$.

$Mo = 9.05 + 14.25 = 23.75 \text{ KN.m}$.

$Mt = 0,85 \cdot Mo = 0,85 \cdot 23.75 = 20.19 \text{ KN.m}$.

$Ma = 0,3 \cdot Mo = 0,3 \cdot 23.75 = 7.125 \text{ KN.m}$.

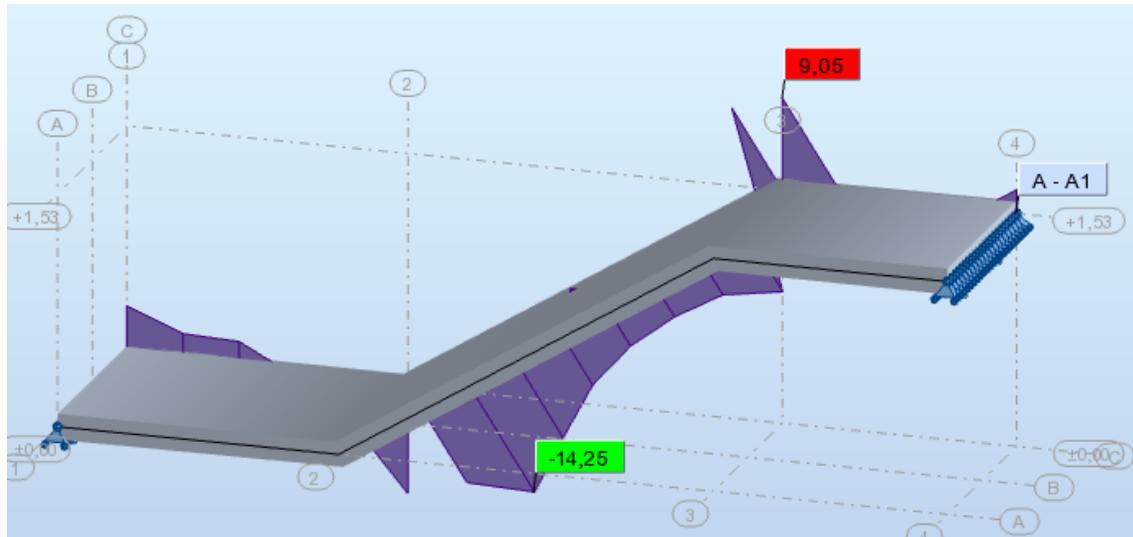


Figure III.19. Moments a L'ELU

- $E.L.S$:

Calcul des réactions :

$RA = RB = 79.18 \text{ KN.M}$

$Mo = 6.53 + 10.28 = 16.81 \text{ KN.m}$.

$Mt = 0,85 \cdot Mo = 0,85 \cdot 16.81 = 14.29 \text{ KN.m}$.

$Ma = 0,3 \cdot Mo = 0,3 \cdot 16.81 = 5.043 \text{ KN.m}$.

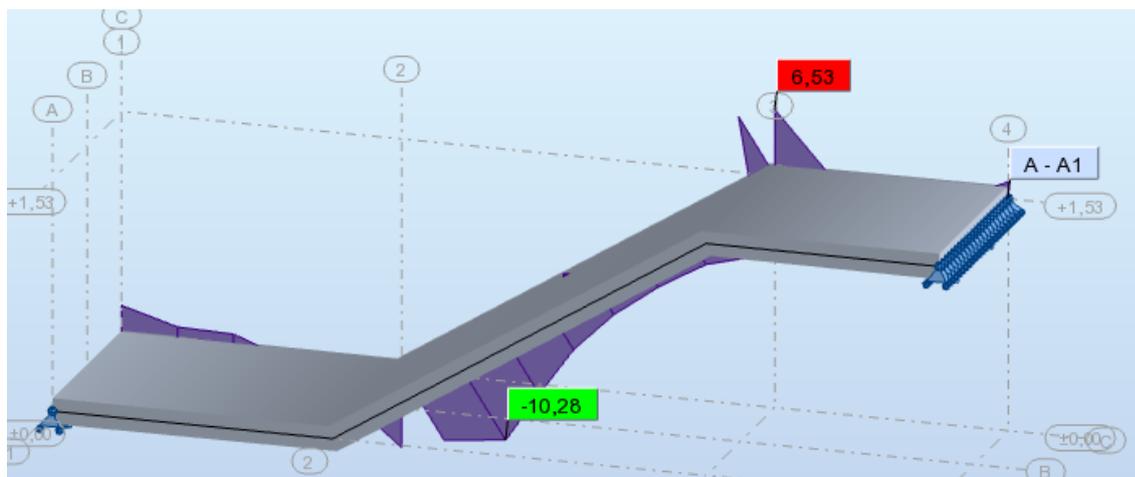


Figure III.20. Moments a L'ELS

III-4.2.1– FERRAILLAGE :

Pour de bande de 1 ml

$b = 100 \text{ cm}$; $d = 15\text{cm}$; $c = c' = 2 \text{ cm}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPA.}$; $\sigma_b = 14,2 \text{ MPA.}$

E.L.U :

❖ **Sur travée :**

$M_t = 20.19 \text{ KN.m}$

$\mu = \frac{Mu}{\sigma_b \times b \times d^2} = 0,063 < \mu_1 = 0,392 \dots \dots \dots A' = 0.$

$\alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu}]$

$\beta = 1 - 0.4\alpha$

$\alpha = 0,081. \quad \beta = 0.96.$

$A = \frac{Mu}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{20.19 \times 10^3}{348 \times 0,96 \times 15} = 4.02 \text{ cm}^2.$

On adoptee **4HA12= 4.52 cm².**

- E.L.S :

- La fissuration est considérée comme peut nuisible, donc il n’y a aucune vérification concernant σ_s .
- la vérification de la contrainte max du béton n’est pas nécessaire si l’inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \text{ avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

	M _u (N.m)	M _{ser} (N.m)	γ	f _{c28} (MPa)	ᾱ	condition
En travée	20190	14290	1,42	25	0,46	vérifier

III.4.2.2.les armatures de répartitions :

$$A_t = A_l / 4$$

Elément	A _l (cm ²)	A _t (cm ²)	A _{adp} (cm ²)
Travée	4.52	1.13	6HA6 = cm²

❖ **Sur appui :**

$$M_a = 7.125 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{7.125 \times 10^3}{14,2 \times 100 \times 15^2} = 0,022 < \mu_l = 0,392 \dots \dots \dots A' = 0.$$

$$\alpha = 0,028. \quad \beta = 0,99.$$

$$A = \frac{M_a}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{7.125 \times 10^3}{348 \times 0,99 \times 15} = 1.38 \text{ cm}^2.$$

On adopter **1HA14=1.54cm²**.

Espacement st = 100 / 1 = 100 cm.

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{1.38}{4} = 0.345 \text{ cm}^2. \quad \longrightarrow \quad A_r = 1.93 \text{ cm}^2.$$

On adopte **1HA8 = 0.5cm²**.

Espacement st = 100 / 1 = 100cm.

- CONDITION L'ELU :

$$A_{min} = 0,23. b. d. \frac{F_{tj}}{F_e} \Rightarrow 0,23. 100. 16. \frac{2,1}{400} = 1,93 \text{ cm}^2.$$

➤ Pourcentage minimal : BAEL 91 (art B.6.4)

$$- A^2_{min} \geq 0,001.b.h$$

$$- A^2_{min} \geq 0,001.100.17 = 1.7 \text{ cm}^2 \quad \text{Donc : } A = \max (A_u ; A_{min})$$

	A _u (cm ²)	A ¹ _{min} (cm ²)	A ² _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{adp} (cm ²)
Appuis	1,38	1,93	1,7	1,93	2,01= 4HA8

III-4.3 . VERIFICATION D’E.L.S

En travée :

Comme la fissuration non préjudiciable on vérifié l’état limite de compression du béton :

- Section rectangulaire.
- La section soumise à la flexion simple.
- Les aciers sont de nuance Fe E400.
- Fissuration non préjudiciable.

$$- \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{F_{c28}}{100} ; \gamma = \frac{Mu}{M_{sr}} \Rightarrow \alpha = 0,366 < \frac{(20.19/14.29) - 1}{2} + \frac{25}{100} =$$

0,46.....c v.

En appui :

Comme la fissuration non préjudiciable on vérifié l’état limite de compression du béton :

- Section rectangulaire.
- La section soumise à la flexion simple.
- Les aciers sont de nuance Fe E400.
- Fissuration non préjudiciable.

$$- \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{F_{c28}}{100} ; \gamma = \frac{Mu}{M_{sr}} \Rightarrow \alpha = 0,118 < \frac{(7.125/5.043) - 1}{2} + \frac{25}{100} =$$

0,46.....c v.

III-4.3.1.les armatures de répartitions :

$$A_t = A_l / 4$$

Elément	A _t (cm ²)	A _{adp} (cm ²)
Appuis	0.5	2.01 cm ² = 4HA8

b-Armatures répartition :

$$S_t \leq \min (3h; 33 \text{ cm}) = \min (3 \times 17; 33 \text{ cm}) = \min (51 ; 33) = 33 \text{ cm}$$

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

b-Armatures répartition :

$$S_t \leq \min (4h; 45 \text{ cm}) = \min (4 \times 17; 33 \text{ cm}) = \min (68 ; 33) = 33 \text{ cm}$$

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

III-4.4 – CONTRAINTE TANGENTE LIMITE (τ_u):

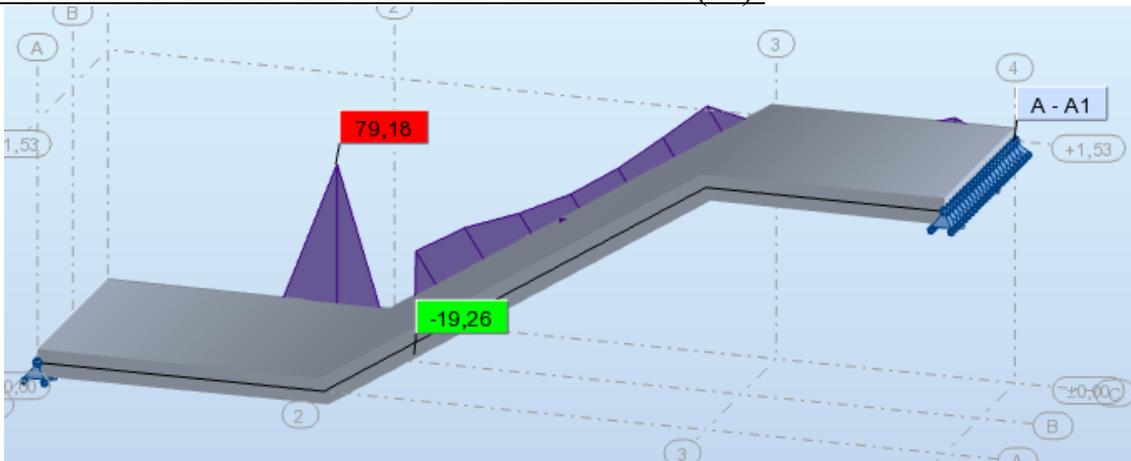


Figure III.21.Efforts tranchants à L'ELU

$$\bar{\tau}_u = \frac{0,07 \times F_{c28}}{\gamma b} = \frac{0,07 \times 25}{1,5} = 1,17 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{d \times b} = \frac{79,18 \times 10^2}{15 \times 100} = 4,66 \text{ Kg / cm}^2 = 0,226 \text{ MPa.}$$

$\tau_u = 0,466 \text{ MPa} < 1,17 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ condition vérifiée.

$V_u \text{ max} = 0,466 \cdot a \cdot b \cdot F_{c28} \Rightarrow 0,466 \cdot 0,9 \cdot 17 \cdot 100 \cdot 25 = 17824,5 \text{ KN.}$

$V_u \text{ max} = 9612 \text{ KN} > V_u = 36,08 \text{ KN} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

III.4.1.Vérification de la flèche: BAEL91 (art B.6.5, 1)

$$1/ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{17}{570} = 0,03 < 0,085 \dots\dots\dots \text{ (Condition non vérifié)}$$

$$2/ \frac{A}{b.d} \leq \frac{4,20}{F_e} \Rightarrow \frac{3,93}{100 \cdot 13} = 0,003 < \frac{4,20}{400} = 0,0105 \dots\dots\dots \text{ (Condition vérifié)}$$

$$3/ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{350} = 0,0429 < 0,0625 \dots\dots\dots \text{ (Condition non vérifié)}$$

Comme les conditions (1) et (3) ne sont pas vérifiées, donc on doit vérifier la condition :

$$\Delta f_t = f_g^v - f_j^i - f_g^i + f_p^i < f_{adm}$$

Avec : $f_{adm} = L / 500$, pour les éléments supports reposant sur 2 appuis et la portée L au plus égale à 5m (BAEL 91(art B.6.5, 3).

Δf_t : la flèche totale

J : la charge permanente avant mise en place des cloisons.

g : la charge permanente après mise en place des cloisons.

p : la charge totale (**p = g + charges d'exploitation**).

f_{gi}, f_{gv} : Les flèches dues à l'ensemble des charges permanentes.

f_{ji} : La flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons

f_{pi} : La flèche due à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitations supportées par l'élément considéré.

Avec : $f_{adm} = L / 500$ pour les éléments supports reposant sur 2 appuis et la portée L au plus

III.4.2. Evaluation des charges : BAEL 91 (art B.6.5,2)

▪ Position du l'axe neutre :

$$\frac{(b \times y^2)}{2} - 15A(d - y) \longrightarrow \frac{(100 \times y^2)}{2} - 15 \times 4.52(15 - y)$$

$$= 50y^2 + 67.8y - 1017 = 0$$

La racine positive donne $y = 3,88$ cm

▪ Moment d'inertie

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

$$I = (100 \times 3,88^3) / 12 + 15 \times 4.52(15 - 3,88)^2$$

$$I = 8870.53 \text{ cm}^4$$

▪ Déformations instantanées :

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \times \rho}$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{4.52}{100 \times 13} = 0,003$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times 2,1}{(2 + 3) \times 0,003} = 7,00$$

▪ Déformations de longue durée :

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right) \rho} = \Rightarrow \lambda_v = 2/5 \lambda_i \longrightarrow \lambda_v = 2,8$$

III.4.5. Calcul du moment fléchissant à E.L.S :

g: C'est l'ensemble des charges permanentes.

j : Les charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des revêtements.

P: C'est l'ensemble des charges permanentes et d'exploitations supportées par l'élément considéré.

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

$$g_{eq} = \frac{(8780) \times 2,40 + (6520 \times 1,5) + (1,8 \times 6520)}{2,4 + 1,5 + 1,8} = 7471,58 / ml$$

$$j_{eq} = \frac{(G_{dalle.pleine} \times L_{palier}) + [(poids.de.paillasse + poids.de.marche)] \times L_{paillasse}}{L_{palier} + L_{paillasse}}$$

$$j_{eq} = \frac{(8780 + 1870) \times 2,40 + (6520 \times 1,5) + (1,8 \times 6520)}{2,4 + 1,5 + 1,8} = 8258,95 / ml$$

$$P = g_{eq} + q = 7471,58 + 2500 = 9971,58 N/ml$$

$$M_g = \frac{g_{eq} \cdot \ell^2}{8} = \frac{7471,58 \times (5,7)^2}{8} = 30343,95 N.m$$

$$M_j = \frac{j_{eq} \cdot \ell^2}{8} = \frac{8258,95 \times (5,7)^2}{8} = 33541,66 N.m$$

$$M_p = \frac{P \cdot \ell^2}{8} = \frac{9971,58 \times (5,7)^2}{8} = 40497,08 N.m$$

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

$$\sigma_g^s = \frac{(d - y)}{I} \times 15 M_g = \frac{(15 - 3,88)}{8870,53} \times 15 \times 30343,95 = 570,58 Mpa.$$

$$\sigma_j^s = \frac{(d - y)}{I} \times 15 M_j = \frac{(15 - 3,88)}{8870,53} \times 15 \times 33541,66 = 630,7 Mpa$$

$$\sigma_p^s = \frac{(d - y)}{I} \times 15 M_p = \frac{(15 - 3,88)}{8870,53} \times 15 \times 40497,08 = 761,5 Mpa$$

- Calcul du coefficient μ :

$$\rho = A / (b_0 \times d) = 0,003$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 \times ft28}{4 \times \rho \times \sigma_g + ft28} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,003 \times 570,58 + 2,1} = 0,41$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 \times ft_{28}}{4 \times \rho \times \sigma_j + ft_{28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,003 \times 630,7 + 2,1} = 0,38$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \times ft_{28}}{4 \times \rho \times \sigma_p + ft_{28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,003 \times 761,5 + 2,1} = 0,32$$

Donc :

$$I_{fv}^g = (1,1 I_0) / (1 + \lambda_v \times \mu_g) = (1,1 \times 8870,53) / (1 + 2,8 \times 0,41) = 4542,64 \text{ cm}^2$$

$$I_{fi}^g = (1,1 I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu_g) = (1,1 \times 8870,53) / (1 + 7 \times 0,41) = 2521,34 \text{ cm}^2$$

$$I_{fv}^j = (1,1 I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu_j) = (1,1 \times 8870,53) / (1 + 7 \times 0,38) = 2666 \text{ cm}^2$$

$$I_{fv}^p = (1,1 I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu_p) = (1,1 \times 8870,53) / (1 + 7 \times 0,32) = 3011,6 \text{ cm}^2$$

▪ **Calcul de la flèche:**

$$E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \times \sqrt[3]{25} = 32164,2 \text{ MPA}$$

$$E_v = \frac{E_{ij}}{3} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,87 \text{ MPA}$$

$$f_v^g = M_g \cdot \ell^2 / 10E_v \cdot I_{fv}^g = 30343,95 \times (570)^2 / 10 \times 10818,87 \times 4542,64 = 20 \text{ mm.}$$

$$f_i^g = M_g \cdot \ell^2 / 10E_i \cdot I_{fi}^g = 30343,95 \times (570)^2 / 10 \times 32164,2 \times 2521,34 = 12,16 \text{ mm.}$$

$$f_v^j = M_j \cdot \ell^2 / 10E_i \cdot I_{fv}^j = 33541,66 \times (570)^2 / 10 \times 32164,2 \times 2666 = 12,7 \text{ mm.}$$

$$f_i^p = M_p \cdot \ell^2 / 10E_i \cdot I_{fv}^p = 40497,08 \times (570)^2 / 10 \times 32164,2 \times 3011,6 = 13,58 \text{ mm.}$$

▪ **La flèche totale :**

$$\Delta f_t = f_v^g - f_i^g - f_v^j + f_i^p = 20 - 12,16 - 12,7 + 13,58 = 8,72 \text{ mm}$$

$$\Delta f_t = 8,72 \text{ mm} < \bar{f} = L / 500 = 5700 / 500 = 11,4 \text{ mm.}$$

Donc la condition de la flèche est vérifiée.

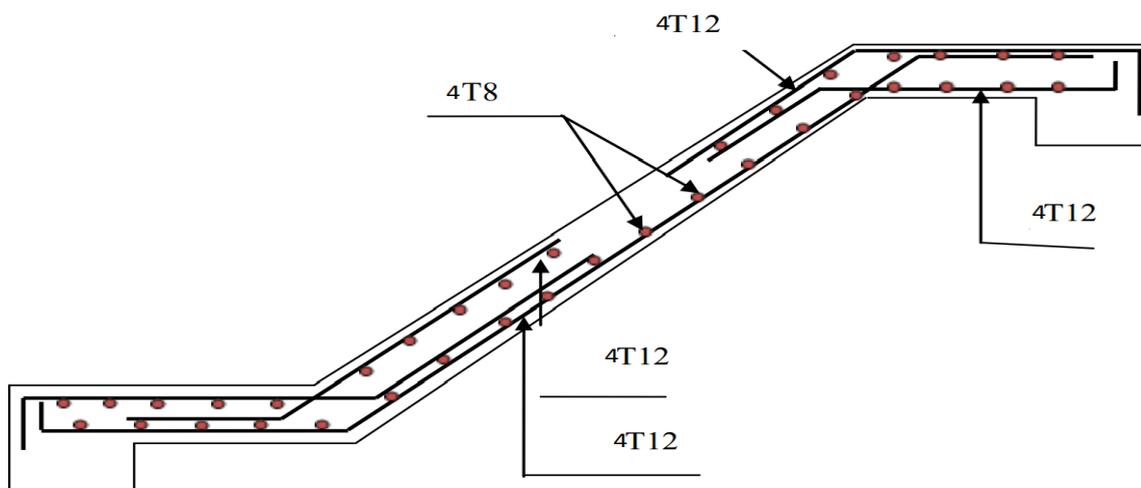
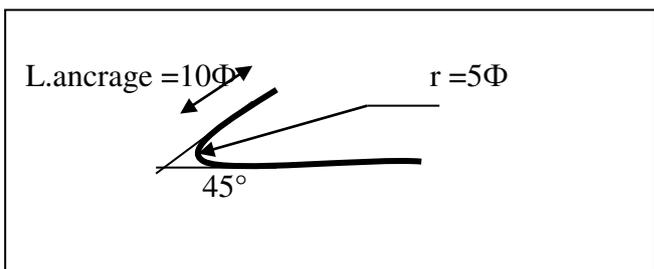
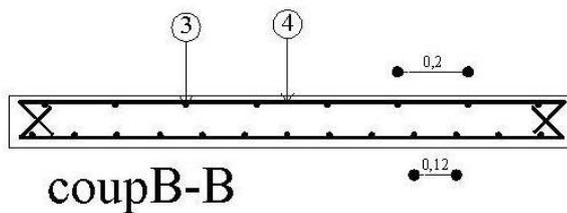
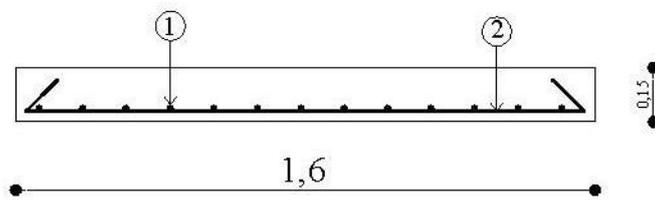


Fig. III.21: Schéma de ferrailage de l'escalier



DESSIN DE FERRAILAGE LES ESCALIERS:



Chapitre IV
Etude
dynamique

IV.1 Introduction :

Le risque des tremblements de terre a longtemps été jugé inéluctable. Autrefois, on se contentait d'admettre que les constructions devaient parfois subir les séquelles de mouvements du sol. Aussi les mesures de protection contre ce phénomène se sont-elles d'abord concentrées sur la gestion des catastrophes. Certes, des propositions relatives au mode de construction avaient déjà été émises au début du 20^e siècle, mais c'est au cours des dernières décennies que des recherches toujours plus nombreuses et pointues ont révélé comment réduire efficacement la vulnérabilité des ouvrages aux séismes.

Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol.

Ceci implique de faire une étude pour essayer de mettre en évidence le comportement dynamique de l'ouvrage.

Les tremblements de terre sont généralement provoqués par des ondes sismiques naissant lors de déplacements brusques de la croûte terrestre dans une zone de rupture (faille active). Des ondes de diverses natures et vitesses parcourent différents chemins avant d'atteindre un site et de soumettre le sol à divers mouvements.

IV.2. Modélisation de la structure :

La modélisation consiste à rechercher un modèle simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la rigidité du système d'origine, en se basant sur les hypothèses suivantes :

- la structure est considérée comme une console encastrée à la base et les masses sont considérées concentrées à chaque niveau de la structure.
- Chaque masse sera considérée avec un seul degré de liberté correspondant au déplacement horizontal (x_k).

Les planchers sont supposés infiniment rigides dans leurs plans

IV.2.1. Choix de la méthode de calcul : RPA 99 (Art.1.1)

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques ; ces forces peuvent être déterminées par trois méthodes qui sont les suivantes :

- la méthode statique équivalente ;
- la méthode d'analyse modale spectrale ;
- la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV.3.Méthode statique équivalente :

• IV.3.1.Principe de la méthode :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique. Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur.

• IV.3.1.2.Domaine d'application :

Les conditions d'application de la méthode statique équivalente sont citées dans l'article 4.1.2 du RPA 99. Ces conditions sont restées inchangées dans l'ADDENDA 2003.

IV.3.2 Méthode d'analyse modale spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise

IV.3.3.Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

Notre structure ne répond pas aux conditions exigées par le RPA99/version2003 pouvoir utiliser la méthode statique équivalente, donc le calcul sismique se fera par la méthode d'analyse modale spectrale.

IV.3.4.Classification de l'ouvrage selon les RPA99 / Version 2003:

Notre ouvrage étant un bâtiment à usage d'habitation, implanté dans la wilaya De SETIF

(**Zone IIa**), et ayant une hauteur totale de 30.60 m, il sera classé au groupe d'usage **2**.

Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un sol ferme de catégorie S3.

➤ IV.4)Principe de la méthode d'analyse modale spectrale :

Pour cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des efforts engendrés dans la structure par des forces sismiques représenté par un spectre de

réponse de calcul, ces efforts sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

➤ **IV.4) Buts de l'analyse dynamique:**

- Détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure.
- Déterminer les modes et les périodes propres.
- La masse des planchers est calculée de manière à inclure une partie des surcharges d'exploitation Q ; $\beta = 0,2$ est le coefficient réducteur des charges Q (soit 20%).

➤ **Données de l'ouvrage :**

✓ Notre ouvrage étant un bâtiment à usage d'habitation, implanté dans la wilaya de SETIF

(**Zone IIa**), et ayant une hauteur totale de **30.60 m** ,il sera classé au groupe d'usage **2**.

✓ La catégorie du site est **S2** (site meuble).

➤ **IV.5. Spectre de calcul :**

Spectre de calcul :

Cette analyse compte essentiellement à représenter l'action sismique par un spectre de calcul comme il est indiqué dans **L'article 4.3.3 du RPA 99 / version 2003**

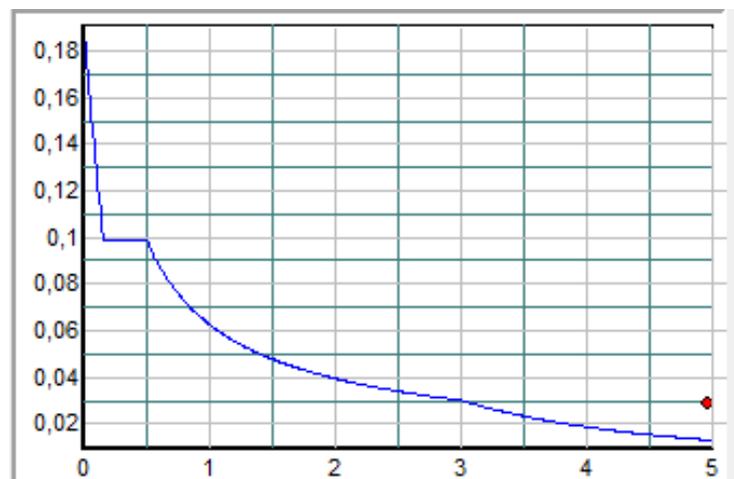


Fig.IV.1.pectre de calcul

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

IV.4. Analyse de la structure Initiale :

IV.4.1) Description du logiciel (ROBOT):

Le système « **Robot Structural Analyses 2018** » est un logiciel destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. Robot Structural analysis permet de modéliser les structure, les calculer, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure ; la dernière étape gérée par Robot est la création de la documentation pour la structure calculée et dimensionnée.

Les caractéristiques principales du logiciel Robot Structural analyse sont les suivantes :

- Définition de la structure réalisée en mode entièrement graphique dans l'éditeur conçu à cet effet,
 - Possibilité de présentation graphique de la structure étudiée et de représentation à l'écran des différents types de résultats de calcul (efforts internes, déplacements, travail simultané en plusieurs fenêtres ouvertes etc.),
 - Possibilité d'effectuer l'analyse statique et dynamique de la structure,
 - Possibilité de composer librement les impressions (note de calcul, captures d'écran, composition de l'impression, copie des objets vers d'autres logiciels).

IV.4.2. Modélisation de la structure initiale :

Les caractéristiques dynamiques de la structure (modes propres et formes propres) sont déterminées en utilisant le logiciel de calcul (Robot 2018) qui fera l'objet d'une présentation détaillé ci-après.

La figure montre la structure initiale.

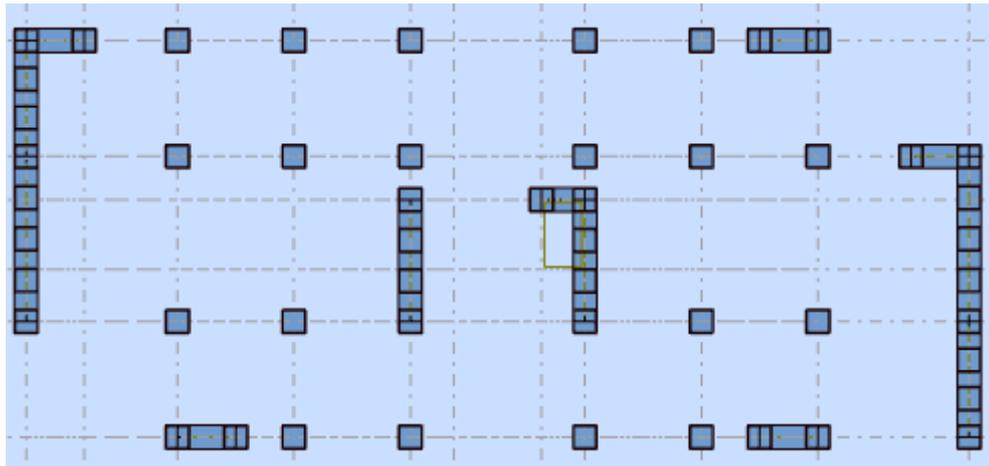


Fig.IV.2.Vue en plan de la structure.

Le système de contreventement de la structure est considéré comme mixte (portiques et voiles) avec interaction. Les périodes propres et les formes propres de la structure seront analysés et commentés dans ce chapitre.

IV.4.2.1 .Modélisation des éléments structuraux :

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

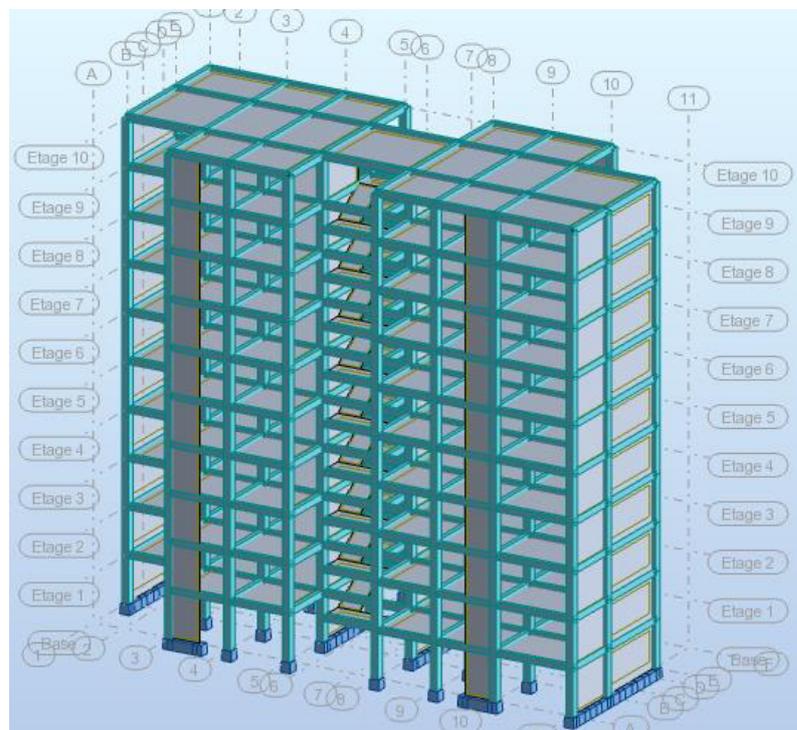


Fig.IV.3.Vue 3D

IV.4.2.2.Modélisation de masse :

La masse des planchers est calculée de manière à inclure la quantité βQ exigée par le RPA99 version 2003. Dans notre cas $\beta= 0,2$ correspondant à la surcharge d'exploitation modérée.

La masse des éléments modélisés est introduite de façon implicite, par la prise en compte du poids volumique correspondant à celui du béton armé à savoir 2,5t/m³.

IV.4.2.3.Spectre de réponse :

Les sollicitations peuvent être obtenues en introduisant la notion du spectre de réponse. En général, deux directions d'excitation sismique perpendiculaires sont considérées, par la suite, les résultats sont combinés selon la méthode SRSS pour obtenir l'enveloppe des efforts internes (M, N, T) et faire les vérifications nécessaires. Toutes ces phases sont générées automatiquement par le logiciel. Pour tenir compte de l'effet de torsion du aux excentricités involontaires des masses, les chargements en torsion de la méthode des forces de remplacement sont automatiquement utilisés.

Périodes et coefficients de participation modaux :**Tableau.IV.1.** Périodes et facteurs de participation modaux (modélisation initial).

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
4/ 1	1,07	0,94	75,04	0,00	75,04	0,00	4222152,67	4222152,67
4/ 2	2,15	0,47	75,04	69,55	0,00	69,55	4222152,67	4222152,67
4/ 3	2,99	0,33	75,21	69,55	0,17	0,00	4222152,67	4222152,67
4/ 4	3,59	0,28	87,44	69,55	12,24	0,00	4222152,67	4222152,67
4/ 5	6,71	0,15	87,45	82,55	0,01	12,99	4222152,67	4222152,67
4/ 6	7,02	0,14	92,56	82,55	5,11	0,00	4222152,67	4222152,67
4/ 7	7,61	0,13	92,56	84,44	0,00	1,89	4222152,67	4222152,67
4/ 8	10,28	0,10	92,57	84,44	0,00	0,00	4222152,67	4222152,67
4/ 9	10,96	0,09	95,36	84,44	2,79	0,01	4222152,67	4222152,67
4/ 10	12,05	0,08	95,37	84,44	0,00	0,00	4222152,67	4222152,67

IV.4.2.4Interprétation :

le RPA 99 VERSION 2003 ART 4.3.4.a

- ✓ le 1^{er} mode est un mode translation pure selon l'axe X avec 75.04 %.
- ✓ le 2^{ème} mode est un mode translation pure selon l'axe Y avec 69.55 %.
- ✓ le 3^{ème} mode est mode torsion pure.

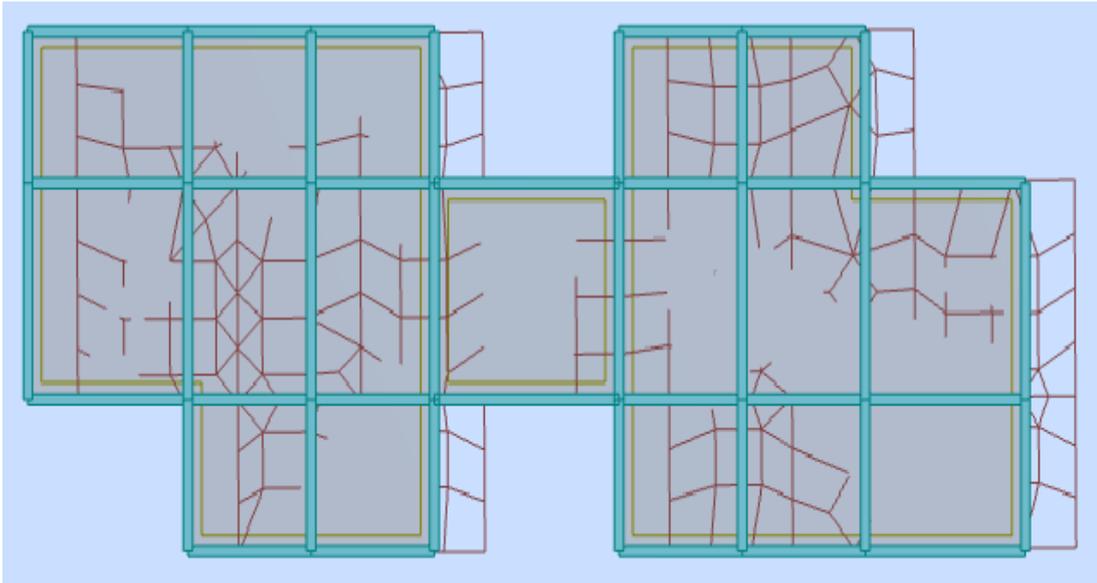


Fig.IV.,Premier mode de vibration : vue en plan ($T_1=0.94$ sec).

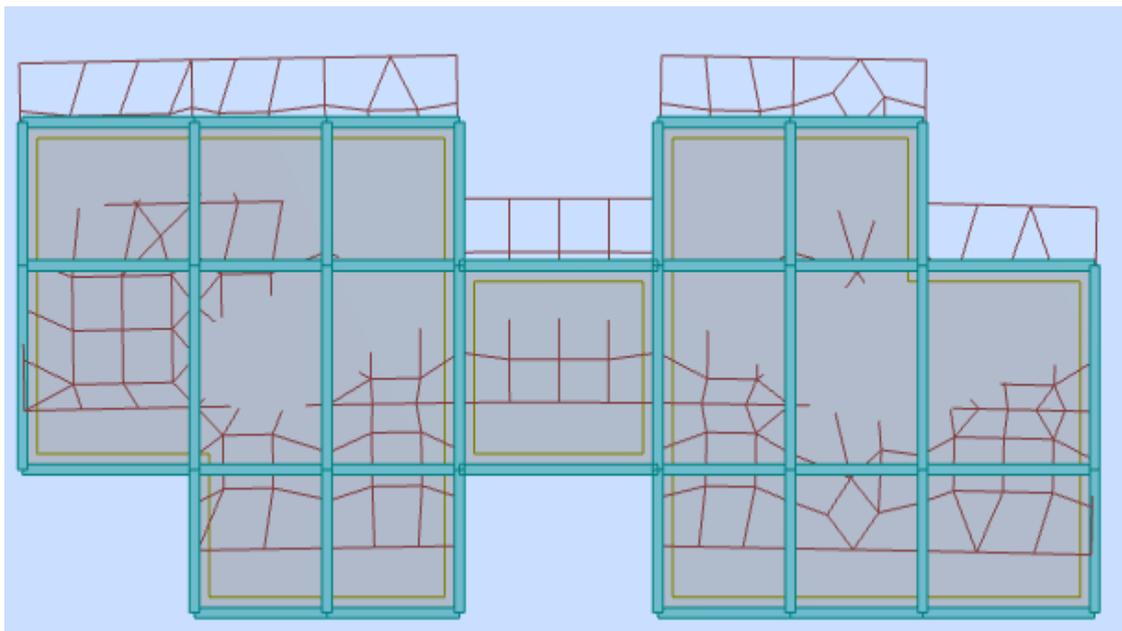


Fig.IV.5.Deuxième mode de vibration : vue en plan ($T_2=0.44$ sec).

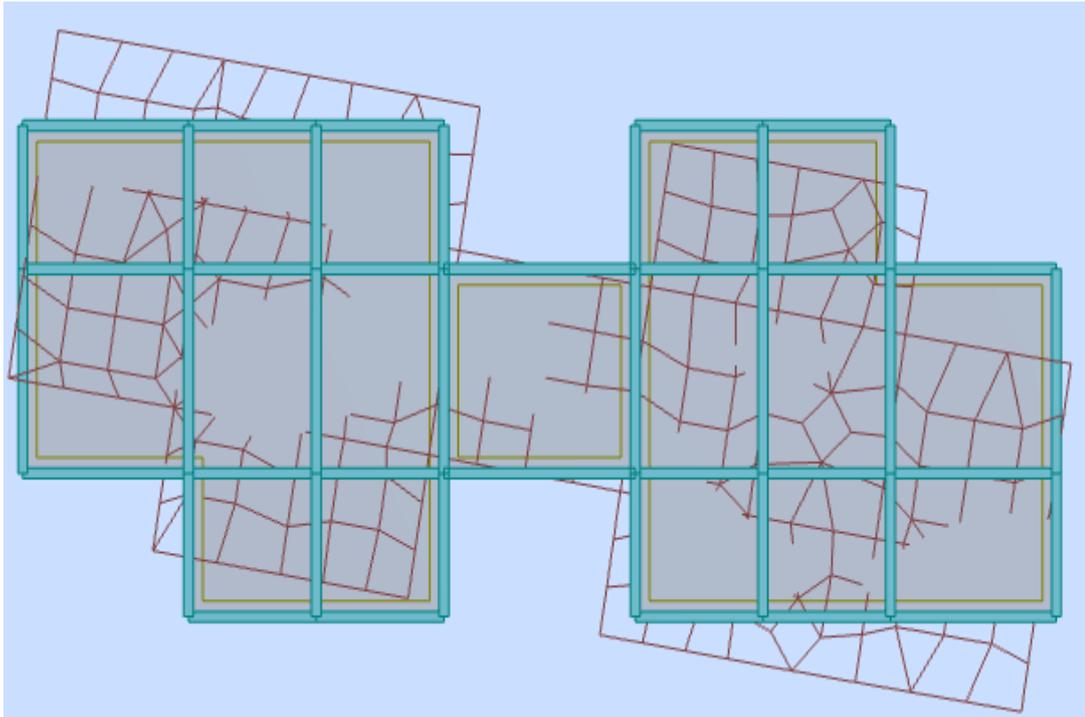


Fig.IV.6.Troisième mode de vibration : vue en plan (T3=0,33 sec).

Tableau. IV.2. Les sollicitations verticales totales sur les poteaux et voiles

FZ [kN]	FZ sur les poteaux [kN]	FZ sur les voiles [kN]
-45996,88	-30717,72	-15279,17
-41043,13	-27410,20	-13632,93
-36434,19	-24305,01	-12129,18
-31825,24	-21214,32	-10610,93
-27216,30	-18141,07	-9075,23
-22607,35	-15083,89	-7523,46
-17998,40	-12040,20	-5958,21
-13389,46	-9006,30	-4383,15
-8780,51	-5975,63	-2804,88
-4182,39	-2937,89	-1244,50

❖ IV.5.2.5 .Vérifications de l'interaction Portiques-Voiles: selon RPA 99 version 2003 (art 3.4.4.a) p 19

Que les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales (de logiciel ROBOT).

⇒ **Charges verticales: voiles ≤ 20%**

- ✓ Les sollicitations verticales totales de la structure: 46996.88KN
- ✓ Les sollicitations verticales reprises par les voiles: 15279.17KN

$$\frac{F_z \text{ voiles}}{F_{\text{total}}} = \frac{15279.17}{45996.88} = 33.22\% > 20\% \rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

IV.5.2.6.Conclusion :

Nous concluons alors, que la conception de la structure est mauvaise et il faut alors revoir

le système de contreventement et surtout la disposition de certains voiles pour obtenir des modes de translations purs qui doivent absorber le maximum d'énergie sismique induite à la structure lors d'un tremblement de terre.

IV.5. et analyse de la nouvelle variante :**Introduction :**

Suite à l'analyse de la structure initiale, plusieurs variantes ont été analysées pour pouvoir obtenir une structure ayant un système de contreventement optimal.

Nous présenterons dans ce qui suivra un (01) proposition.

IV.3.1 ; Proposition :

Pour cette raison, on propose de minimisé certains voiles et augmenté la section de Poteau afin d'améliorer le comportement de la structure en particulier vis-à-vis de la torsion, Système de contreventement se présente comme suit :

- ✓ 04 voiles transversaux (sens-y) de 15 cm.
- ✓ 06 voiles longitudinaux (sens-x) de 15cm.
- ✓ Section des poteaux (50x60) cm² .

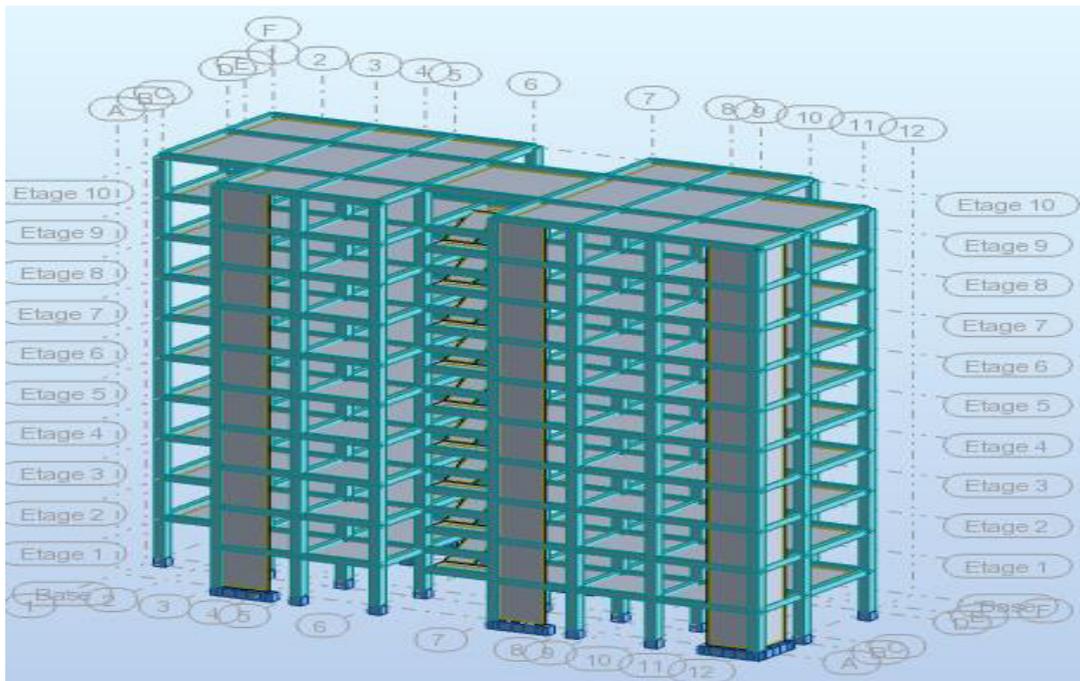


Fig.IV.7. Vu en 3D

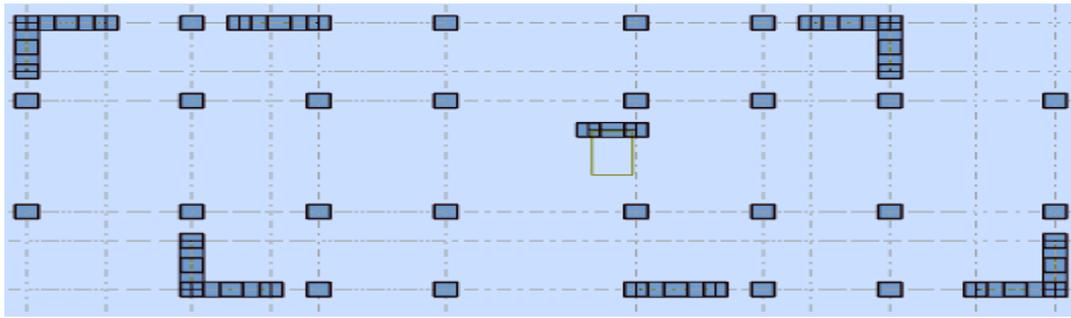


Fig.IV.8. Vue en plan et en élévation de la proposition.

IV.3.2. Périodes et coefficients de participation modaux :

Tableau.IV.3.Périodes et facteurs de participation modaux (1^{er} proposition).

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
4/ 1	1,23	0,82	1,18	72,22	1,18	72,22	4193201,30	4193201,30
4/ 2	1,33	0,75	73,29	73,40	72,11	1,18	4193201,30	4193201,30
4/ 3	1,63	0,61	73,38	73,40	0,09	0,00	4193201,30	4193201,30
4/ 4	4,12	0,24	73,91	86,92	0,53	13,51	4193201,30	4193201,30
4/ 5	4,63	0,22	87,43	87,51	13,52	0,59	4193201,30	4193201,30
4/ 6	5,91	0,17	87,43	87,51	0,00	0,00	4193201,30	4193201,30
4/ 7	7,24	0,14	87,46	87,88	0,03	0,38	4193201,30	4193201,30
4/ 8	7,55	0,13	87,69	91,44	0,23	3,56	4193201,30	4193201,30
4/ 9	9,08	0,11	92,53	91,86	4,84	0,42	4193201,30	4193201,30
4/ 10	9,64	0,10	92,74	92,47	0,21	0,62	4193201,30	4193201,30

IV.3.3) Interprétations des résultats :

on constate qu’il faut 9 modes pour atteindre 90% de participation des masses modales exigée

par le RPA 99 VERSION 2003 ART 4.3.4.a.

- ✓ le 1^{er} mode est un mode translation pure selon l’axe Y avec 72.22 %.
- ✓ le 2^{ème} mode est un mode translation pure selon l’axe X avec 72.11 %.
- ✓ le 3^{ème} mode est mode torsion pure.

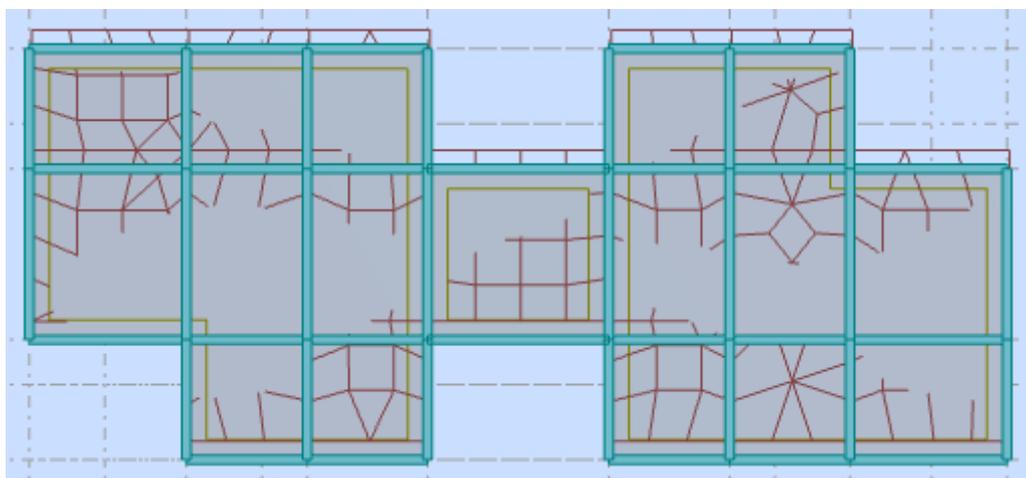


Fig.IV.9. Premier mode de vibration. Vue en plan.

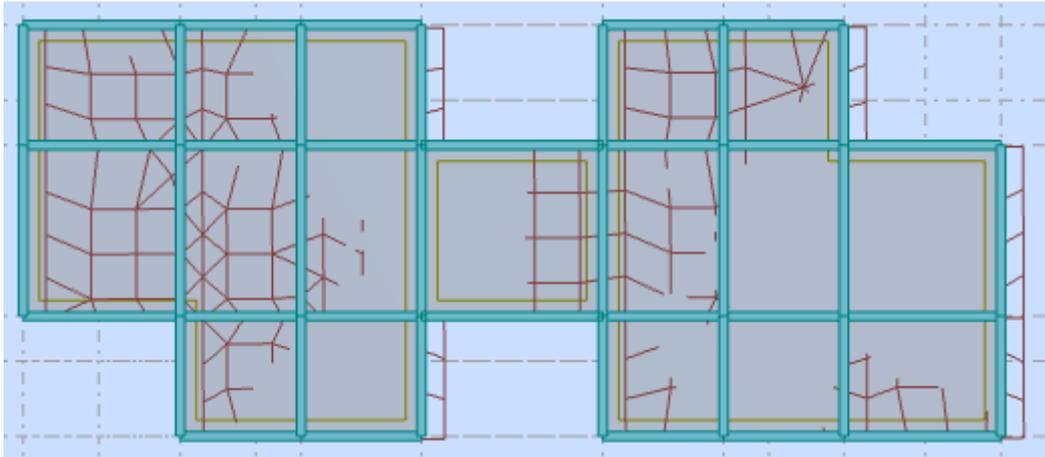


Fig.IV.10. Deuxième mode de vibration. Vue en plan.

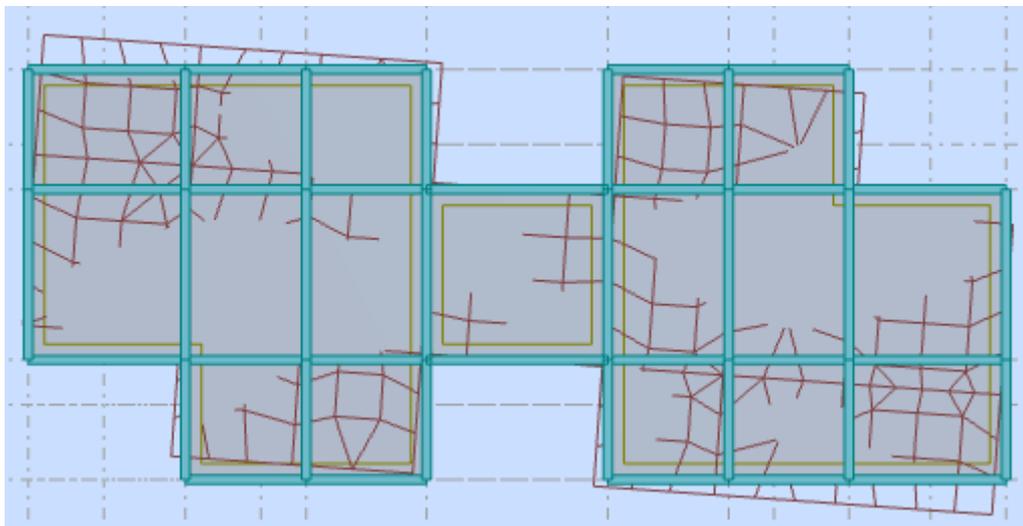


Fig.IV.11. Troisième mode de vibration. Vue en plan.

IV.3.4 ; Conclusion :

Pour cette raison, on adopte cette conception structurale qui nous donne un meilleur comportement de notre structure vis-à-vis du séisme.

IV.3.5) L'effort tranchant de niveau pour l'étage :

Les résultats sont donnés dans les tableaux V-3 et V-4 pour les deux directions principales.

Tableau.IV.4. Efforts tranchants à chaque niveau

	Sens (x-x)	Sens (y-y)
Niveau	FX [kN]	FY [kN]
1	2356,03	2266,15
2	2322,29	2234,10
3	2235,88	2149,73
4	2107,69	2022,64
5	1944,76	1862,72
6	1741,91	1669,70
7	1497,10	1440,27
8	1214,01	1170,36
9	882,35	846,91
10	472,44	449,15

IV.3.6.Vérification de la résultante des forces sismiques par rapport à la méthode statique équivalente

❖ Résultante des forces sismiques à la base V_t :

Cette dernière est obtenue par la combinaison des valeurs modales et elle ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V ,

soit : $V_t > 0.8 V$

Suite à l'application du spectre de calcul dans les deux sens de la structure, les résultats sont

Comme suit :

- Effort tranchants sismique dans le sens X, $V_t = 2356.03$ KN
- Effort tranchants sismique dans le sens Y, $V_t = 2266.15$ KN

F- Calcul de la force sismique : (article : 4-2-3- du R.P.A.99)

La force sismique « V » appliquée à la base de la structure dans les deux directions est donné par la formule suivante :

$$V = [(A \cdot D \cdot Q) / R] \cdot W$$

A : Coefficient d'accélération de zone. C'est un coefficient numérique dépendant de la zone sismique ainsi que le groupe d'usage.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen de site, un facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

Q : Facteur de qualité.

R : Coefficient de comportement global de la structure, fonction du système de contreventement.

W : La charge (le poids) prise en compte dans le calcul sismique. Il joue un rôle important dans le calcul de la force sismique, logiquement ce poids doit être le poids du bâtiment durant le séisme.

$W = 42305.52 \text{ KN}$

Détermination des coefficients :

a- Le coefficient "A" :

Du fait que l'ouvrage est courant d'importance moyenne (bâtiment à usage d'habitation et bureau)

Tableau.IV.5. de coefficient d'accélération

Groupe D'usage	Zone			
	I	IIa	IIb	III
1 A	0,15	0.25	0.30	0.40
1 B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Donc il a un groupe d'usage (2) et la zone IIa, donc :

$A = 0.15$ (d'après le R.P.A.99)

b- Le facteur "D" : il est

Fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T)

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5 \eta (T_2/3,0)^{2/3} \cdot (3,0/T)^{5/3} & T > 3,0 \text{ s} \end{cases}$$

T_2 : Période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau (4.1).

η : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$ Où $\xi(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages structure

❖ **T.A.B.4.2. R.P.A 99 :**

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/ maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau. valeur de ξ .

$\rightarrow \xi = 7 \%$

Donc : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0.88 \geq 0.7$

F-2-Estimation de la période fondamentale de la structure :

Dans notre cas (structure mixte) la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les **formules 4-6 et 4-7** du **RPA99, version2003**

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4}; \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

Avec:

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'aux derniers niveaux (N).

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donnée par le **tableau (4,6)** du **RPA99, version2003 p31** $\rightarrow C_T = 0,050$

D : la dimension du bâtiment mesuré à sa base dans la direction de calcul considérée

Donc T

$$= 0,05 \times 30.60^{3/4} = 0.65 \text{ sec}$$

On peut également utiliser aussi la formule :

$$T_x = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_x}} = \frac{0.09 \times 30.60}{\sqrt{32.40}} = 0.48 \text{ sec} \Rightarrow T_x = 0.48 \text{ sec}$$

$$T_y = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_y}} = \frac{0.09 \times 30.60}{\sqrt{13.70}} = 0.74 \text{ sec} \Rightarrow T_y = 0.74 \text{ sec}$$

❖ T.A.B.4.7 RPA99 p34 (valeurs de T₁ et T₂) :

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T ₁	0.15	0.15	0.15	0.15
T ₂	0,30	0.40	0.50	0.70

Tableau.valeur de T1 et T2.

site meuble (S₃) → T₂ = 0,50 sec

D'après l'article (4.2.4) de RPA99/version2003 :

Il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux

Valeurs, d'où :

$$T_x = 0.48 \text{ sec.}$$

$$T_y = 0.74 \text{ sec.}$$

$$T_x = \min (0.48 ; 0.65) = 0.48 \text{ sec}$$

$$T_y = \min (0.74 ; 0.65) = 0.65 \text{ sec}$$

$$\checkmark \frac{T_{dx}}{T_{st}} = \frac{0.82}{0.48} = 1.70 \text{ sec} > 1.3$$

$$\checkmark \frac{T_{dy}}{T_{st}} = \frac{0.82}{0.65} = 1.26 \text{ sec} < 1.3$$

Alors en va calculé le facteur D dans le sens X avec $1.3T_{emp} = 0.62 \text{ s}$

$$\text{On a : } T_2 \leq T_x \leq 3,0 \text{ sec} \Rightarrow D_x = D_y = 2,5 \eta (T_2/T_{(x/y)})^{2/3}$$

Donc :

$$D_x = 2.5 \eta (T_2/T_x)^{2/3} = 1.91$$

$$D_y = 2.5 \eta (T_2/T_y)^{2/3} = 1.85$$

c-Coefficient " R " :

R : coefficient de comportement global de la structure donnée par le tableau (4.3)

→ Contreventement mixte ⇒ **R = 5**

d-Coefficient "Q ":

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$$

P_q : la pénalité qui dépend de l'observation ou non du critère « q » d'après le T.A.B 4.4

Tableau IV.6. Valeur de P_q

Critère q	$P_q (x)$		$P_q (y)$	
	Observé	N/observé	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	X		X	
2. Redondance en plan	X		X	
3. Régularité en plan		X	X	
4. Régularité en élévation	X			X
5. Contrôle de la qualité des matériaux		X		X
6. Contrôle de la qualité de l'exécution		X		X

$$Q_x = 1.20$$

$$Q_y = 1.20$$

e-Calcul du poids (W):

La valeur de W comprend la totalité des charges permanentes.

Pour les habitations, il faut prendre en considération 20% des surcharges d'exploitations. $\beta=0.20$

$$W = W_i \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes.

W_{Qi} : la charge d'exploitation.

Tableau IV.7. Résultat de coefficient

Sens	A	D	Q	R	W	V_{st}
Longitudinal	0.15	1.91	1,20	5	42305.55	2908.93
Transversal	0.15	1.85	1,20	5	42305.55	2817.55

❖ Vérifications :

$$V_{\text{dyn}}/V_{\text{stat}} \geq 0.8$$

➤ **Sens longitudinal** : $V_{\text{dyn}}^x = 2356.03 \text{ KN}$

$$2356.03 / 2531.31 = 0.93 > 0.8 \dots\dots\dots \text{Vérifié}$$

➤ **Sens transversal** : $V_{\text{dyn}}^y = 2243.72 \text{ KN}$

$$2266.15 / 2817.55 = 0.81 > 0.8 \dots\dots\dots \text{Vérifié}$$

IV.9. Caractéristiques géométriques et massiques de la structure :

1) Détermination de centre de gravité des masses et le centre des rigidités :

✚ **Centre de gravité des masses : « G »**

La détermination du centre de gravité des masses est basée sur le calcul des centres des masses de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, plancher, escalier, voiles, balcons, maçonnerie extérieur, ...etc.), Les coordonnées du centre de gravité des masses et données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

M_i : la masse de l'élément i .

X_i, Y_i : les coordonnées du centre de gravité de l'élément i par rapport à un repère global.

✚ **Centre des rigidités : « C »**

Les coordonnées du centre des rigidités peut être déterminé par les formules ci-après

Avec :

$$X_{cj} = \frac{\sum I_{jy} X_j}{\sum I_{jy}}$$

$$Y_{cj} = \frac{\sum I_{jx} Y_j}{\sum I_{jx}}$$

I_{yi} : Rigidité de l'élément i dans le sens y .

X_i : Abscisse de l'élément i .

I_{xi} : Rigidité de l'élément i dans le sens x .

Y_i : Ordonnée de l'élément i .

Le tableau ci-après résume les résultats des différents centres de rigidité. « C »

Tableau IV.7. Centre de gravité des masses et centres de rigidité.

Etage	XG (m)	YG (m)	XR (m)	YR (m)	ex (m)	ey (m)
1	16.17	6.85	16.20	6.86	0.03	0.01
2	16.17	6.85	16.20	6.86	0.03	0.01
3	16.17	6.85	16.20	6.86	0.03	0.01
4	16.17	6.85	16.20	6.86	0.03	0.01
5	16.17	6.85	16.20	6.86	0.03	0.01
6	16.17	6.85	16.20	6.86	0.03	0.01
7	16.17	6.85	16.20	6.86	0.03	0.01
8	16.17	6.85	16.20	6.86	0.03	0.01
9	16.17	6.85	16.20	6.86	0.03	0.01
10	16.17	6.85	16.20	6.86	0.03	0.01

ex : excentricité théorique suivant x.

ey : excentricité théorique suivant y.

2) Excentricité accidentelle :

L'article 4.3.7 du RPA99/version2003 impose dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $\pm 0.05L$ (L étant la dimension de plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Nous aurons alors :

$$ex \text{ totale} = ex \text{ théorique} \pm 5\% Lx = Xg - Xc \pm 5\% Lx$$

$$ey \text{ totale} = ey \text{ théorique} \pm 5\% Ly = Yg - Yc \pm 5\% Ly$$

L'excentricité accidentelle est fixée par RPA99/version2003 à 5% de la longueur L en plan, d'où :

$$ex \text{ (acc)} = 0,05Lx \text{ avec } Lx = 32.40 \text{ m} \rightarrow ex \text{ (acc)} = 1.62 \text{ m}$$

$$ey \text{ (acc)} = 0,05Ly \text{ avec } Ly = 13.70 \text{ m} \rightarrow ey \text{ (acc)} = 0.67 \text{ m}$$

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

❖ Sens longitudinal :

Tableau IV.8. L'effort tranchant modal à la base sens X.

Cas/Etage	FX [kN]	FX sur les poteaux [kN]	FX sur les voiles [kN]
5/ 1	2356,03	675,24	1680,79
5/ 2	2322,29	740,41	1581,88
5/ 3	2235,88	879,15	1356,73
5/ 4	2107,69	930,55	1177,14
5/ 5	1944,76	924,49	1020,27
5/ 6	1741,91	877,80	864,11
5/ 7	1497,10	801,35	695,75
5/ 8	1214,01	705,52	508,49
5/ 9	882,35	592,53	289,82
5/ 10	472,44	556,63	-84,20

❖ Sens transversal :

Tableau IV.9. L'effort tranchant modal à la base sens Y

Cas/Etage	FY [kN]	FY sur les poteaux [kN]	FY sur les voiles [kN]
6/ 1	2266,15	938,73	1327,42
6/ 2	2234,10	852,75	1381,35
6/ 3	2149,73	938,75	1210,97
6/ 4	2022,64	964,22	1058,42
6/ 5	1862,72	943,23	919,49
6/ 6	1669,70	889,31	780,39
6/ 7	1440,27	808,86	631,41
6/ 8	1170,36	706,30	464,06
6/ 9	846,91	581,98	264,94
6/ 10	449,15	527,60	-78,45

Tableau IV.10. Les sollicitations verticales totales sur les poteaux et voiles.

Cas/Etage	FZ [kN]	FZ sur les poteaux [kN]	FZ sur les voiles [kN]
8 (C)/ 1	-45737,92	-36905,72	-8832,20
8 (C)/ 2	-40786,46	-32968,50	-7817,96
8 (C)/ 3	-36203,41	-29180,72	-7022,69
8 (C)/ 4	-31620,36	-25460,54	-6159,81
8 (C)/ 5	-27037,31	-21778,52	-5258,78
8 (C)/ 6	-22454,26	-18121,52	-4332,74
8 (C)/ 7	-17871,21	-14481,90	-3389,31
8 (C)/ 8	-13288,16	-10850,34	-2437,82
8 (C)/ 9	-8705,11	-7205,53	-1499,58
8 (C)/ 10	-4121,95	-3624,20	-497,75

❖ Vérifications de l'interaction Portiques-Voiles: selon RPA 99 version 2003 (art 3.4.4.a) p 19

Que les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales (de logiciel ROBOT).

⇒ Charges verticales: voiles ≤ 20%

✓ Les sollicitations verticales totales de la structure: 45737.92KN

✓ Les sollicitations verticales reprises par les voiles: 8832.20KN

$$\frac{F_{zvoiles}}{F_{total}} = \frac{8832.20}{45737.92} = 19.31\% < 20\% \quad \text{Condition vérifiée}$$

⇒ Charges horizontales : portiques ≥ 25%

Que les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

$$\frac{F_{xpoteau}}{F_{xtotal}} = \frac{675.24}{2356.03} = 28.66\% > 25\% \dots\dots\dots\text{vérifié}$$

$$\frac{F_{ypoteau}}{F_{xtotal}} = \frac{938.73}{2226.15} = 42.16\% > 25\% \dots\dots\dots\text{vérifié}$$

Calcul des déplacements relatifs horizontaux :

L'article 4.4.3 du RPA99/version2003 :

Le déplacement absolu horizontal a chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

Avec :

δ_{ek} : déplacement du aux forces sismique F_i (y compris l'effort de torsion).

R : coefficient de comportement.

· **le déplacement relatif** au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

L'article 5.10 du RPA99/version2003 préconise que les déplacements relatifs inter étages ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage considéré, il faut vérifier alors que :

$$\Delta_k \leq 1\% h_i.$$

Avec :

H_i : étant la hauteur de l'étage considéré.

Les différents résultats sont résumés dans les tableaux V-8 et V-9

Sens longitudinale

Tableau.IV.11. Déplacements relatifs inter étage pour la direction (x-x)

Cas/Etage	UX [cm]	dr UX [cm]
5/ 1	0,3	0,3
5/ 2	1,0	0,7
5/ 3	1,8	0,8
5/ 4	2,7	0,9
5/ 5	3,6	0,9
5/ 6	4,5	0,9
5/ 7	5,4	0,8
5/ 8	6,1	0,8
5/ 9	6,8	0,7
5/ 10	7,4	0,6

Sens transversale**Tableau.IV.12.** Déplacements relatifs inter étage pour la direction (y-y)

Cas/Etage	UY [cm]	dr UY [cm]
6/ 1	0,4	0,4
6/ 2	1,1	0,7
6/ 3	2,0	0,9
6/ 4	3,0	1,0
6/ 5	4,1	1,0
6/ 6	5,1	1,0
6/ 7	6,0	0,9
6/ 8	6,9	0,9
6/ 9	7,6	0,8
6/ 10	8,3	0,7

Tableau.IV.13. Déplacements relatifs inter étage pour les deux directions principales

niveau	Δkx (cm)	Δky (cm)	Hi (m)	1% Hi (cm)	observation
RDC	0,3	0,4	3,06	3,06	Vérifier
01	0,7	0,7	3,06	3,06	Vérifier
02	0,8	0,9	3,06	3,06	Vérifier
03	0,9	1,0	3,06	3,06	Vérifier
04	0,9	1,0	3,06	3,06	Vérifier
05	0,9	1,0	3,06	3,06	Vérifier
06	0,8	0,9	3,06	3,06	Vérifier
07	0,8	0,9	3,06	3,06	Vérifier
08	0,7	0,8	3,06	3,06	Vérifier
09	0,6	0,7	3,06	3,06	Vérifier

Justification de l'effet P-Δ :

L'effet du second ordre (ou effet de P-Δ) peut être négligé lorsque la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

L'article 5.9 du RPA99/version2003

$$\Theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0,10$$

Avec :

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associée au dessus de niveau k :

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

V_k : effort tranchant d'étage au niveau k .

Δ_k : déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau $k-1$.

h_k : hauteur de l'étage k .

Le tableau V-11 résume l'ensemble des résultats dans le sens longitudinal (sens x-x)

Tableau.IV.14. Vérification de l'effet P-Δ pour le sens longitudinal.

Niveau	W (KN)	Pk (KN)	Δ_{kx}	Vx	h (m)	θ	Observation
9	4290,00	4290,00	0,006	472,44	3.06	0,018	Vérifié
8	4223,95	8513,95	0,007	882,35	3.06	0,022	Vérifié
7	4223,95	12737,90	0,008	1214,01	3.06	0,027	Vérifié
6	4223,95	16961,85	0,008	1497,1	3.06	0,030	Vérifié
5	4223,95	21185,80	0,009	1741,91	3.06	0,036	Vérifié
4	4223,95	25409,75	0,009	1944,76	3.06	0,038	Vérifié
3	4223,95	29633,70	0,009	2107,69	3.06	0,041	Vérifié
2	4223,95	33857,65	0,008	2235,88	3.06	0,040	Vérifié
1	4223,95	38081,60	0,007	2322,29	3.06	0,038	Vérifié
RDC	4223,95	42305,55	0,003	2356,03	3.06	0,018	Vérifié

Le tableau V-10 résume l'ensemble des résultats dans le sens transversal (ses y - y)

Tableau.IV.15 Vérification de l'effet P- Δ pour le sens transversal.

Niveau	Wt	Pk (t)	Δ_{ky}	Vy	h (m)	θ	Observation
9	4290,00	4290,00	0,007	449,15	3.06	0,022	Vérifié
8	4223,95	8513,95	0,008	846,91	3.06	0,026	Vérifié
7	4223,95	12737,90	0,009	1170,36	3.06	0,032	Vérifié
6	4223,95	16961,85	0,009	1440,27	3.06	0,035	Vérifié
5	4223,95	21185,80	0,01	1669,70	3.06	0,041	Vérifié
4	4223,95	25409,75	0,01	1862,72	3.06	0,045	Vérifié
3	4223,95	29633,70	0,01	2022,64	3.06	0,048	Vérifié
2	4223,95	33857,65	0,009	2149,73	3.06	0,046	Vérifié
1	4223,95	38081,60	0,007	2234,10	3.06	0,039	Vérifié
RDC	4223,95	42305,55	0,004	2266,15	3.06	0,024	Vérifié

Remarque :

Puisque tous les coefficients θ_k sont inférieurs à 0.10, donc l'effet P- Δ peut être négligé pour les deux sens.

IV.1.10. Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble :

La vérification se fera pour les deux sens (longitudinal est transversal) avec la relation suivante :

$$M_s / M_r \geq 1,5$$

M_r : moment de renversement provoqué par les charges horizontales.

$$M_r = \sum F_i \times h_i$$

M_s : moment stabilisateur provoqué par les charges verticales.

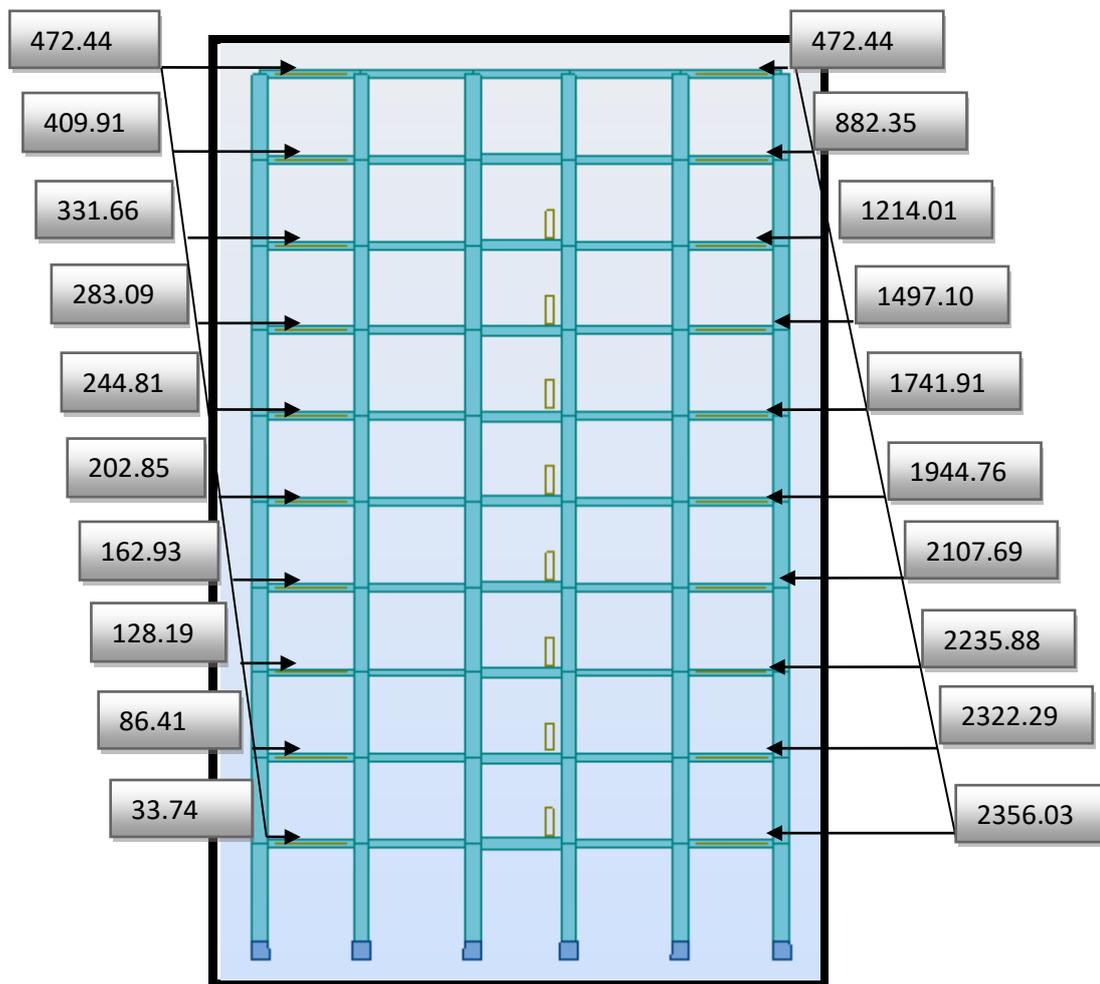
$$M_s = W \times L/2$$

W : le poids total de la structure

Sens X

Forces sismique par niveau (KN)

Efforts tranchants par niveaux (KN)

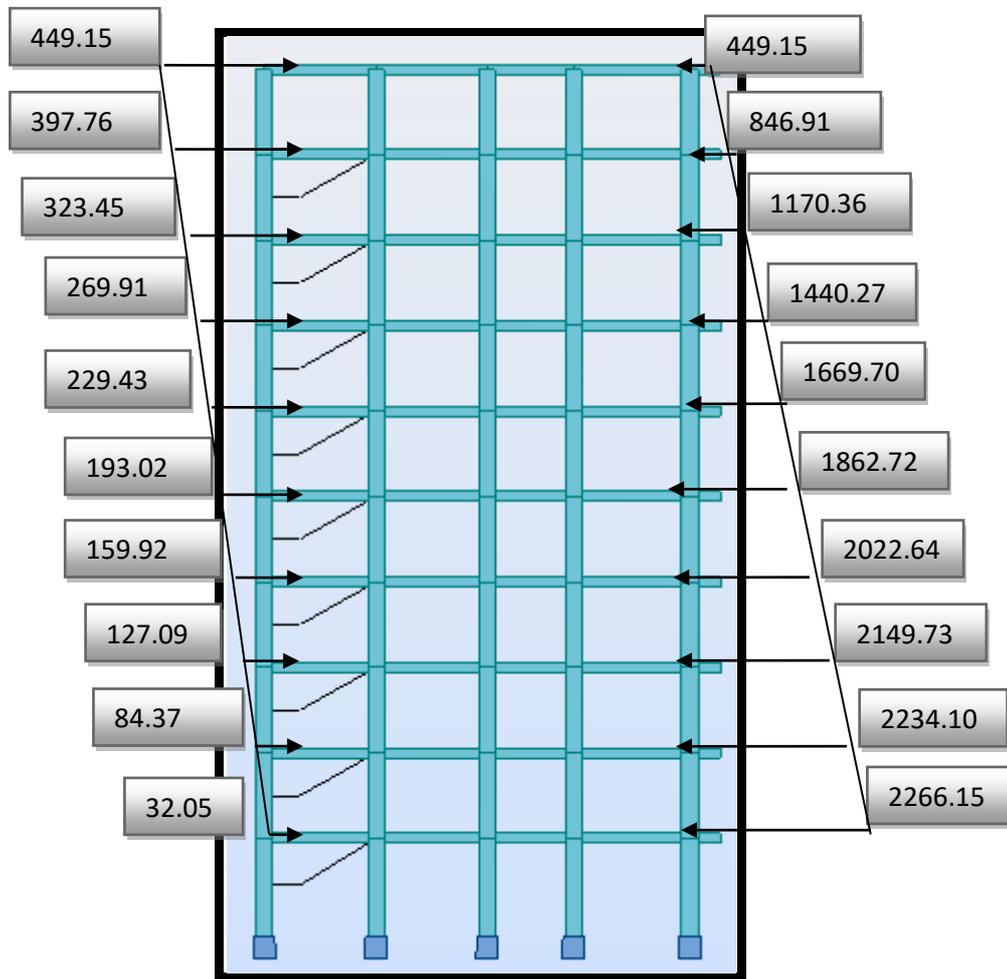


Distribution de l'effort sismique et l'effort tranchant en élévation

Sens Y

Forces sismique par niveau (KN)

Efforts tranchants par niveaux (KN)



Distribution de l'effort sismique et l'effort tranchant en élévation

❖ **Sens longitudinal :**

$$M_{sx} = 42305.55 \times (32.40/2) = 685349.91 \text{ KN.m}$$

Tableau.IV.16. Moment de renversement provoqué par les charges horizontales sens(x).

Niveau	Fx(kn)	hi	Mr (x)
RDC	33,74	3.06	103,24
01	86,41	6.12	528,83
02	128,19	9.18	1176,78
03	162,93	12.24	1994,26
04	202,85	15.30	3103,61
05	244,81	18.36	4494,71
06	283,09	21.42	6063,79

07	331,66	24.48	8119,04
08	409,91	27.54	11288,92
09	472,44	30.60	14456,66
			$\Sigma = 51329.85$

$$M_{R_x} = 51329.85 \text{ KN.m}$$

✓ **Vérifications:**

$$M_s/M_{R_x} = 13.35 > 1.5 \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

❖ **Sens transversal :**

$$M_s = 42305.55 \times (13.70/2) = 289793.02 \text{ KN.m}$$

Tableau.IV.17. Moment de renversement provoqué par les charges horizontales sens(y).

Niveau	Fy(kn)	hi	Mr (y)
RDC	32,05	3.06	98,07
01	84,37	6.12	516,34
02	127,09	9.18	1166,69
03	159,92	12.24	1957,42
04	193,02	15.30	2953,21
05	229,43	18.36	4212,33
06	269,91	21.42	5781,47
07	323,45	24.48	7918,06
08	397,76	27.54	10954,31
09	449,15	30.60	13743,99
			$\Sigma = 49301.89$

$$M_{R_y} = 49301.89 \text{ KN.m}$$

✓ **Vérifications :**

$$M_s/M_{R_x} = 5.88 > 1.5 \dots \dots \text{vérifié}$$

IV.6.Conclusion :

Par suite des résultats calculés obtenus dans cette étude dynamique et sismique, on peut dire que notre structure est bien dimensionnée et peut résister aux différents chocs extérieurs.

Chapitre V
Etude des éléments
structuraux

VI.1 Introduction :

Le ferrailage des éléments résistants se fait suivant le BAEL91 mod99 et le règlement parasismique algérien RPA99 v2003, Les éléments résistants qui reprennent l'action sismique sont : Poteaux, Poutres et Voiles

Nous présentons dans ce chapitre le calcul du ferrailage de ces éléments résistants, accompagnée de leurs schémas de ferrailage.

V.2. Les combinaisons d'actions :

Règlement BAEL 91 :

Ce sont des combinaisons qui prennent en compte uniquement les charges permanentes **G** et les charges d'exploitation **Q**

$1,35 G + 1,5 Q \longrightarrow$ à l'E.L.U ; $G + Q \longrightarrow$ à l'E.L.S

Règlement RPA 99 :

Ce sont des combinaisons qui prennent en considération les charges sismiques **E**. $G + Q + E$ (1);

$0,8 G \pm E$ (2)

❖ Pour le portique :

➤ V .2.1 Les poteaux :

À l'ELU : $1,35 G + 1,5 Q \dots\dots\dots$ (BAEL 91)

À l'ELS : $G + Q$

Accidentelle : $G + Q + E \dots\dots\dots$ (RPA99)

$0,8 G \pm E$

Sachant que :

- La combinaison $(G + Q \pm 1,2E)$ donne un effort normal maximal et un moment correspondant (N_{max}, M_{corr}) .
- Elle dimensionne le coffrage des sections de béton.
- La combinaison $(0.8G \pm E)$ donne un effort normal minimum et un moment correspondant (N_{min}, M_{corr}) .
- Elle dimensionne les sections d'acier (contrainte de traction maximale)

➤ Les poutres :

À l'ELU : $1,35 G + 1,5 Q \dots\dots\dots$ (BAEL 91)

À l'ELS : $G + Q$

Accidentelle : $G + Q \pm E$ (RPA99)
 $0,8 G \pm E$

- La combinaison (G + Q +E) donnera le moment négatif maximal en valeur absolu sur les appuis et donne le ferrailage supérieur au niveau des appuis.
- La combinaison (0.8G ±E) donnera le moment négatif ou positif minimum en valeur absolu sur les appuis et donne le ferrailage inférieur au niveau des appuis dans le cas ou le moment est positif

❖ **Pour les voiles :**

$G + Q + E$... (RPA99)

$0,8 G \pm E$

VI.2. FERRAILAGE DES POTEAUX :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts arrivant des poutres vers les fondations, et sont soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens : longitudinal et transversal. Donc ils sont calculés en flexion

Composée

V.2.1.1 Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Tableau.V.1. Coefficient de sécurité et Caractéristiques mécaniques.

Situation	Béton			Acier (FeE400)		
	γ_b	F_{c28} (Mpa)	σ_b (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPA)
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18.5	1	400	400

VI.2.2.1.Le ferrailage :

Une section soumise à la flexion composée est dite partiellement comprimée si:

-N est un effort de compression et le centre pression (c) se trouve à l'extérieur de la section.

- N est un effort de compression et le centre (c) se trouve à l'intérieur de la

Section, et la condition suivante est remplie

$$\underbrace{N(d - c') - M_a}_{(A)} < \underbrace{\left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right) b \times h^2 \bar{\sigma}_b}_{(B)}$$

Le moment fictif :

$$M_a = Mg + N \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$A = A^f \rightarrow A = A^f - \frac{N}{100 \times \bar{\sigma}_s}$$

VI.2.3. Combinaisons des charges:

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

Selon le BAEL 91 :

E.L.U. : Situation durable : 1,35 G + 1,5 Q (C1)

Selon le R.P.A 99/version 2003 : Situation accidentelle (article 5.2 page 38)

G+Q+E.....(C2)

0,8G±E.....(C3)

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes pour les deux sens X et Y comme suit :

- 1) $N_{\max} \leftrightarrow M_{\text{corr}}$
- 2) $M_{\max} \leftrightarrow N_{\text{corr}}$
- 3) $N_{\min} \leftrightarrow M_{\text{corr}}$

Chacune des trois combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisit correspondra au maximum des trois valeurs (cas plus défavorable).

Recommandation de l'RPA 99/Version 2003 :

Ferrailage longitudinale :

D'après le RPA99/version 2003 (article 7.4.2), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique IIa est limité par:

- Pourcentage maximal :

$$\begin{cases} 4 \% \text{ en zone courante} \\ 6 \% \text{ en zone de recouvrement.} \end{cases}$$

- Pourcentage minimal (zone II) : 0,9 %
- Diamètre minimum : 12 mm
- La longueur minimale des recouvrements est de :
- -50 en zone II

- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :
- - 20 cm en zone II.

☒ **Armatures transversales : RPA99 (art 7.4.2.1) :**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

Avec :

V_u : est l'effort tranchant de calcul

h_1 : Hauteur totale de la section brute

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

ρ_a : Est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

t : est l'espacement des armatures transversales.

$$\rho_a = 2.5 \quad \text{Si } \lambda_g \geq 5.$$

$$\rho_a = 3.75 \quad \text{Si } \lambda_g < 5.$$

t : est l'espacement des armatures transversales

- La zone nodale : $t \leq \min(10 \phi_l, 15 \text{ cm})$

- La zone courante : $t \leq 15 \phi_l$

ϕ_l : Le diamètre minimal des armatures longitudinales.

La quantité des armatures transversales vers soles $\frac{A_t}{t \cdot b_1}$ en % est donnée comme suit:

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 \rightarrow 0,3 \%$$

$$\text{Si } \lambda_g \leq 5 \rightarrow 0,8 \%$$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation

l_f : longueur de flambement du poteau ($l_f = 0.7 L$)

BAEL91 : (art A.8.1, 3)

1/ Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3}$

2/ leur espacement : $St \leq \min(15 \phi_l; 40 \text{ cm}; a + 10 \text{ cm})$

VI.2.3. Exemple de calcul ferrailage.

S.oit le poteau du RDC (dimension 50×55) :

$c = c' = 4 \text{ cm}$; $s = 60 \times 50 \text{ (cm)}$;

acier Fe E400; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

$f_{bu} = 0.85 f_{c28} / \gamma_b = 14.2 \text{ MPa}$;

$L = 3.06 \text{ m}$: hauteur totale du Poteau.

Tableau.V.2. Poteaux rectangulaire (Resultants donnés par Robot)

ELU		G+Q+E		0.8G±E		ELS	
N_{MAX} (KN)	M_{COR} (KN.m)	M_{MAX} (KN.m)	N_{COR} (KN)	N_{MIN} (KN)	M_{COR} (KN.m)	N_{MAX} (KN)	M_{COR} (KN.m)
2899.26	41.03	177.26	130.67	23.1	0.7	2113.43	29.61

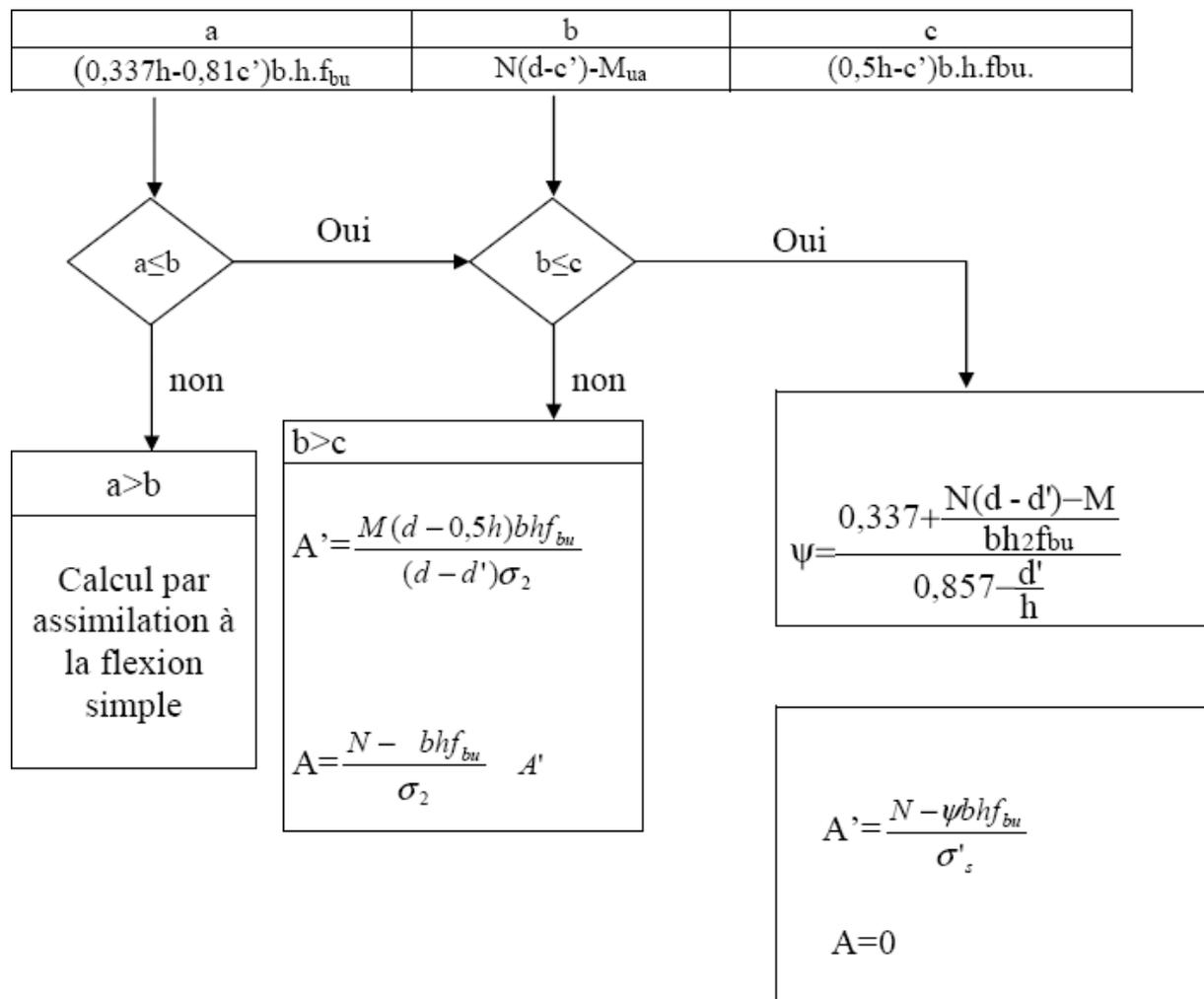


Fig.V.1. Organigramme De Calcul Du Ferrailage En Flexion Composée.

Calcul du ferrailage

✓ ELU :

Les sections soumises à un effort de compression sont justifiées vis-à-vis de L'ELU de stabilité de forme conformément à l'article .A.4.3.5 du C.B.A 93 en adoptant une excentricité totale de calcul :

$$e = e_1 + e_2 ; e_1 = e_a + e_0$$

e_1 : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (après l'exécution).

e_2 : excentricité due aux effets du second ordre.

$$e_a = \max\left\{2cm; \frac{L}{250}\right\} = \max\left\{2cm; \frac{306}{250}\right\} = 2cm$$

$$e_0 = \frac{M_U}{N_U} = \frac{41.03}{2899.26} = 0.01415 m = 1.415cm = 1.5 cm$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 2 + 1.5 = 3.5 cm$$

On peut considérer les effets du second ordre d'une manière forfaitaire Si :

$$l_f / h < \max (15 ; 20.e_1 / h)$$

l : hauteur totale du Poteau.

l_f : longueur de flambement du poteau

$$l_f = 0,7 l_0 = 0,7 \times 3,06 = 2,142 m.$$

$$l_f / h = 3,57 < \max (15 ; 0,23)$$

Donc : les effets du second ordre doivent être considérés d'une manière forfaitaire :

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{h} = 12.367$$

$$\lambda \leq 50 \text{ si}$$

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0.68 \end{cases}$$

ϕ : Généralement égal à 2

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 \times h} \times (2 + \alpha \times \phi)$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.142^2}{10^4 \times 0.60} \times (2 + 0.68 \times 2) = 0.007708 m = 0.77cm$$

$$e = e_1 + e_2 = 3.5 + 0,77 = 4.27cm.$$

$$e = 4.27 \text{ cm} = 0,0427\text{m}. < \frac{h}{2} - c' = \frac{60}{2} - 4 = 26\text{cm}$$

➔ Le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section

Sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{utm}} \times e = 2899.26 \times 0,0427 = 123.8 \text{ KN.m}$$

☒ **Les efforts corrigés seront :**

$$N_{\text{max}} = 2899260 \text{ N} \quad ; \quad M_{\text{corrigé}} = 123800 \text{ N.m.}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 60 - 0.81 \times 4) 50 \times 60 \times 14.2 = 723348 \text{ N.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{\text{ua}}$$

$$M_{\text{ua}} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 41030 + 2899260 \times (0.56 - 0.60/2) = 794837.6 \text{ N.m}$$

$$B = 2899260 (0,56 - 0,04) - 794837.6 = 712777.6 \text{ N.m}$$

$A > B$; Donc la section est partiellement comprimée.

$$\bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \quad \bar{\sigma}_b = 14.2 \text{ MPa}$$

Détermination des armatures à la flexion composée :

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{794837.6}{14.2 \times 50 \times (56)^2} = 0.357 < \mu_l = 0.392 \quad \checkmark$$

$$\alpha = 1.25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right] = 0.58 \quad \checkmark \quad \beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.77$$

$$\checkmark A^f = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot \beta \cdot d} = \frac{794837.6}{348 \times 0.77 \times 56} = 52.97 \text{ cm}^2$$

$$\checkmark A = A^f - \frac{N}{100 \times \bar{\sigma}_s} = 52.97 - \frac{2899260}{100 \times 348} = -30.34 \text{ cm}^2$$

✓ **G+Q+E :**

$$\checkmark M_{\text{max}} = 177.26 \text{ KN} \quad ; \quad N_{\text{cor}} = 130.67 \text{ KN.m.}$$

$$e_a = \max \left\{ 2\text{cm}; \frac{L}{250} \right\} = \max \left\{ 2\text{cm}; \frac{306}{250} \right\} = 2 \text{ cm}$$

$$e_0 = \frac{M_U}{N_U} = \frac{177260}{130670} = 1.36 \text{ m} = 136 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 2 + 136 = 138 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 \times h} \times (2 + \alpha \times \emptyset)$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.142^2}{10^4 \times 0.60} \times (2 + 0.58 \times 2) = 0.00725 \text{ m} = 0.725 \text{ cm}$$

$$e = e_1 + e_2 = 138 + 0,725 = 138.725 \text{ cm}. \geq \frac{h}{2} - c' = \frac{60}{2} - 4 = 26\text{cm}$$

→ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section

Sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{utm}} \times e = 130,67 \times 1,39 = 181,63 \text{ KN.m}$$

☒ **Les efforts corrigés seront :**

$$N_{\text{max}} = 130670 \text{ N} \quad ; \quad M_{\text{corrigé}} = 181630 \text{ N.m.}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 60 - 0.81 \times 4) \cdot 50 \times 60 \times 18.5 = 942390 \text{ N.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{\text{ua}}$$

$$M_{\text{ua}} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 177260 + 130670 \times (0.56 - 0.60/2) = 211234,2 \text{ N.m}$$

$$B = 130670 (0,51 - 0,04) - 211234,2 \text{ N} = -149819,3 \text{ N.m}$$

$A > B$; Donc la section est partiellement comprimée.

$$\bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 18,5 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{211234,2}{18,5 \times 50 \times (56)^2} = 0,07 < \mu_l = 0,392$$

$$\alpha = 1,25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right] = 0,095 \quad ; \quad \beta = (1 - 0,4\alpha) = 0,96$$

$$A^f = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_b \cdot \beta \cdot d} = \frac{211234,2}{18,5 \times 0,96 \times 56} = 9,82 \text{ cm}$$

$$A = A^f - \frac{N}{100 \times \bar{\sigma}_s} = 9,82 - \frac{130670}{100 \times 400} = 6,56 \text{ cm}^2$$

Situation accidentelle :

✓ **0,8G ± E:**

$$N_{\text{min}} = 23,10 \text{ K N} ; M_{\text{cor}} = 0,7 \text{ KN.m.}$$

$$e_a = \max \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right\}$$

$$e_a = \max \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{306}{250} \right\} = 2 \text{ cm}$$

$$e_0 = \frac{M_U}{N_U} = \frac{0,7}{23,1} = 0,030 \text{ m} = 3 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 2 + 3 = 5 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 \times h} \times (2 + \alpha \times \emptyset)$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2,142^2}{10^4 \times 0,6} \times (2 + 0,096 \times 2) = 0,0050 \text{ m} = 0,5 \text{ cm}$$

$$e = e_1 + e_2 = 3 + 0,5 = 3,5 \text{ cm.}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{utm}} \times e = 23.10 \times 0,035 = 0.8 \text{ KN.m}$$

☒ **Les efforts corrigés seront :**

$$N_{\text{min}} = 23100 \text{ N} ; M_{\text{corrigé}} = 800 \text{ N.m.}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 60 - 0.81 \times 4) \cdot 60 \times 50 \times 18.5 = 942390 \text{ N.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{\text{ua}}$$

$$M_{\text{ua}} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 700 + 23100 \times (0,56 - 0.6/2) = 6706 \text{ N.m}$$

$$B = 23100 (0,56 - 0,04) - 6706 = 5306 \text{ N.m}$$

$A > B$; Donc la section est partiellement comprimée.

☒ **Situation accidentelle :**

$$\bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 18,5 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{6706}{18.5 \times 50 \times (56)^2} = 0.002 < \mu \ell = 0.392$$

$$\alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu}] = 0.0029$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.998$$

$$A^f = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_b \cdot \beta \cdot d} = \frac{6706}{400 \times 0.998 \times 56} = 0.3 \text{ cm}^2$$

$$A = A^f - \frac{N}{100 \times \bar{\sigma}_s} = 0.3 - \frac{23100}{100 \times 400} = -0,28 \text{ cm}^2$$

• **Vérification des sections :**

-D'après (RPA2003) on a le pourcentage minimal des armatures longitudinales.

Le RPA99/version 2003 exige une section minimale : $A_{s \text{ min}} = 0,9\% (b \cdot h)$ (zone II).

$$A_{s \text{ min}} = 0,9\% (b \cdot h) = 0.009 \times 50 \times 60 = 27 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité : BAEL91 art A.4.2**

$$A_{\text{min}} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 50 \times 60 \times \frac{2.1}{400} = 3,62 \text{ cm}^2$$

Tableau.V.3. Les choisit des sections

	$A_{\text{cal}} (\text{cm}^2)$	$A_{\text{min BAEL}} (\text{cm}^2)$	$A_{\text{RPA}} (\text{cm}^2)$	$A_{\text{max}} (\text{cm}^2)$	$A_{\text{adop}} (\text{cm}^2)$
ELU	-30,34	3,62	27	27	6HA20+6HA14 = 28.09cm²
G+Q±E	6,56			27	
0.8G±E	0,28			27	

Vérification à L'ELS :

Après avoir fait le calcul du ferrailage longitudinal des poteaux à l'ELU, il est nécessaire de faire une vérification à l'état limite de service.

- les contraintes sont calculées à l'ELS sous les sollicitations de (N_{ser} , M_{ser})

la fissuration est considérée peu nuisible donc il faut vérifier les contraintes dans la section de l'acier.

La contrainte du béton est limitée par :

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

La contrainte d'acier est limitée par : $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$

Les poteaux sont calculés en flexion composée.

$$N_{ser} = 2113,43 \text{ KN} \quad ; \quad M_{ser} = 29,61 \text{ N.m.}$$

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{29,61}{2113,43} = 0,014 \text{ m} = 1,4 \text{ cm}$$

$$e_0 = 1,4 < \frac{h}{6} = 10 \text{ cm}$$

La section est entièrement comprimée et il faut vérifier que $\sigma_b < 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Nous avons les notions suivantes :

$$B_0 = b \times h + 15 (A_1 + A_2) = 50 \times 60 + 15 (30,91) = 2818,05 \text{ cm}$$

$$v_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{bh^2}{2} + 15(A_1 c + A_2 d) \right] = 35,93 \text{ cm}$$

$$v_2 = h - v_1 = 60 - 35,93 = 24,07 \text{ cm}$$

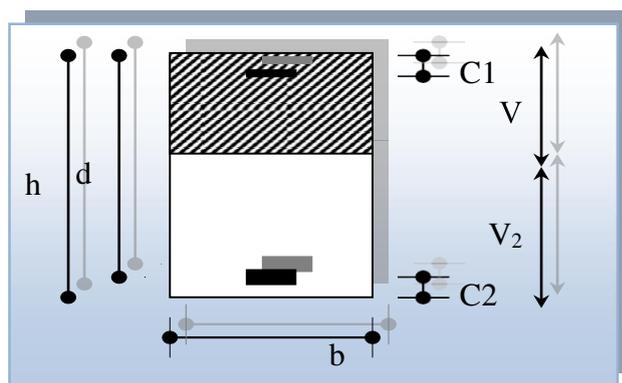


Figure.V.2. section de poteau

$$I_{xx} = \frac{b}{3} (v_1^3 + v_2^3) + 15(A_1(v_1 - c_1)^2 + A_2(v_2 - c_2)^2)$$

$$I_{xx} = \frac{45}{3} (35,93^3 + 24,07^3) + 15[18,85(35,93 - 4)^2 + 12,06(24,07 - 4)^2] = 993105,59 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}}$$

M_G : Moment de flexion par rapport au centre de gravité de la section rendue homogène.

$$M_G = 29610 \text{ N.m}$$

$$\sigma_0 = \frac{N_{ser}}{100 \times B_0} = \frac{2113430}{100 \times 2818.05} = 7.5 \text{ Mpa}$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}} = \frac{29610}{993105} = 0.029$$

$$\sigma_b = \sigma_0 + K \times v_1 = 7.5 + 0.029 \times 35.93 = 7.8 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 7.8 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \dots (cv)$$

Donc les armatures déterminées pour L' E.L.U de résistance conviennent.

La fissuration est peu préjudiciable, alors la vérification de σ_s à L'E.L.S est :

$$\sigma_s^1 = 15[\sigma_0 + K(v_1 - c')] = 15[7.5 + 0.029(35.93 - 4)] = 126.4 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s^2 = 15[\sigma_0 - K(d - v_1)] = 15[7.5 - 0.029(56 - 35.93)] = 116.82 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s^1 = 126.4 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = f_e 400 = 400 \text{ MPa} \dots (C.V)$$

$$\sigma_s^2 = 116.82 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = f_e 400 = 400 \text{ MPa} \dots (C.V)$$

❖ Armatures transversales :

• Vérification du poteau à l'effort tranchant :

On prend l'effort tranchant max et on généralise les sections d'armatures pour tous les poteaux. La combinaison (G + Q ± E) donne l'effort tranchant max.

$$V_{\max} = 452.06 \text{ KN}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau = \frac{V}{bd} = \frac{452.06 \times 10^3}{500 \times 560} = 0.0029 \text{ Mpa}$$

RPA v2003 (7.4.3.2) :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

λ_g l'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \min (l_f / a ; l_f / b) = 3,57$$

$$\lambda_g < 5 \text{ si } \rho_d = 0.04$$

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} = 0.04 \times 25 = 1.00 \text{ MPa}$$

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

$$\tau = 0,0029\text{MPa} < \bar{\tau}_{bu} = 1,00\text{MPa} \quad \dots\dots\dots\text{la condition est vérifiée.}$$

$$\tau = 0,0029\text{MPa} < \bar{\tau} = 3,33\text{MPa} \quad \dots\dots\dots\text{la condition est vérifiée.}$$

• **Calcul d'armature transversale :**

Selon (**RPA99 version 2003 :7.4.2.2**) les armatures transversales des poteaux sont

calculées à l'aide de la formule suivante :
$$\frac{At}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h \times f_e}$$

V_u : est l'effort tranchant de calcul.

h : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique des aciers transversaux (f_e 235MPa).

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par les efforts tranchants.

$$\rho_a = 3,75 \quad \text{Si } \lambda_g < 5.$$

$$\rho_a = 2,5 \quad \text{Si } \lambda_g > 5.$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation.

l_f : longueur de flambement du poteau ($l_f = 0,7 L$)

Dans notre cas

$$\lambda_g = \left(\frac{2,142}{0,6} \right); \lambda_g = (3,57) < 5 \text{ alors : } \rho_a = 3,75$$

t : c'est l'espacement des armatures transversales

RPA99/ver2003.[Art.7.4.2.2]

- La zone nodale : $S_t \leq \min(10\phi_l, 15\text{cm})$. en prend $t = 10 \text{ cm}$
- La zone courante : $S_t \leq 15 \phi_l$

ϕ_l : Le diamètre minimal des armatures longitudinales

On prend : $S_t = 10 \text{ cm}$ en zone nodale et $S_t = 15 \text{ cm}$ dans la zone courante.

✓ **En zone nodale :**

$$A_t = \frac{\rho_a \times v_u}{h \times f_e} S_t = \frac{3,75 \times 452060 \times 100}{400 \times 600} = 706,34 \text{ mm}^2 = 7,06 \text{ cm}^2$$

Soit (7cadre T12=7.92cm²)

✓ **En zone courant :**

$$A_t = \frac{\rho_a \times v_u}{h \times f_e} S_t = \frac{3,75 \times 452060 \times 150}{600 \times 400} = 1059,52 \text{ mm}^2 = 10,6 \text{ cm}^2$$

Soit (14cadre T10 =11 cm²)

• **Vérification des cadres des armatures minimales :**

D'après RPA99 (7.4.2.2)

Soit la quantité d'armature minimale.

$$\frac{A_t}{S_t b} (\%) = \begin{cases} 0,3\% \Rightarrow si \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \Rightarrow si \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

✓ **Dans la zone nodale** t=10 cm

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0,3\% \Rightarrow A_t = 0,003 \times 10 \times 50 = 1,5 \text{ cm}^2 \quad \text{Alors la condition est vérifiée.}$$

✓ **Dans la zone courant** : t =15 cm

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0,3\% \Rightarrow A_t = 0,003 \times 15 \times 50 = 2,25 \text{ cm}^2 \quad \text{Alors la condition est vérifiée.}$$

BAEL91 : (art A.8.1,3)

1/ Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3}$

$$\phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 \text{ mm}$$

Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3}$ Condition Vérifiée

2/ leur espacement : $St \leq \min (15 \phi_\ell ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$

$St \leq \min (21,67 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} ; 70 \text{ cm})$ Condition Vérifier

❖ Présentation du ferrailage des poteaux :

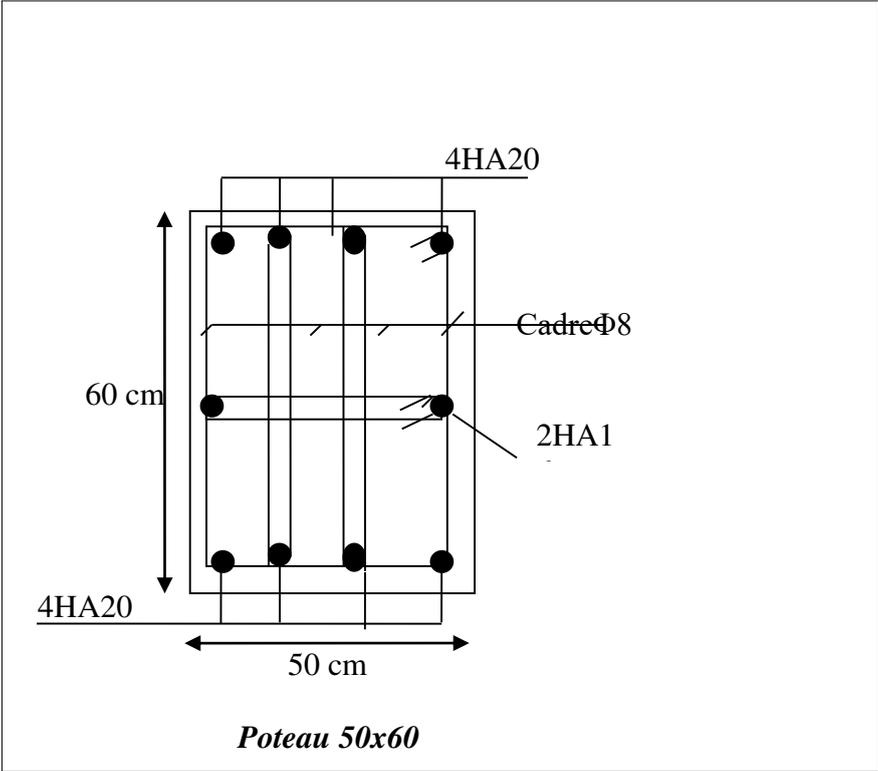


Figure V.3. Ferrailage de la poteau

V.3.. FERRAILLAGE DES POUTRES

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts de plancher vers les poteaux. Se sont des éléments non exposée aux intempéries et sollicité par des moments de flexion et des efforts tranchants, donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

Le ferrailage est calculé à l'état limité ultime sous l'effet du moment le plus défavorable suivant les recommandations de le RPA 99/version 2003, et les contraintes seront vérifiées à l'E.L.S vis-à-vis la durabilité.

V3.1.LES COMBINAISONS DE D' ACTIONS:

✓ À l'ELU \longrightarrow $1,35 G + 1,5 Q \dots\dots$ (BAEL 91)

✓ À l'ELS \longrightarrow $G + Q \dots\dots\dots$ (BAEL 91)

✓ Accidentelle $\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \dots\dots\dots \text{ (RPA 99)} \\ 0,8 G \pm E \dots\dots\dots \text{ (RPA 99)} \end{array} \right.$

- La combinaison $(G + Q \pm E)$ donnera le moment négatif maximal en valeur absolu sur les appuis et donne le ferrailage supérieur au niveau des appuis.
- La combinaison $(0.8G \pm E)$ donnera le moment négatif ou positif minimum en valeur absolu sur les appuis et donne le ferrailage inférieur au niveau des appuis dans le cas où le moment est positif.

V3.2.LE FERRAILLAGE :

V.3.2.1.Poutre principale 30x45

❖ Calcul des armatures en travées:

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$\bar{\sigma}_b = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0, \quad \alpha = 1.25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right]; \beta = 1 - 0,4\alpha$$

$$A_1 = \frac{M_{\max}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d}, \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

	M (kn,m)	μ	μl	α	β	A (cm ²)
Travée	87.70	0,123	0,392	0.164	0,93	6.58

❖ **Ferrailage sur appui :**

La combinaison : (G+Q+Ey)

	M (kn,m)	μ	μl	α	β	A (cm ²)
Appuis	162.11	0,174	0,392	0,24	0,9	10.98

➤ **Vérification nécessaire pour les poutres :**

✓ **La condition de non fragilité :**

$$A_{\min} > 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$✓ A_{\min} > \frac{0.23 \times 30 \times 41 \times 2.1}{400} = 1,49 \text{ cm}^2$$

✓ **Pourcentage minimal d'armature :**

$$✓ A_{\min}^{RPA} = 0.01 b \times h$$

$$✓ A_{\min}^{RPA} = 0.001 \times 30 \times 45 = 1.35 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{pour la poutre principale}$$

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section : $A_{\min} > 0.5\% \cdot b \cdot h$.

$$A_{\min}^{RPa} = 0,005 \times h \times b = 0,005 \times 45 \times 30 = 6.75 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A_{cal}, A_{BAEL}, A_{\min}^{BAEL}, A_{\min}^{RPa})$$

❖ **Tableau Récapitulatif**

Tableau V.4. Tableau récapitulatif des résultats armature de poutre principal

	A_{cal} (cm ²)	A_{min}^{BAEL} (cm ²)	A_{min}^{RPa} (cm ²)	A_{min}^{RPa} (cm ²)	A_{max}	A_{adopt} (cm ²)
Travée	6.58	1.49	1.35	6.75	6.75	3HA12+3HA14=8.01
Appuis	10.98	1.49	1.35	6.75	10.98	3HA14+3HA20 = 14.04

➤ **Vérification à l' E.L.S** La combinaison : (G+Q)

- La fissuration est considérée comme peut nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .
- la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad , \text{ avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Tableau V.5. récapitulatif de verification a ELS

	Elements	α	M_u (N.m)	M_{ser} (N.m)	γ	$\bar{\alpha}$	Condition
P.P	Travée	0.134	87700	63910	1,37	0.44	Vérifier
	Appuis	0.33	146340	106130	1.38	0.44	Vérifier

Vérification de la flèche : BAEL91 (art B.6.5.1)

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées, et on fera le calcul sur la travée la plus chargée.

$M_{max}^t = 61.86 \text{ KN.m}$

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{h}{L} = \frac{0.60}{5.7} = 0.1 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \rightarrow \dots\dots\dots CV$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{h}{L} = \frac{60}{570} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.105 \geq \frac{0.85M_0}{10M_0} = 0.085 \rightarrow \dots\dots\dots CV$

$$\frac{4.2}{f_c} \geq \frac{A}{b \times d} \Rightarrow \frac{13.06}{30 \times 41} = 0.0105 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \rightarrow \dots\dots\dots CV$$

➤ **Vérification de La Contrainte De Cisaillement : BAEL 91 (art. A.5.1.1)**

$$T_u^{\max} = 152910 \text{ N}$$

$$\tau_u^{\max} = \frac{152910}{300 \times 410} = 1.24 \text{ Mpa} < \text{Min} \{3.33 ; 5\} \dots \text{c.v}$$

$$\bar{\tau} = \min \left(0, 2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa (fissuration peu préjudiciable).}$$

➤ $\tau_u = 1.24 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$ (c.v)

➤ **Les Armatures Transversales**

- ❖ Le diamètre ϕ_t des armatures d'âme d'une poutre $\phi_t \leq \min (h/35, \Phi, b_0/10)$ d'après Le (BAEL A7.2.2.)

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \Phi, \frac{b}{10} \right\} \phi_t \leq \min \left(\frac{40}{35}; 12; \frac{30}{10} \right) = 1.28 \text{ cm soit: } \phi_t = 8 \text{ mm.}$$

➤ **Espacement des armatures transversales RBA99 (art 7.5.2.2) page 53**

Dans la Zone modal $S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}, 12\Phi \right\}$

$$S_t \leq \min \left(\frac{40}{4}; 19.2 \right)$$

$$S_t = 8 \text{ cm}$$

- ❖ Dans la zone courante:

$$s'_t \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22.5 \quad s'_t = 20 \text{ cm}$$

- ❖ La Longuer da la Zone modale : $L' = 2 \times h = 90 \text{ cm}$

➤ **La quantité des armatures transversales BAEL: (art A.5.1, 2)**

$$S_t \leq \min (0.9d; 40 \text{ cm}) = 33.3 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 30$$

❖ **RPA 99 version 2003: (art 7.5.2.2) page 53**

$$A_t \geq 0.003 \times S \times b \Rightarrow A_t \geq 0,003 \times 30 \times 30 = 2.7 \text{ cm}^2$$

Avec :

b: Largeur de la section et

S: L'espacement des armatures transversales.

➤ **La quantité des armatures transversales : BAEL91: (art A.5.1, 2)**

$$A_t \geq \frac{b_0 \times S \times (\tau_u - 0.3f_{t28})}{0.8f_c}$$

$$A_t \geq \frac{30 \times 30 \times (1.24 - 0.3 \times 2.1)}{0.8 \times 235} = 2.72 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max (A_t^{BAEL}, A_t^{RPA}) \Rightarrow A = A^{BAEL} = 2.72 \text{ cm}^2 .$$

$$A_t = 2.72 \text{ cm}^2 .$$

$$\text{Soit : } A_t = 1.7 \text{ cm}^2 = 6 \Phi 8 = 3.02 \text{ cm}^2$$

V.3.3. Les poutre secondaire (30*40) :

V.3.3.1. Calcule le ferrailage :

Tableau.V.6. récapitulatif de résultat de ferrailage de poutre secondaire

✓ En Travée (À l'ELU)

	M (N.m)	μ	μ_t	α	β	A_{cal}
Poutre secondaire	32410	0.059	0.392	0.076	0.97	2.67

✓ Ferrailage sur appui : La combinaison : (G+Q+Ex)

	M (N.m)	μ	μ_t	α	β	A_{cal}
Poutre secondaire	63810	0.089	0.392	0.116	0.95	5.42

➤ Vérification nécessaire pour les poutres :

✓ La condition de non fragilité :

$$A_{\min} > 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} > 0,23 \times 30 \times 36 \times \frac{2,1}{400} = 1,3 \text{ cm}$$

✓ Pourcentage minimal d'armature :

$$A_{\min}^{BAEL} = 0,001 \times h \times b = 0,001 \times 40 \times 30 = 1,05 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section : $A_{\min} > 0.5\% \cdot b \cdot h$.

$$A_{\min}^{RPa} = 0,005 \times h \times b = 0,005 \times 40 \times 30 = 6 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A_{cal}, A_{BAEL}, A_{\min}^{BAEL}, A_{\min}^{RPa})$$

❖ **Tableau Récapitulatif****Tableau.V.7.** Récapitulatif verification nécessaire pour les poutres

	A_{cal} (cm ²)	A_{min}^{BAEL} (cm ²)	A_{min}^{RPa} (cm ²)	A_{min}^{BAEL} (cm ²)	A_{max} (cm ²)	A_{adopt} (cm ²)
En travées	2.67	1.3	6	1.05	6	3HA12+3HA14 4= 8.01

	A_{cal} (cm ²)	A_{min}^{BAEL} (cm ²)	$A_{min}^{RPA/2}$ (cm ²)	A_{min}^{BAEL} (cm ²)	A_{max} (cm ²)	A_{adopt} (cm ²)
sur appui	5.42	1.3	6	1.05	6	3HA12+3HA14 4 =8.01 10.65

➤ **Vérification à l'E.L.S La combinaison : (G+Q)**

- La fissuration est considérée comme peut nuisible, donc il n'ya aucune vérification concernant σ_s .
- la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

Tableau.V.8. Récapitulatif de Vérification à l' E.L.S

	Eléments	α	M_u (N.m)	M_{ser} (N.m)	γ	$\bar{\alpha}$	Condition
P.S	Travée	0.059	32410	23480	1,38	0.44	Vérifier
	Appuis	0.089	42360	30870	1.37	0.435	Vérifier

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \text{ avec: } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

➤ **Vérification De La Contrainte De Cisaillement : BAEL 91 (art. A.5.1.1)**

$$T_u^{\max} = 41280N$$

$$\tau_{u\max} = \frac{41280}{300 \times 360} = 0.382Mpa$$

$$\bar{\tau} = \min \left(0, 2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa (fissuration peu préjudiciable)}.$$

$$\tau_{u\max} = 0.382 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{C, V})$$

➤ **Les Armatures Transversales**

- ❖ Le diamètre ϕ_t des armatures d'âme d'une poutre $\phi_t \leq \min (h/35, b_0/10)$ d'après Le (BAEL A7.2.2.)

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \Phi_t, \frac{b}{10} \right\} \phi_t \leq \min \left(\frac{40}{35}; 1.6; \frac{30}{10} \right) = 1.14 \text{ cm soit: } \phi_t = 8 \text{ mm.}$$

➤ **Espacement des armatures transversales** RBA99 (art 7.5.2.2) page 53

- ❖ Dans la Zone modal $S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}, 12\Phi_t \right\}$

$$S_t \leq \min \left(\frac{40}{4}; 16.8 \right)$$

$$S_t = 8 \text{ cm}$$

- ❖ Dans la zone courante:

$$s'_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \quad \longrightarrow \quad s'_t = 20 \text{ cm}$$

- ❖ La Longuer da la Zone modale : $L' = 2 \times h = 80 \text{ cm}$

➤ **La quantité des armatures transversales BAEL91: (art A.5.1, 2)**

$$S_t \leq \min (0.9d; 40 \text{ cm}) = 32.24 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 30$$

- ❖ **RPA 99version2003: (art 7.5.2.2) page 53**

$$A_t \geq 0.003 \times S \times b \Rightarrow A_t \geq 0,003 \times 30 \times 30 = 2.7 \text{ cm}^2$$

➤ **La quantité des armatures transversales : BAEL91: (art A.5.1,2)**

$$A_t \geq \frac{b_0 \times S \times (\tau_u - 0.3f_{t28})}{0.8f_c}$$

$$A_t \geq \frac{30 \times 30 \times (0.382 - 0.3 \times 2.1)}{0.8 \times 235} = 1.18 \text{ cm}^2 \rightarrow A = 0$$

$$A_t = \max (A_t^{BAEL}, A_t^{RPA}) \Rightarrow A = A^{RPA} = 2.7 \text{ cm}^2 .$$

$$A_t = 2.7 \text{ cm}^2 .$$

$$\text{Soit : } A_t = 2.7 \text{ cm}^2 = 6 \Phi 8 = 3.02 \text{ cm}^2$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau.V.9. Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants

Poutre	position	N ^{mbr} des barres	A _{adapt} (cm ²)
P.P (30x45)	Travée	3HA12+3HA14	6.79
	Appui	3HA12+3HA20	14.04
P.S (30x40)	Travée	3HA12+3HA14	8.01
	Appui	3HA12+3HA14	8.01

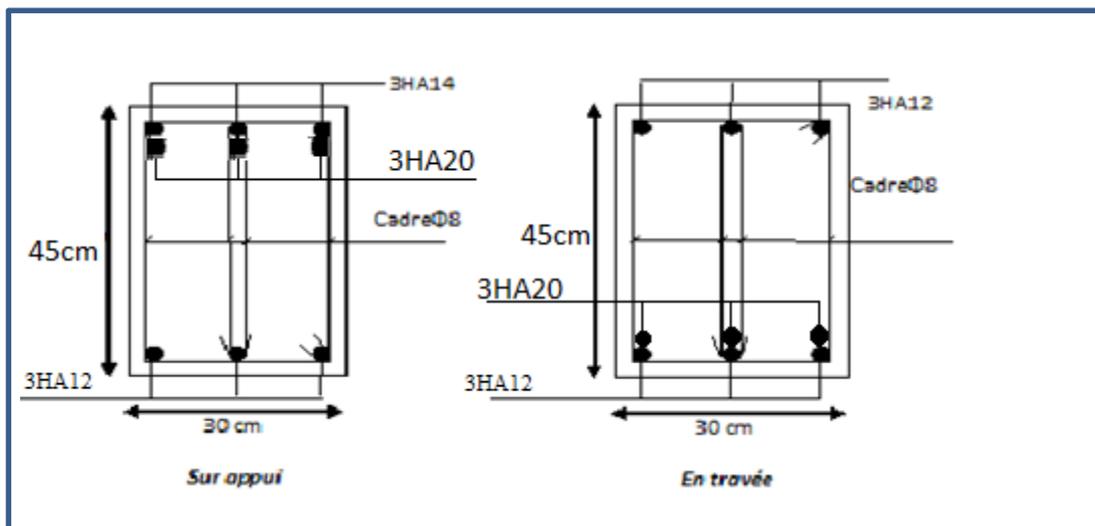


Figure V.4. Ferrailage de la poutre principale

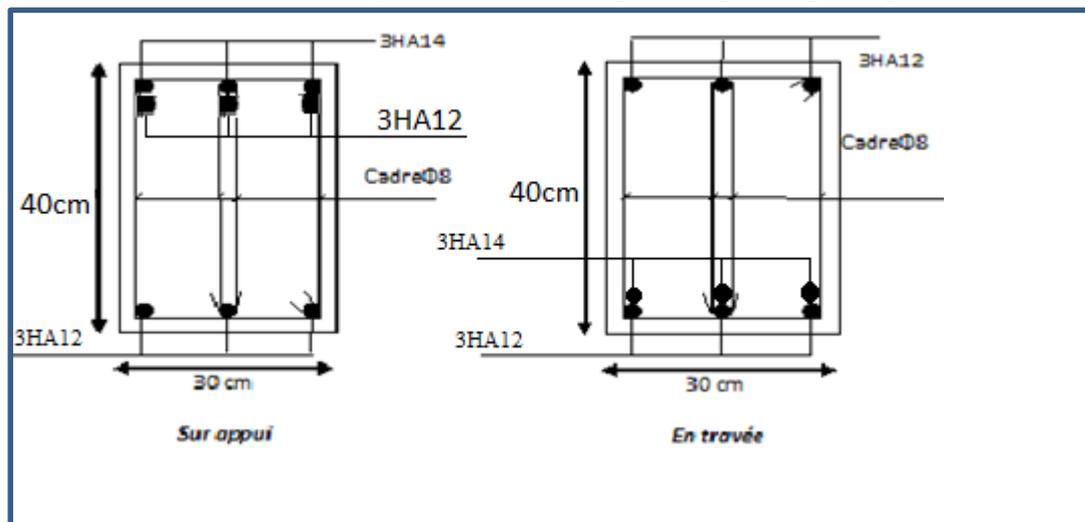


Figure V.5. Ferrailage de la poutre secondaire

V.4.Ferrailage des voiles :**V.4.1.introduction :**

Les voiles sont des éléments de contreventement soumis à des chargements verticaux (charges permanentes et charges d'exploitations) et à des forces horizontales dues au séisme.

Les charges verticales provoqueraient des efforts normaux et des moments si ces efforts normaux sont excentrés, par contre les efforts horizontaux provoqueraient des efforts normaux, tranchants et des moments fléchissant, donc chaque voile sera ferrailé en flexion composée et nécessiterait la disposition du ferrailage suivante :

- ✓ Dans le plan vertical : des aciers verticaux.
- ✓ Dans le plan horizontal : des aciers horizontaux.
- ✓ Des aciers transversaux.

1) Types d'armatures :**V.4.2.1.Armatures verticales :**

Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être repris en totalité par les armatures.

❖ **Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,20% :**

Il est possible de concentrer les armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,20 % de la section horizontale du béton tendue.

Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

Si des efforts importants de compression agissant sur l'extrémité du voile, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochet à la partie supérieure.

Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

A chaque extrémité du voile ou du trumeau l'espacement des barres doit être au plus égale à 15cm

V.4.2.2 Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ .

Dans le cas où il existerait des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochet si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

Règles communes :

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales dans les trumeaux est donné comme suit :
 - ✓ globalement dans la section du voile 0,15%
 - ✓ en zone courante 0,10%
- L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petites des deux (2) Valeurs Suivantes :

$St \leq 1,5a$ $St \leq \text{Min}(30\text{cm} ; 1,5a)$, avec **a**: épaisseur du voile.

$St \leq 30\text{cm}$

- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'abouts) ne doit pas dépasser **L /10** de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - ✓ 40Φ : pour les barres situées dans les zones où le renversement est possible ;
 - ✓ 20Φ : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.
- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris pour les aciers de coutures dont la section doit être calculée avec la formule suivante :

$$V_{vj} = 1.1 \frac{V}{F_e} \quad ; \quad \text{avec } V = 1.4V_{\text{calculé}}$$

- Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

VI.4.2.3. Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées entre elles avec au moins quatre (4) épingles au mètre carré leur rôle principal est de relier les deux nappes d'armatures de manière à assurer leur stabilité, lors du coulage du béton.

2) Calcul de la section d'armature (Ferrailage vertical) :

V.4.2.3.1. Ferrailage vertical :

Type de section qu'on peut avoir :

Une section soumise à la flexion composée peut être :

Entièrement tendu (S. E. T).

Entièrement comprimée (S. E.C).

partiellement comprimée (S. P. C).

V.4.2.3.2. Etapes de calcul :

✓ Détermination de la nature de la section :

- Calcul des dimensions du noyau central (pour les sections rectangulaires c'est : $\frac{h}{6}$)

- Calcul de l'excentricité « e » qui égale au rapport du moment à l'effort normal

$$(e = \frac{M}{N}).$$

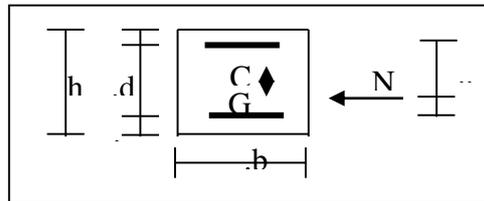
✓ Calcul des sections suivant leurs natures :

Section entièrement tendue : on peut dire qu'une section est entièrement tendue si :

- N : L'effort normal appliqué est un effort de traction.

- C : Le centre de pression se trouve entre les deux nappes d'armatures :

$$a_1 = \left(\frac{h}{2}\right) - c' + e$$



Les équations d'équilibres écrivent alors :

$$N_U = A \cdot \sigma_s + A \sigma_{s10\%}$$

$$M_a = A \cdot \sigma_s (d - c')$$

Donc les sections d'armatures seront :

$$A' = \frac{N_U a_2}{(a_1 + a_2) \sigma_{s10\%}} \quad ; \quad A = \frac{N_U a_1}{(a_1 + a_2) \sigma_{s10\%}}$$

Remarque : Vu que l'effort sismique est réversible ; la section d'armature à prendre pour les deux nappes est le maximum entre A et A'.

Section entièrement comprimée : La section est entièrement comprimée si :

- N : L'effort normal est un effort de compression.

- C : Le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section et la condition suivante soit vérifiée :

$$N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81d') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$$

Ou : M_A : Moment par rapport aux aciers inférieurs.

-Si $N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$ Les sections d'armatures sont données par :

$$A' = \frac{[M_A - (d - 0,5h) \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc}]}{(d + c') \cdot \sigma_2} \quad \text{Avec :} \quad \sigma_2 \rightarrow \varepsilon = 2\text{‰}$$

$$A = \frac{N_U \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc}}{\sigma_2} - A'$$

-Si: $N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$ Les sections d'armatures sont données par : $A = 0$; $A' = \frac{N - (\Psi \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc})}{\sigma_s'}$

$$\text{Avec : } \Psi = \frac{0,37 + \frac{n \cdot (d - c') - M_A}{b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}}}{0,875 - \frac{d^{-1}}{h}}$$

section partiellement comprimée : la section est partiellement comprimée si :

- N : L'effort normal est un effort de traction, le centre de pression « C » se trouve en dehors de la zone comprimée entre les armatures.

- N : L'effort normal est un effort de compression, le centre de pression « C » se trouve à l'extérieur de la section.

- N : L'effort normal est un effort de compression, le centre de pression « C » se trouve à l'intérieur de la section et la condition suivante soit vérifiée :

$$N \cdot (d - c') - M_A \leq (0,33h - 0,81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$$

Ou : M_A : moment par rapport aux aciers inférieurs.

$$M_a = M_g + N \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$A = A'_f \quad A = A'_f - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s}$$

Il faut déterminer la section tendue pour cela nous appliquons la formule suivante :

Pour es voiles pleins.

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = \frac{N}{a.h} + \frac{6.M}{a.h^2} \\ \sigma_2 = \frac{N}{a.h} - \frac{6.M}{a.h^2} \end{array} \right.$$

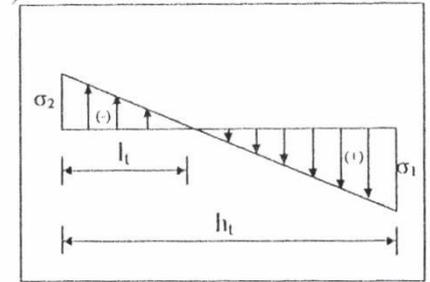


Fig.1

☒ 1^{ere} cas (S.P.C) : $\sigma_1 \geq 0$; $\sigma_2 \leq 0$; $l_t = h \cdot \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|}$

☒ 2^{eme} cas (S.E.T) : $\sigma_1 \leq 0$; $\sigma_2 \leq 0$; $l_t = h$.

☒ 3^{eme} cas (S.E.C) : $\sigma_1 \geq 0$; $\sigma_2 \geq 0$; $l_t = 0$

○ $A_{\min 1}^{R.P.A} = 0,002.a.l_t$

○ $A_{\min 2}^{R.P.A} = 0,0015.a.h$

○ $A_{\min 3}^{R.P.A} = 0,001.a.h$ (en zone courante)

V.4.3.Choix de combinaisons d’action pour les armatures verticales :

Le ferraillage sera calculé en flexion composée sous « N et M » le calcul se fera avec les combinaisons suivantes :

- **N = 0,8 NG ± NE**
- **M = 0,8 MG ± ME**

Puis on va vérifier la contrainte de compression à la base par la combinaison.

- **N = NG + N Q ± NE**
- **M = MG + MQ ± ME**

V.4.3.1Choix de combinaison d’action (pour les armatures verticales) :

Le ferraillage sera calculé en flexion composée sous N et M ; N provenant de combinaison de charge verticale

Le calcul se fera avec les combinaisons suivantes :

* $N_{\min} = 0,8N_g + N_e$ ($N_e = 0$ cas des voiles pleins)

* $M = 0,8M_g + M_e$

On choisit cette combinaison pour situer le cas le plus défavorable de l'excentricité c à d pour pousser le centre de pression à l'extérieur de la section (cas d'une section partiellement comprimée) puis on va vérifier la contrainte de compression à la base par la combinaison :

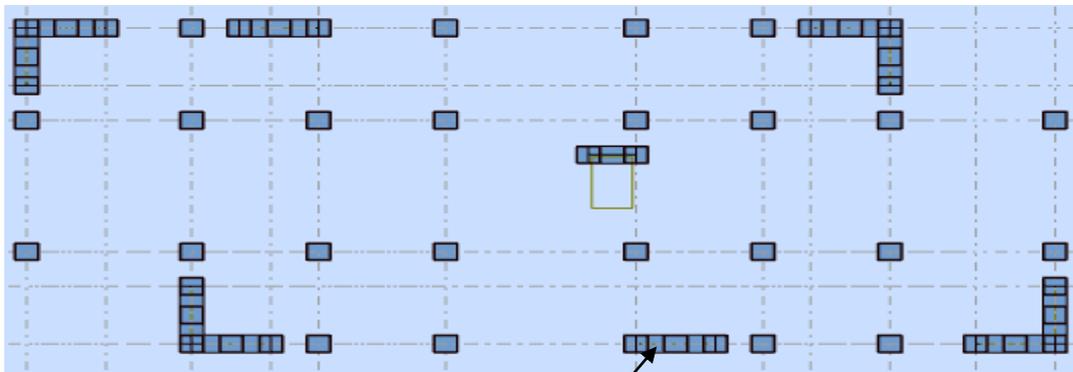
$$N_{corr} = N_g + N_q + N_e$$

$$M_{max} = M_g + M_q + M_e$$

VI.4.4. Calcul de la section d'armature : selon les règles BAEL .91

V.4.4.1. Armatures verticales :

Soit le voile 'VL 1' niveau RDC (L = 2.50 m)



Soit le voile 'V1' niveau RDC

$G+Q \pm E$:

$$M_{max} \longrightarrow N_{corr}$$

$$M = 834.21 \text{ KN.m}$$

$$N = 93.55 \text{ KN}$$

$$H = 250 \text{ m} ; c = 4 \text{ cm}$$

$$d = h - c = 246 \text{ m}; a = 0,15 \text{ m}$$

Détermination de l'excentricité e :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{834.21}{93.55} = 8.9 \text{ m}$$

$$\checkmark A = (0.337 h - 0.81 c') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 2.5 - 0.81 \times 0.04) 0.15 \times 2.5 \times 14.2 = 4.32 \text{ KN.m}$$

$$\checkmark B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$\bullet M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 834.21 + 93.55 (2.46 - 1.25) = 947.4 \text{ KN.m}$$

$$B = 93.55 (2.46 - 0.04) - 947.4 = -721 \text{ KN.m}$$

$B < A \Rightarrow$ donc la section est partiellement comprimée.

V.4.4.2. Vérification de flambement

$$\frac{l_f}{h} \leq \max\left(15; \frac{20e}{h}\right)$$

$$\frac{20e}{h} = \frac{20 \times 8.9}{2.5} = 68.8$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{0.5 \times 3.06}{2.5} = 0.612$$

$$\frac{l_f}{h} = 0.612 < 68.8 \dots \dots \dots (c.v)$$

VI.4.4.3 Calcul de ferrailage :

VI.4.4.3.1. Calcul des armatures à la flexion simple

$$M_A = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2}\right) = 947.4 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_b = 18,5 \text{ MPa cas accidentel}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa } (\gamma_s = 1 ; \text{cas accidentel})$$

Tableau.V.10. récapitulatif résultats du ferrailage de la voile

M_1 (KN.m)	μ	μt	α	β	A_f (cm ²)
947.4	0,056	0,392	0,073	0,97	9.93

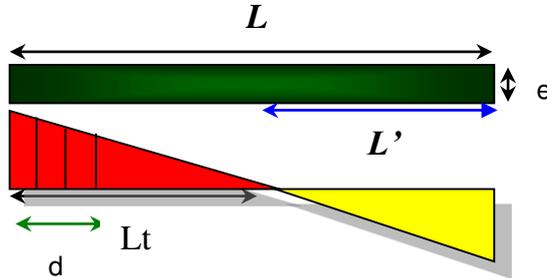
V.4.4.3.2 Calcul des armatures à la flexion composée : (N effort de compression)

$$A_{cal} = A_f - \frac{N}{100\sigma_s}$$

N (N)	A_f (cm ²)	A_{cal} (cm ²)
93550	9.93	7.59

V.4.4.3.3.L'armature verticale minimal

D'après (RPA99.version 2003) Suivant la formule de Navier Bernoulli



$$\sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{93.55 \times 10^3}{150 \times 2500} + \frac{6 \times 834.21 \times 10^6}{150 \times (2500)^2} = 5.59 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{a \times h} - \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{93.55 \times 10^3}{150 \times 2500} - \frac{6 \times 834.21 \times 10^6}{150 \times (2500)^2} = -5.1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_1 \geq 0 \quad ; \quad \sigma_2 \leq 0 \quad ; \quad l_t = h \cdot \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} = 1.19 \text{ m}$$

Alors $A_{\min}^{RPA} = 0.002 \times L_t \times a = 0.002 \times 119 \times 15 = 3.58 \text{ cm}^2$

Le pourcentage minimum d'armatures verticales est donné comme suit :

- globalement dans la section du voile : 0,15 % (RPA99/V 2003 Art.7.7.4.1)

$$A_{\min}^g = 0.0015 \times b \times h = 0.0015 \times 15 \times 250 = 5.63 \text{ cm}^2$$

Donc on prend :

- Dans la zone tendue : $A = \max(A_{cal}, A_{\min}^{RPA}) = \max(7.59 ; 3.5)$

Alors on prend $A = 7.59 \text{ cm}^2$

- En zone courante

$$h' = h - 2l_t = 2.5 - 2 \times 1.19 = 0.12 \text{ m} > 0$$

$$A_{\min 2} = 0.001 \cdot b \cdot h' = 0.001 \times 250 \times (12) = 3 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{tot}} = 2 A_{\text{tendu}} + A_c > A_{\min}^g$$

Tableau.V.11.Armatures Des voiles

A_{tendue} (cm^2)	A_c (cm^2)	A_{tot} (cm^2)	A_{min}^g (cm^2)	condition
7.59	3	18.18	5.63	Verifier

☒ L'espaceur

D'après (RPA99 version 2003)

$$S < \min(1,5 \times a; 30 \text{ cm}) = \min(1,5 \times 15; 30 \text{ cm}) = 22,5 \text{ cm}$$

On prendre : $S = 20 \text{ cm}$

Dans la zone $h/10$:

$$D \leq \frac{S}{2} = \frac{20}{2} = \min\left\{\frac{1,5a}{2}; \frac{30}{2}\right\} = \min\{11,25; 15\} \Rightarrow D = 10 \text{ cm}$$

On prendre : $D = 10 \text{ cm}$

➤ Choix d'armature

1.3 Choix d'armature :

- Dans zone tendue: 30 cm

soit **6HA12 = 6.79 cm^2** _____ $S_t = 10 \text{ cm}$

- Dans zone courante : 190 cm

soit **9HA 10 = 7.07 cm^2** _____ $S_t = 20 \text{ cm}$

V.4.4.3.4.Vérification des contraintes de cisaillement :

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouve à la base du voile, majore de 40% (Art 7.7.2 RPA99 version 2003)

$$\overline{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = \frac{1,4 \times T_{\text{cal}}}{a.d} = \frac{1,4 \times 452,06 \times 10^3}{150 \times 2460} = 1,7 \text{ Mpa} \leq \overline{\tau}_b = 5 \text{ Mpa} \dots\dots\dots (\text{c.v})$$

T : Effort tranchant à la base du voile.

a : épaisseur du voile

d : Hauteur utile

V.4.4.3.5 Armatures horizontales :

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales pour une bande de 1 m de largeur.

* Globalement dans la section du voile :

$$A_{\min}^g = 0.0015 \times b \times 1m = 0.0015 \times 15 \times 100 = 2.25 \text{ cm}^2$$

* En zone courante :

$$A_{\min}^c = 0.001 \times b \times H = 0.001 \times 15 \times 250 = 3.75 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : $A_c = 8\phi 8 = 4.02 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales pour une bande de 1 m de largeur.

Globalement dans la section du voile :

$$A_{\min}^g = 0.0015 \times a \times 1m = 0.0015 \times 15 \times 100 = 2.5 \text{ cm}^2$$

En zone courante :

$$A_{\min}^c = 0.001 \times b \times 1m = 0.001 \times 15 \times 100 = 1.5 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : $A_c = 5\phi 8 = 2.51 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

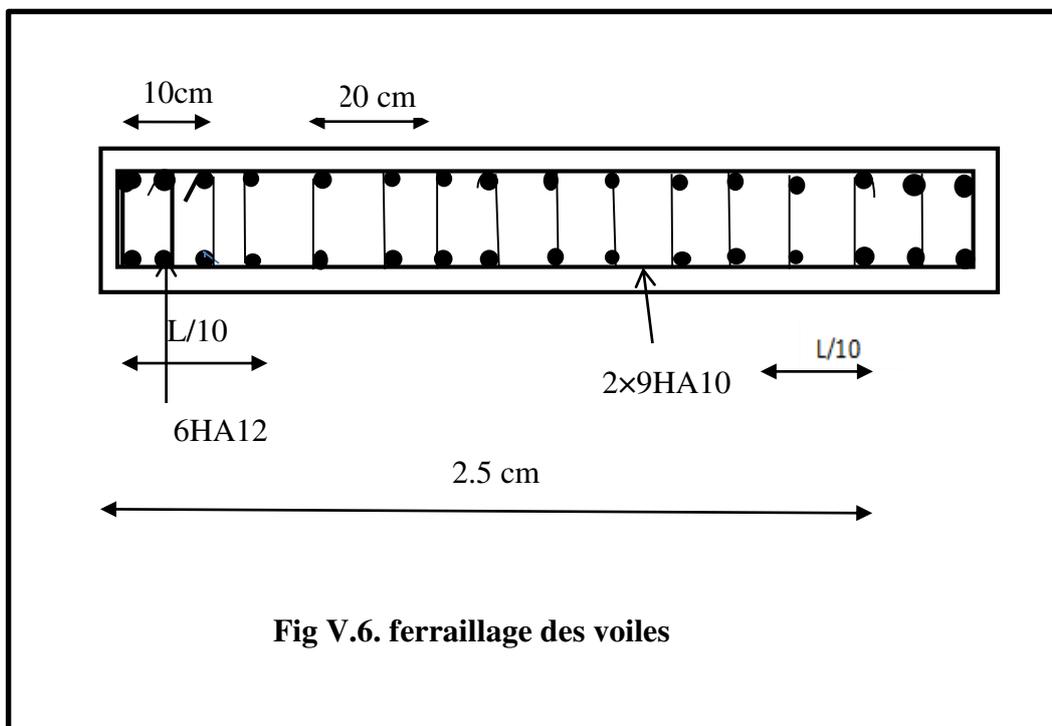
☒ Présentation du ferrailage des voiles :

Fig V.6. ferrailage des voiles

Chapitre VI
Etude
de l'infrastructure

Etude Des Fondations**VI.1.Introduction :**

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact direct avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure ; elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage dont leurs bonnes conceptions et réalisations découlent la bonne tenue de l'ensemble.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire des autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

L'ingénieur doit se baser sur trois préoccupations essentielles pour l'étude des fondations :

- ❖ La forme et l'emplacement de la fondation.
- ❖ La contrainte admissible du sol ne doit en aucun cas être dépassée.
- ❖ Le tassement doit être limité pour éviter le basculement ou la ruine de l'ensemble

- Différents types de fondations :

- Fondation superficielle (Semelles isolées, filantes, radiers)
- Semi profondes (les puits)
- Profondes (les pieux)
- Les fondations spéciales (les parois moulées et les cuvelages...)

VI.2.Présentation de rapport de sol : Le bâtiment est usage d'habitation dans la wilaya : de Tipaza

Les données géotechniques préliminaires de l'étude de sol du projet sont :

- contrainte admissible : $Q=1,70$ bars pour l'ensemble du site.
- types de sol : classé dans la catégorie S3(site meuble)
- ancrage des fondations $D = 3,50$ m

VI.3.Calcul des fondations :**Choix de type de fondation :**

Fondations superficielles de type :

- Semelle isolée.
- Semelle filante.
- Radier général.

Remarque :

Nous proposons en premier lieu des semelles isolées sous poteaux et filantes sous murs.
pour cela , nous allons procéder à une petite vérification telle que :

La surface des semelles doit être inférieure à **50%** de la surface totale du bâtiment :

$$(S_s / S_b < 50 \%)$$

VII.4. Définition de type de semelle :**calcul la section des semelles :**

La surface des semelles donne par :

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

S : La surface total de la semelle

$$\sigma_{sol} = 1,70 \text{ bars} = 170 \text{ KN/ m}^2$$

La somme des réactions des poteaux et voiles sont :

- A L'ELS
- $N_{ser} = N_G + N_Q$
- $N_{ser} = 45737,92 \text{ KN}$
- $S_s = \frac{45737,92}{170} = 269,05 \text{ m}^2$

Vérification du chevauchement :

On a la surface totale du bâtiment $S_b = 367,44 \text{ m}^2$

Faisant le rapport $\frac{S_s}{S_b} = 73,22\%$ on déduit :

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Pour cela on a opté pour un radier général comme type de Fondation, ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- ✓ L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la Structure.
- ✓ La réduction des tassements différentiels.

La facilité d'exécution

Critères de choix :

Le radier est justifié si la surface des semelles isolées ou continues est très importante (**supérieure ou égale à 50 % de l'emprise du bâtiment**) Ce qui est le cas lorsque :

- ✓ - le sol a une faible capacité portante mais il est relativement homogène.
- ✓ - les charges du bâtiment sont élevées (immeuble de grande hauteur).
- ✓ - l'ossature a une trame serrée (poteaux rapprochés).
- ✓ - la profondeur à atteindre pour fonder sur un sol résistant est importante.
- ✓ - Il est difficile de réaliser des pieux (coût - vibrations nuisibles).
- ✓ - Il existe des charges excentrées en rive de bâtiment.
- ✓ Eventuellement, dans le cas de sous-sols utilisables (parking, garages, caves ...) ou en vue d'obtenir un sous-sol étanche (cuvelage)

Remarque :

Le radier nervuré est de loin le plus économique :

$40 \text{ cm} \leq \text{épaisseur paillasse} \leq 1 \text{ m}$

$0.5 \text{ m} \leq H_{\text{nervure}} \leq 1.5 \text{ m}$

Le radier dalle n'est pas très économique :

$70 \text{ cm} \leq \text{épaisseur paillasse} \leq 130 \text{ cm}$

C'est ainsi que l'on préfère le radier nervuré au radier dalle

Nous choisissons : radier nervuré

VI.5.Radier nervuré :

Un radier est une dalle pleine, éventuellement nervurée, constituant l'ensemble des fondations

Du bâtiment, il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage.

➤ **Pré dimensionnement du radier :****- Selon la condition d'épaisseur minimale :**

-La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$)

1) Selon la condition forfaitaire : Selon [Béton armé. Règles BAEL (Ossature et éléments courants)] (article 6.4.1.2)

- *Sous poteaux :*

-La dalle :

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$h \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec une hauteur minimale de 25 cm

$$h \geq \frac{600}{20} = 30 \text{ cm}$$

- **La nervure :**

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_t égale à :

$$h \geq \frac{600}{10} = 60 \text{ cm}$$

2) Condition de la rigidité :

$$L_e \geq \frac{2L_{\max}}{\pi}$$

L_{\max} : plus grande distance entre deux poteaux :

L_e : longueur élastique.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4E \times I}{K \times b}}$$

E : module d'élasticité.

I : inertie d'une bande d'1 m de radier. $I = \frac{bh^3}{12}$

K : coefficient de raideur du sol, pour les sols moyenne résistance il est pris égal à ($K=40\text{MN/m}^3$).

b : largeur du radier (bande de 1m). D'où:

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48KL_{\max}^4}{E\pi^4}}$$

$L_{\max} = 6 \text{ m}$; $E = 3,2 \times 10^6 \text{ t/m}^2$; $K = 4000 \text{ t/m}^3$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 4000 \times 6^4}{3,2 \times 10^6 \times 3,14^4}} \Rightarrow h \geq 0,8944 \text{ m}$$

- **Conclusion :**

A partir des deux conditions (1) et (2)

\Rightarrow On prend : hauteur totale du radier nervure $h_t = 90 \text{ cm}$ (dalle + nervure)

Et hauteur la dalle du radier $h_0 = 50 \text{ cm}$; largeur du nervure $b = h_{\text{poteau}} = 60 \text{ cm}$

Calcul de surface minimale du radier:

La surface du radier est déterminé en vérifiant la condition suivante :

ELU : 62543.14 KN

ELS : 45737.92 KN

$$\frac{N_{ser}}{S} \leq \bar{\sigma}_{adm} \Leftrightarrow S \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{adm}}$$

N_{ser} : Effort normal total transmet par la superstructure plus le poids du radier à l'ELS.

σ_{adm} : Contrainte admissible du sol =1.7 bar. **Selon rapport du sol**

poids de la superstructure = 45737.92 KN Selon Robot (E.L.S)

$$H_T = 32.22 ; h_{infr} = (32.22/10) = 3.22 \text{ m}; \quad h_t = h_{infr} - h_r = 3.22 - 0,9 = 2.32 \text{ m}$$

$$V_T = h_t \times S = 2.32 \times (367.44) = 852.46 \text{ m}^3;$$

$$P_{Remblais} = V_{Remblais} \times \gamma_S = 15344.28 \text{ KN}$$

$$N_{ser} = G + Q = \mathbf{45737.92 \text{ KN}}$$

$$N_{Tot} = N_{ser} + N_{infr} = 45737.92 + 15344.28 = 61082.2 \text{ KN}$$

$$\triangleright S_s = \frac{61082.2}{170} = 359.3 \text{ m}^2$$

On a la surface du bâtiment $S_b = 367.44 \text{ m}^2$

La surface du bâtiment est supérieure à la surface du radier

$$(S_b = 367.44 > S_{rad} = 359.3 \text{ m}^2),$$

à cet effet, nous avons prévu un débordement (D).

L'emprise totale avec un débordement (D) sera:

$$S' = S + D \times 2 \times ((L_x + L_y))$$

S' : la surface final du radier.

S : surface totale du bâtiment

D : débordement

L_x : longueur en plan (32.8 m)

L_y : largeur en plan (14.1 m)

- **Calcul de débordement D:**

$$D \geq \text{Max} (h_r / 2 ; 30 \text{ cm}). \text{ Où: } h_r = 90 \text{ cm} \Rightarrow D \geq \text{Max} (45 ; 30 \text{ cm}).$$

On prend :

$D = 0,5 \text{ m}$ alors l'emprise totale avec D est:

$$S' = 367.44 + 0,5 \times 2(31,7) = \mathbf{399.14 \text{ m}^2}.$$

❖ **Vérification de la stabilité du radier :**

a. Vérification de la contrainte du sol sous les charges verticales :

La contrainte du sol sous le radier ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

Donc il faut vérifier : $\sigma = \frac{N_T}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

$$N_T = N_G + N_{radier}$$

N : effort normal du aux charges verticales

N_{radier}: effort normal dû au poids propre du radier

Donc :

$$N_G = 62543.14 \text{ KN}$$

$$N_{radier} = 399.14 \times 0,7 \times 2.5 = 698.45 \text{ KN}$$

$$N_T = N_G + N_{radier} = 62543.14 + 698.45 = 63241.59 \text{ KN}$$

$$\sigma = \frac{63241.59}{399.14} = 158.45 \text{ KN} \leq \bar{\sigma}_{sol} = 170 \text{ KN} / \text{m}^2 \rightarrow (\text{condition vérifiée})$$

b. vérification a l'effort de sous pression :

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sont l'efforts de sous pression hydrostatique on doit vérifier :

$$W \geq \alpha \cdot \gamma \cdot h \cdot S$$

avec:

W: poids total du bâtiment à la base du radier.

α: coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement (α = 1.5).

γ: poids volumique de l'eau (γ = 10 KN/ m³).

h: profondeur de l'infrastructure (h = 3.22m).

S: surface de radier (S = 399.14m²).

$$W = N_T = 63241.59 \text{ KN}$$

- $\alpha \cdot \gamma \cdot h \cdot S = 19278.46 \text{ KN}$

$$W \geq \alpha \cdot \gamma \cdot h \cdot S$$

$$63241.59 \geq 19278.46 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

La condition est vérifiée, donc pas de risque de soulèvement.

c. Vérification de la contrainte de cisaillement : (BAEL 91) (Art : 5.1.1)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \min \left\{ \frac{0.15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\}$$

Avec : b = 100 cm ; d = 0,9 h = 31.5 cm

$$V_u = q_u \frac{L_{max}}{2}$$

$$V_u = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} * \frac{L_{max}}{2} = \frac{62543,14 \times 1}{399.14} * \frac{6}{2} = 470KN$$

$$\tau_u = \frac{470 \times 10^3}{1000 \times 315} = 1.49MPa \leq \tau_u = 2.5 MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VI.6. Caractéristiques géométriques du radier:

- Centre de gravité des masses du radier (infrastructure) d'après logiciel ROBOT :

$$X = \frac{\sum S_i \times X_i}{\sum S_i} = 16.167m$$

$$Y = \frac{\sum S_i \times Y_i}{\sum S_i} = 7.35m$$

-Moment d'inertie d'un radier :

$$I_{x-x} = \frac{b \cdot h^3}{12} = 7662.14m^4$$

$$I_{y-y} = \frac{h \cdot b^3}{12} = 41462.88m^4$$

Tableau.VI.1. centre de masse.

	Centre de gravité du radier	Centre de gravité du bâtiment	ex	ey
x_g	16.67	16.17	0.50	
y_g	7.35	6.85		0.50

VI.7.Vérification de stabilité :

➤ Vérification de la stabilité de radier :

Sous les charges horizontales (forces sismiques) il y'a naissance d'un moment de renversement.

Les extrémités du radier doivent être vérifiées dans les deux sens transversal et longitudinal sous les Combinaisons suivantes :

- (G+Q+E) pour les contraintes maximales de compression.
- (0,8G-E) pour vérifier le non soulèvement des fondations.

➤ Vérification de la stabilité du radier sous (0.8G± E) :

-Moment de renversement du au séisme pour chaque sens (x, y)

e : l'excentricité de la résultante des charges verticales.

M : moment dû au séisme.

N : charge verticale.

D'après le RPA99/version2003(art10.1.5)le radier reste stable si :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4} \longrightarrow e : \text{l'excentricité de la résultante des charges verticales.}$$

L= Lx ; Ly

Sens longitudinal :

$$\Sigma N_{total} = 51230.67 \text{ KN}$$

$$\Sigma M_x = 2809.47 \text{ KN.M}$$

$$\Sigma M_y = 2255.19 \text{ KN.M}$$

Tableau.VI.2. vérification de l'excentricité

	Sens (X-X)	Sens (Y-Y)
N_{tot} (KN)	51230.67	51230.67
M (KN.m)	2809.47	2255.19
e (m)	0,05	0,04
L / 4 (m)	8.2	3.53
Condition	Condition vérifié	Condition vérifier

➤ **Vérification au non soulèvement des fondations (G+Q+E)**

Sens longitudinal :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{A} + \frac{M}{I} X_G ; \sigma_{min} = \frac{N}{A} - \frac{M}{I} Y_G$$

$$N = 64628.64 \text{ KN.m}$$

$$M_{x-x} = 2771.03 \text{ KN.m}$$

$$M_{y-y} = 2259 \text{ KN.m}$$

$$S_{radier} = 399.14 \text{ m}^2$$

$$I_{x-x} = 7662.14 \text{ m}^4$$

$$I_{y-y} = 41462.88 \text{ m}^4$$

$$X_G = 16.67 \text{ m}$$

$$Y_G = 7.35 \text{ m}$$

Tableau.VI.3. Vérification au non soulèvement des fondations (G+Q+E)

	G+Q+E			$\overline{\sigma}_{sol}$ (KN/m ²)	Observation
	σ_{max} (KN/m ²)	σ_{min} (KN/m ²)	σ_{moy} (KN/m ²)		
Sens (X-X)	167.95	155.89	164.94	170	Condition vérifier
Sens (Y-Y)	162.32	161.52	162.12	170	Condition vérifier

VI.8.Ferraillage du radier :

- Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumis à une pression uniforme provenant du poids propre del'ouvrage et des surcharges.
- Les panneaux constituant le radier sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la contrainte du sol, pour cela on utilise la méthode de BAEL91 annexe E3 pour déterminer les moments unitaires μ_x, μ_y qui dépend du coefficient de

POISSON et du rapport : $\rho = \frac{l_x}{l_y}$

➤ **Méthodes de calcul:**

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2$

- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \cdot M_x$

Tel que :

$\mu_x ; \mu_y$: sont des coefficients en fonction de $\alpha = l_x/l_y$ et ν (prend 0.2 à l'ELS, 0 à l'ELU)

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastés aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

En tenant compte des modes de fixation on effectue les ventilations des moments comme suit :

	<i>Le panneau de rive</i>	<i>Le panneau intermédiaire</i>
<i>Sur travail</i>	$M_{tx} = 0.85M_x$ $M_{ty} = 0.85 M_y$	$M_{tx} = 0.75M_x$ $M_{ty} = 0.75 M_y$
<i>Sur appui</i>	$M_{ax} = M_{ay} = 0.3M_x$	$M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_x$

Nous avons utilisé pour le ferraillage des panneaux, la méthode proposée par le règlement

- BAEL91. La fissuration est considérée comme étant préjudiciable.

➤ Calcul des moments fléchissant

Le plus grand panneau est le panneau du intermédiaire (6 m×5,7m)

a) l'ELU :

b) $\alpha = 5.7/6 = 0.95$; $0.4 < 0.95 < 1$ → alors le panneau travaille dans les deux sens.

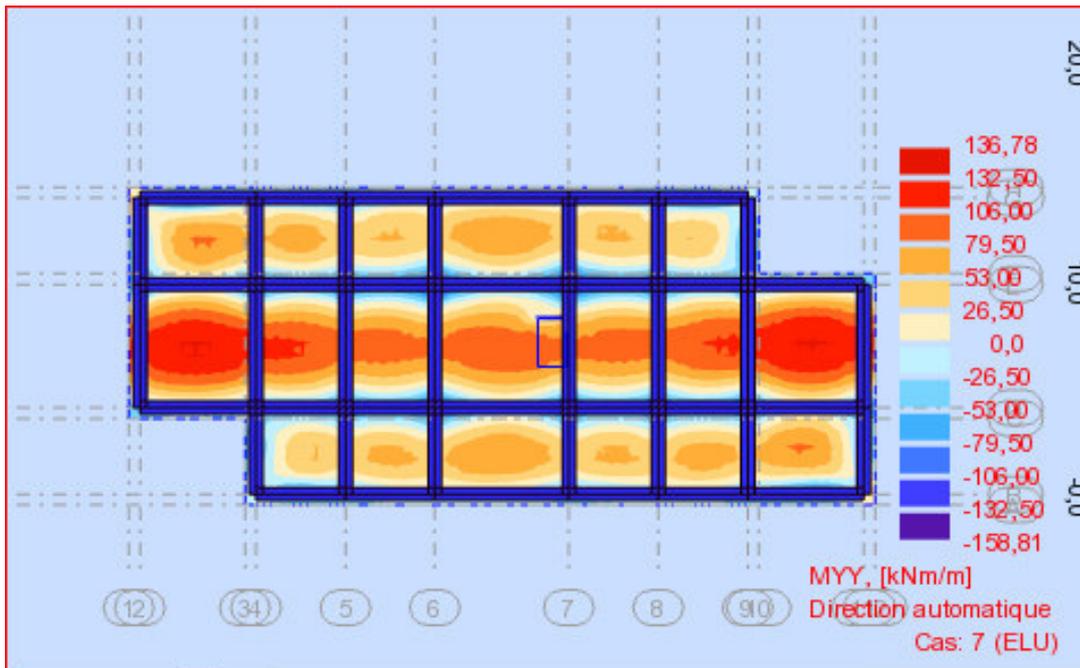


Fig. VI. 1. MOMENT DAN LE SENS Y A L'ELU

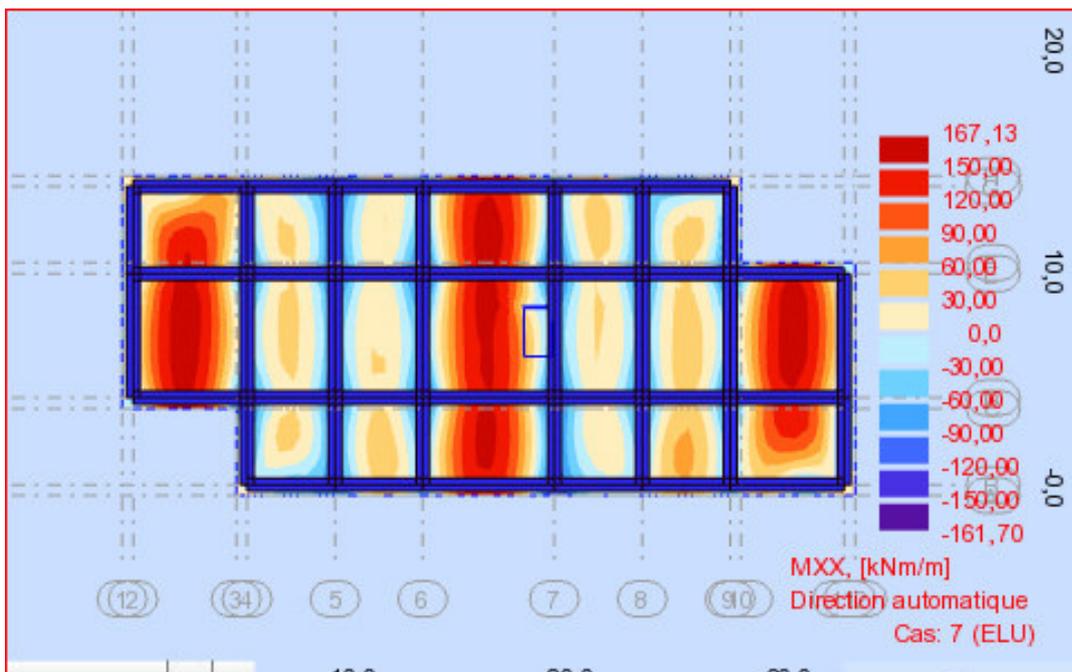


Fig. VI. 2. MOMENT DAN LE SENS X A L'ELU

$$M_{tx} = 0.75 \times M_x \rightarrow M_{tx} = 0.75 \times 167.13 = 125350 \text{ N/ml.}$$

$$M_{ty} = 0.75 \times M_y \rightarrow M_{ty} = 136.78 \times 0.75 = 102590 \text{ K N/ml.}$$

$$M_{ax} = 0.50 \times M_x \rightarrow 0,50 \times 161.13 = 80565 \text{ N/ml.}$$

$$M_{ay} = 0.50 \times M_x \rightarrow 0,50 \times 158.81 = 79405 \text{ N/ml}$$

➤ **Calcul des armatures :**

$$\mu = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \sigma_b}$$

$$A_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad , \quad \beta = (1 - 0.4\alpha)$$

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

$$\sigma_b = 14.2 \text{ Mpa} \quad b = 100 \text{ cm} \quad dx = h - c - \frac{\varphi_x}{2} = 50 - 5 - 2/2 = 44 \text{ cm}$$

$$dy = dx - \frac{(\varphi_x + \varphi_y)}{2} = 42 \text{ cm}$$

Tableau.VI.4. Tableau récapitulatif des résultats de la ferrailage des dalle radier à l'E.L.U

	Dans le sens (x x')		Dans le sens (y y')	
	Sur appui (N.m)	En travée (N.m)	Sur appui (N.m)	En travée (N.m)
M (N.m)	80565	120850	79405	102590
μ	0.029	0.044	0.032	0.04
α	0.037	0.056	0.04	0.052
β	0.985	0.978	0.98	0.979
As (cm²/ml)	5.34	8.1	5.52	7.17
As min (cm²/ml)	6.1	6.1	5.83	5.83
Choix des barres	6HA12	6HA14	6HA12	6HA14
As Choix (cm²/ml)	6.79	9.24	6.79	9.24
Espacement (cm)	15	15	15	15

l'ELS :

$\alpha = 5.7/6 = 0.95$; $0.4 < 0.95 < 1$ → alors le panneau travaille dans les deux sens

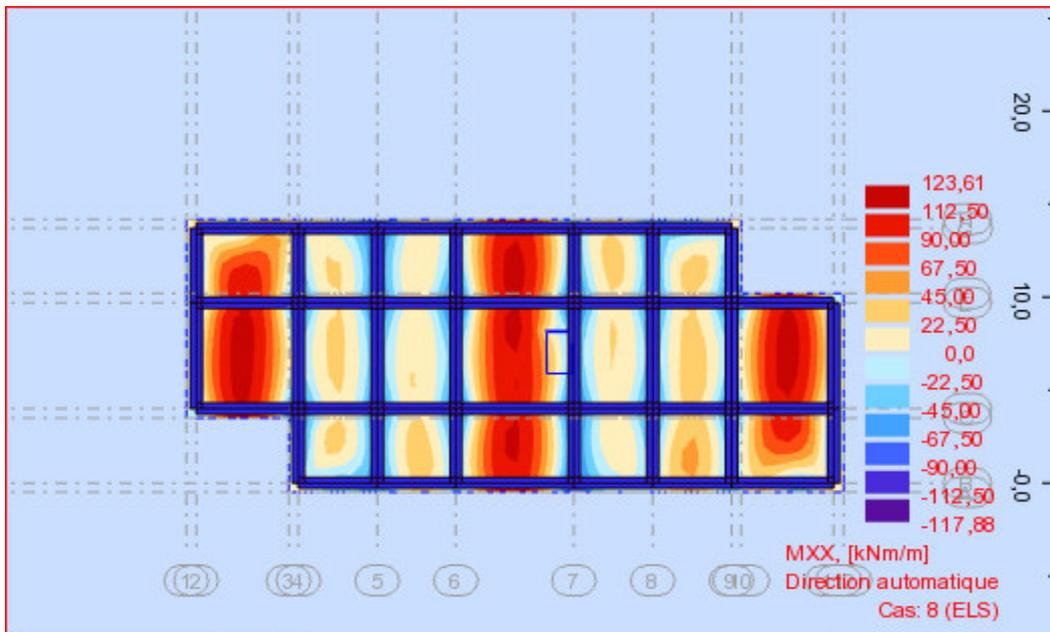


Fig. VI. 3. MOMENT DAN LE SENS X A L'ELS

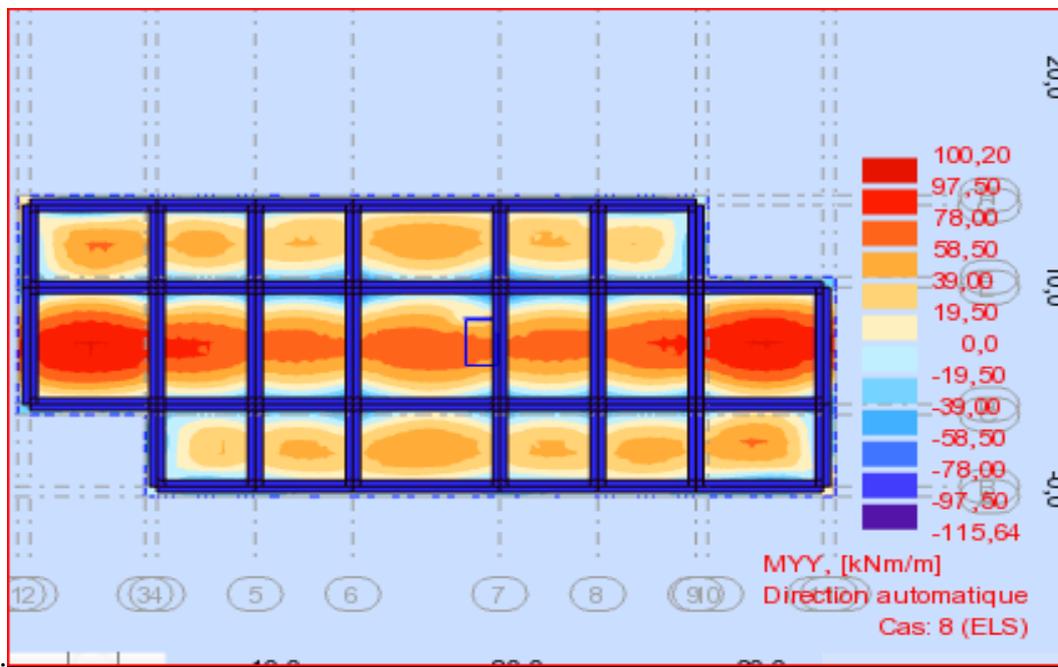


Fig. VI. 4. MOMENT DAN LE SENS Y A L'ELS

$$M_{tx} = 0.75 \times M_x \rightarrow M_{tx} = 0.75 \times 123610 = 92707.5 \text{ N/ml.}$$

$$M_{ty} = 0.75 \times M_y \rightarrow M_{ty} = 0.75 \times 100200 = 75150 \text{ N/ml.}$$

$$M_{ax} = 0.5 \times M_x \rightarrow 0.50 \times 117880 = 58940 \text{ N/ml.}$$

$$M_{ay} = 0.5 \times M_x \rightarrow 0.50 \times 115640 = 57820 \text{ N/ml.}$$

VI.9. Calcul des armatures:

Tableau.VI.5. Tableau récapitulatif des résultats du ferrailage de la dalle radiée à l'E.L.S

	Dans le sens (x x')		Dans le sens (y y')	
	Sur appui (N.m)	En travée (N.m)	Sur appui (N.m)	En travée (N.m)
M (N.m)	58940	92707.5	57820	75150
μ	0.02	0.032	0.022	0.028
α	0.026	0.041	0.028	0.036
β	0.989	0.984	0.989	0.986
As (cm²/ml)	6.71	10.62	6.9	9
As.min (cm²/ml)	6.1	6.1	5.83	5.83
Choix des barres	7HA12	7HA14	7HA12	7HA14
As Choix (cm²/ml)	7.92	10.78	7.92	10.78
Espacement (cm)	15	15	15	15

❖ Vérification au cisaillement : BAEL 91 (A.5.1 ,21)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

$$V_u = 456.95 \text{ KN/m}$$

$$\tau_u = \frac{456.95 \times 10^3}{1000 \times 420} = 0,51 \text{ MPa}$$

$$\tau = \min \left(0,15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = \min(2,5; 4 \text{ MPa})$$

$$\tau_u = 1.09 \text{ MPa} < \tau = 2,5 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée n'est pas nécessaire des armatures transversales

.VI.10. Etude du débord du radier :

Le débord du radier est assimilé à une console d'une longueur de 50 cm. Le calcul de ferrailage se fera pour une bande de largeur de un mètre .

Tableau.VI.6. les dimension de débord

b(cm)	h (cm)	d(cm)	L(cm)	qu KN/m	qs KN/m
100	50	42	50	156.7	114.7

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad , \quad \beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_{smin} = \frac{0.23bdf_{t28}}{f_e}$$

$$A^{BAEL} = 0,0025 \times b \times h = 12.5 \text{ cm}^2$$

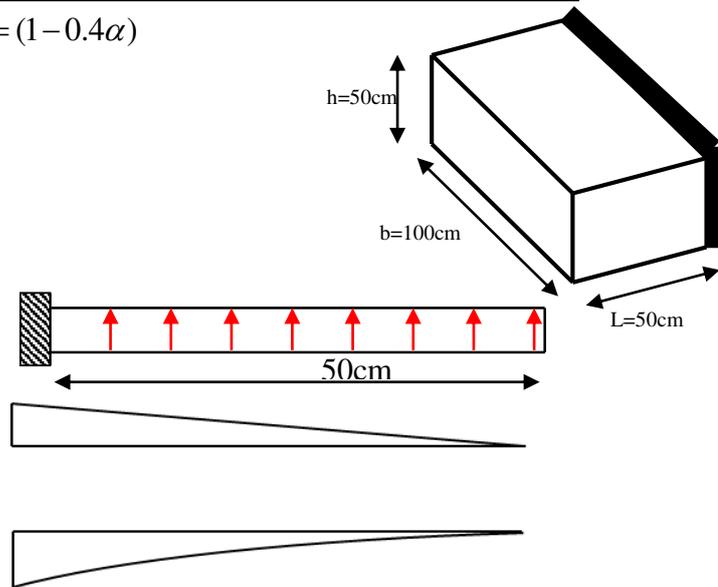


Fig.IV.5.schéma isostatique et sollicitations des débords.

l'ELU :

$$M_u = q_u \times l^2 / 2 = 19.59 \text{ KN.m}$$

Tableau.VI.7. Tableau récapitulatif des résultats du ferrailage de débord

Mu (KN.m)	μ	α	β (m)	As (cm ²)	ASmin	ABAEL
19.59	0,0078	0,0098	0,996	1.35	6.04	12.5

Donc $A_s = \max (A_{BAEL} , A_{s\text{ser}} , A_{Smin})$.

$$A_s = 12.5 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Donc on choisit $A=12,5= 9\text{HA}14 /\text{ml}$ avec un espacement 10 cm.

Armature de répartition:

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{13.85}{4} = 3,46 \text{ cm}^2$$

Donc on choisit $A=3,46=5HA10$ avec un espacement 20 cm.

VI.11. Les sollicitations sur les nervures :

- **Charge triangulaire :**

$$P = \frac{q_u \times l_x}{4}$$

avec P charge équivalente produisant le même moment que le charge triangulaire.

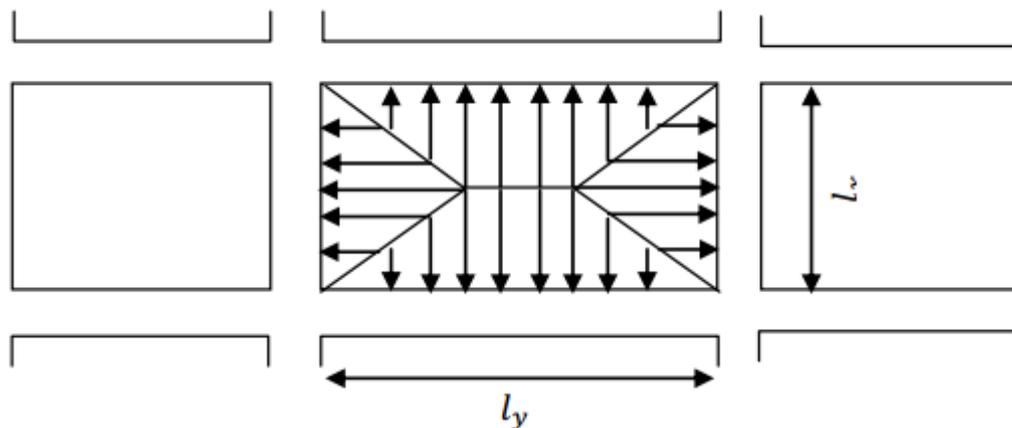
- **Charge trapézoïdale :**

$$P = (1 - \frac{\rho}{2}) \times \frac{q_u \times l_x}{2}$$

avec P charge équivalente produisant le même moment que le charge trapézoïdale.

On a $\rho = 0,95 \Rightarrow$ la transmission des charges sera subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires).

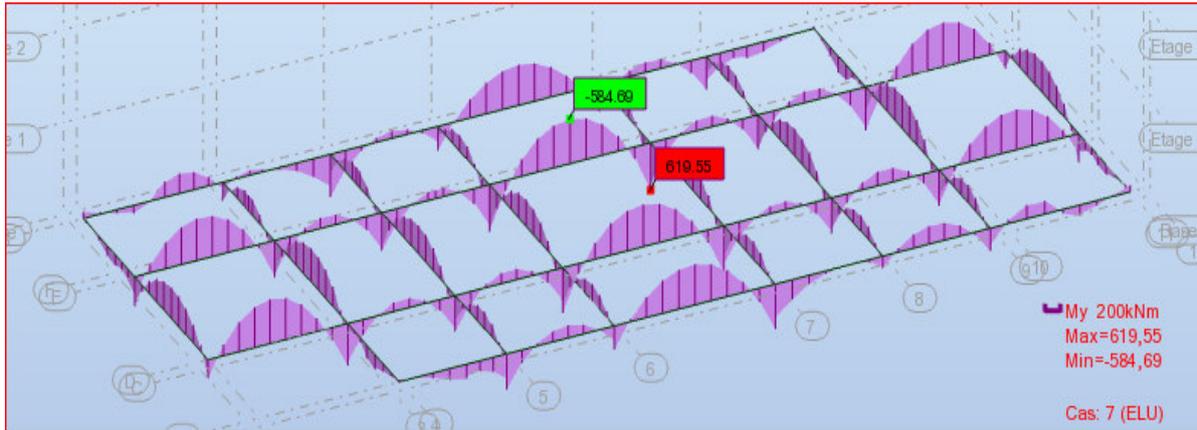
- Calcul des sollicitations :
- **Remarque :**
- Nous allons calculer l'armature dans les deux cas ELU et ELS de la nervure la plus sollicitée et généraliser le ferrailage sur toutes les nervure.



- **Figure.VI.6.** Transmission de charge dans ces deux sens

-
- ***Calcul des sollicitations :**
- Calcul les moments avec logiciel ROBOT 2018 Diagrammes des sollicitations : Le calcul des sollicitations agissant sur le radier sera effectué par le logiciel ROBOT 2018.
-

• ELU :



• Figure.VI.7.Diagramme des moments fléchissant 'ELU

• ELS :

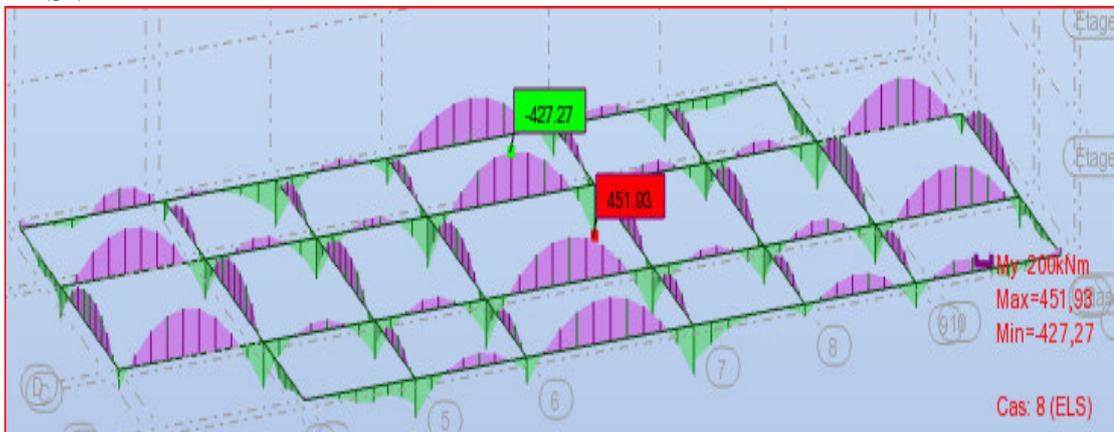


Figure.VI.8.Diagramme des moments fléchissant 'ELS

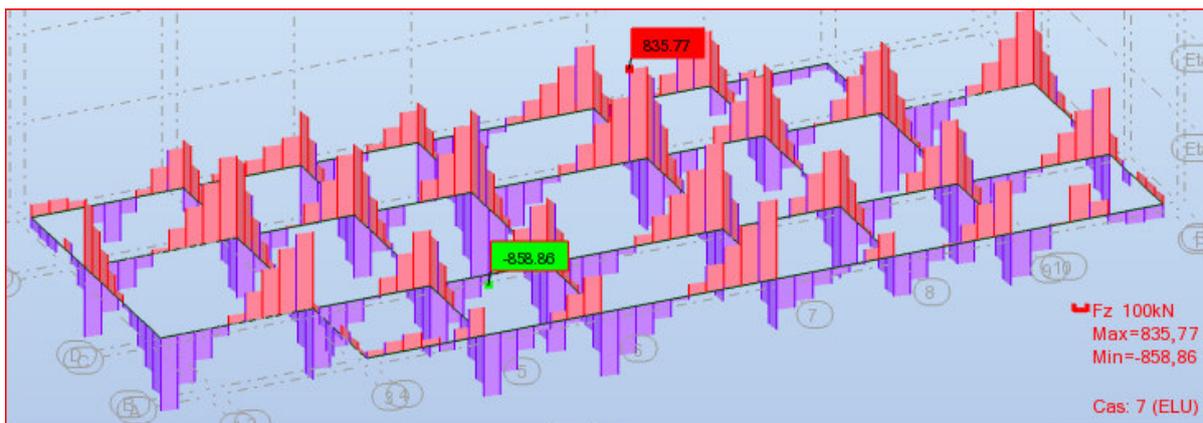


Figure.VI.9.Diagramme des efforts tranchant

VI.11. Calcul du ferrailage :

- L'enrobage :

$$c \geq c_0 + \frac{\phi}{2}, \quad \phi \geq \frac{h}{10} \Rightarrow \frac{90}{10} = 9$$

$$c_0 \geq 1 \text{ cm} \Rightarrow c_0 = 1 \text{ cm.} \Rightarrow c \geq 1 + \frac{9}{2} = 6$$

Alors on adopte $c = 5 \text{ cm.}$; $d = h - c = 90 - 6 = 84 \text{ cm}$

➤ **Calcul des armatures longitudinales section (55X80)**

ELU :

- En travée : $M_{u(\max)} = 584.69 \text{ kN.m} = 584690 \text{ N.m}$

- En appuis : $M_{app(\max)} = 619.55 \text{ kN.m} = 619550 \text{ N.m}$

$\sigma_b = 14.2 \text{ MPa}$ $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

ELS :

- En travée : $M_{u(\max)} = 427.27 \text{ kN.m} = 427270 \text{ N.m}$

- En appuis : $M_{app(\max)} = 448.18 \text{ kn.m} = 448180 \text{ N.m}$

$\sigma_b = 15 \text{ MPa}$ $\sigma_s = 201.63 \text{ MPa}$

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2}, \quad A = \frac{M}{\sigma_s \cdot d \cdot \beta}, \quad \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}); \quad \beta = 1 - 0.4\alpha$$

Tableau récapitulatif des résultats :

Tableau VI.8. récapitulatif des résultats de ferrailage de nervure

Cas		M [N.m]	μ	α	β	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{BAEL} (cm ²)	A^{RPA} (cm ²)	A_{adopt} (cm ²)	Section adoptée (cm ²)
ELU	Appuis	619550	0.103	0.136	0.946	22.42	6.09	5.4	27	27	6HA25 =29.45
	Travée	584690	0.097	0.128	0.949	21.1	6.09	5.4	27	27	6HA25 =29.45
ELS	Appuis	451930	0.071	0.092	0.963	27.7	6.09	5.4	27	27.7	6HA25 =29.45
	travée	427270	0.067	0.087	0.965	26.13	6.09	5.4	27	27	6HA25 =29.45

- Condition de non fragilité : B.A.E.L (1.4.2.1)

$$A_{min} \geq 0.23 \text{ b.d} \frac{f_{t28}}{f_t}$$

- Pourcentage minimale : B.A.E.L 91 (art B.6.4)

$$A'_m \geq 0.001 b h$$

- section minimale de RPA :

$$ARPA = 0.5\% b.h$$

la Contrainte de Cisaillement : BAEL91 (art A.5.1) :

$$T_{\max}^u = 858.86 \text{ KN} = 858860 \text{ N}$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{858860}{600 \times 840} = 1.7 \text{ MPa}$$

La fissuration est préjudiciable :

$$\tau_u \leq \min(0.15 f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow (\text{condition vérifier})$$

⇒ Selon BAEL les armatures transversale ne son pas nécessaire, et il font disposer des cadre des armatures minimale :

$$\Phi \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \Phi\right) = (25.7, 60.20) \Rightarrow \text{On prend } \Phi = 10 \text{ mm}$$

- **Espacement des armatures transversales : RPA 99.**

- dans la zone nodale $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi; 30 \text{ cm}\right)$

$$\Rightarrow S_t \leq (22.50 ; 24 ; 30 \text{ cm})$$

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

- dans la zone courante : $S'_t \leq \frac{h}{2} = \frac{90}{2} \Rightarrow S'_t \leq 45 \text{ cm}$

$$S'_t = 20 \text{ cm}$$

- la longueur de la zone nodale :

$$L' = 2 h = 180 \text{ cm} .$$

VI.12.État Limite de déformation : BAEL91 (B.6.5.1)

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées, et on fera le calcul sur la travée la plus chargée.

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \frac{90}{600} = 0,15 > \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

$$2) \frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{29.45}{60 \times 84} = 0,006 < \frac{4.2}{400} = 0,0105 \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

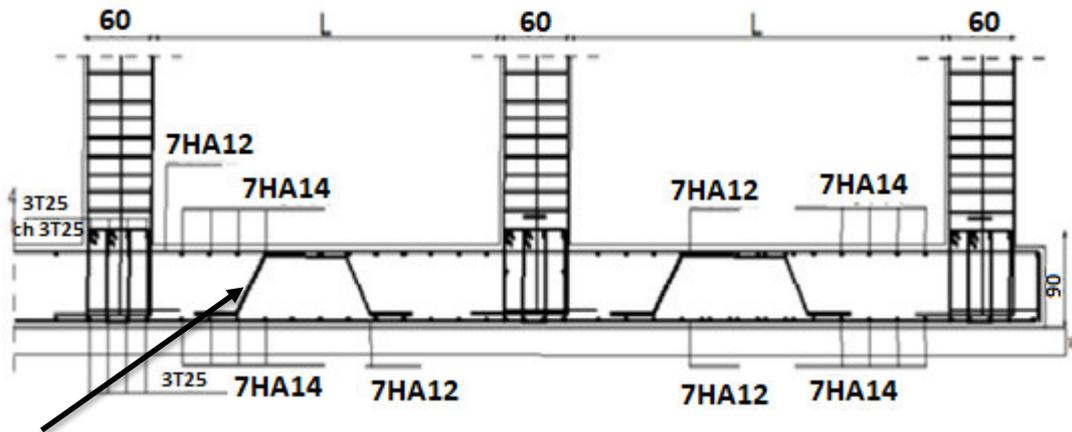
$$A_t \geq 0.003 \times S \times b \Rightarrow A_t \geq 0.003 \times 10 \times 60 = 1.8 \text{ cm}^2.$$

$$A_t = \max (A_t^{BAEL}, A_t^{RBA}) \Rightarrow A = 2.25 \text{ cm}^2.$$

$$A_t = 6T8 = 3.02 \text{ cm}^2.$$

Présentation

A. radier :



Chinage en T12

Figure VI.10. Schéma de ferrailage de la radier

B. Les nervures :

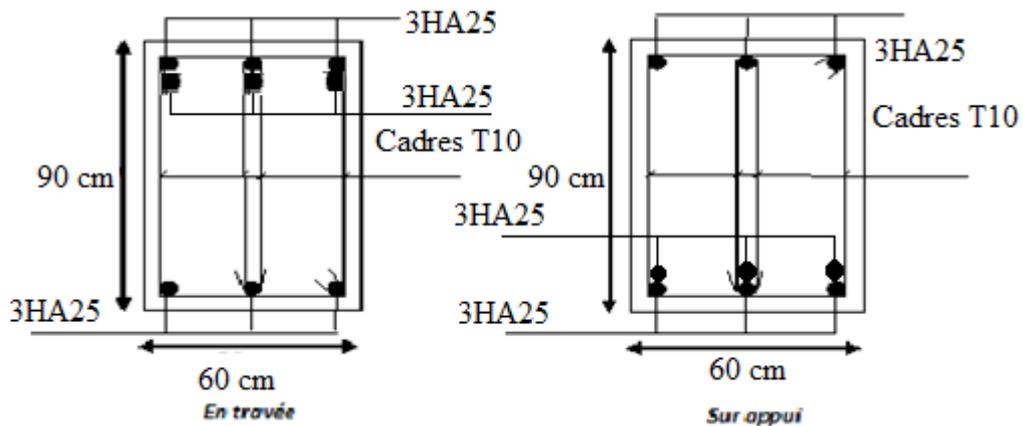


Figure VI.11. Schéma de ferrailage de la nervure en travée et en appu

VI.13. LONGRINE Les longrine (ou les dispositif équivalent) doivent être calculés pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à : $F = \left(\frac{N}{\alpha}\right) \geq 20 \text{ KN}$ **RPA99 (art 10.1.1)**

Avec : N : égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarités.

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée (tableau 10.1)

Site	Zone		
	I	II	III
S ₁	-	-	-
S ₂	-	15	12
S ₃	15	12	10.
S ₄	12	10	8

$$F = \left(\frac{N}{\alpha}\right) \geq 20 \text{ KN} \Rightarrow F = \frac{2899,26}{12} = 241.605 \text{ KN} \geq 20 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifier}$$

Les dimensions minimales de la section transversales des longrines sont :

25 cm × 30 cm : sites de catégorie S3 en adopté une section de (30x40) cm².

Le ferrailage minimum doit être de 0,6 % de la section avec des cadres dont l'espace est inférieur au min (20 cm, 15 ϕ_1).

Calcul des armatures longitudinales :

Le ferrailage minimal : D'après RPA99

$$A_{\min} = 6\% \cdot B' = 0.006 \times 30 \times 40 = 7.20 \text{ cm}^2$$

Donc : $A = A_{\min}^{RPA} = 7.20 \text{ cm}^2$

On adopte : 6T14 = 9.24 cm²

LES ARMATURES TRANSVERSALES :

Pour les armatures transversales, elles seront utilisées seulement pour le montage des armatures longitudinales, soit des cadres $\Phi 8$ (*fissuration est préjudiciable*)

L'espace : Selon RPA99

$$S_t \leq \min (20 \text{ cm} ; 15 \phi_l) ; S_t = 20 \text{ cm}$$

$$A_t \geq 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 20 \times 30 = 1.80 \text{ cm}^2$$

En choisit un cadre en $\text{Ø } 8$ et etrier en $\text{Ø } 8 = 2.01 \text{ cm}^2$.

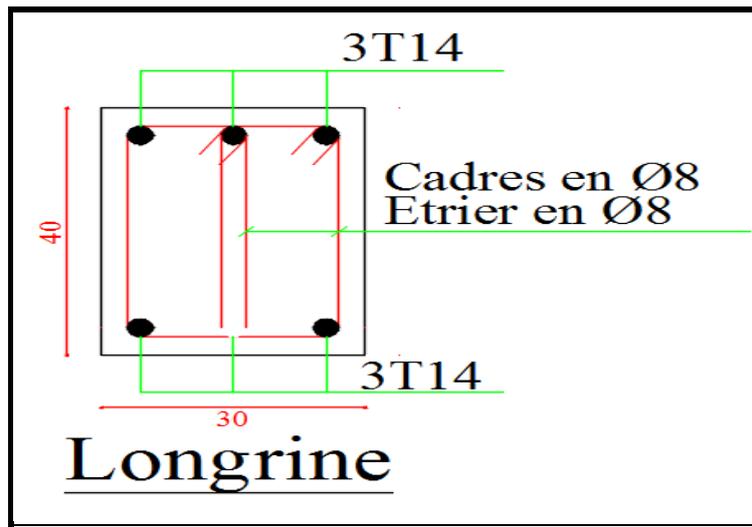


Fig.VI.12: Ferrailage de longrine.

VI.13.La dalle flottante

1.INTRODUCTION:

La terre pleine peut constituer le soubassement d'un immeuble, cette solution est souvent plus économique qu'un vide sanitaire, dans la mesure où le sol le permet.

On distingue deux types de dallage sur terre plein :

- ❖ Dallage porteur: est lié à la bêche périphérique.
- ❖ Dallage non porteur: est indépendant de la structure.

Le choix entre ces deux cas sera fonction des charges verticales et la nature du sol.

Pour se fixer les idées, précisons que le système à dallage porteur s'accommode bien une structure légère, mais dans notre projet, nous avons utilisé le système à dallage non porteur.

2. MISE EN OEUVRE :

La mise en œuvre d'un dallage sur terre plein sans être très délicate doit se faire en respectant les trois étapes suivantes :

- ❖ La préparation du sol.
- ❖ La mise en place de terre pleine.
- ❖ L'exécution du dallage.

2.1. Préparation du sol :

La préparation du sol qui doit comporter 4 étapes :

- Décapage.
- Nivellement.
- Compactage.

- Drainage.

2.2. Mise en place de terre pleine :

La terre pleine est un rapport de matériaux disposé sur le sol en place qui va servir au dallage. Il peut être constitué par des cailloux, des graviers et des sables mélangés ou non, il ne doit comporter ni gravier ni matière organique. Le matériau est répandu et compacté par couches régulières de 20 cm d'épaisseur au plus.

Cette terre pleine va recevoir une couche d'isolation ou d'étanchéité. Il faut donc l'arranger pour éviter le poinçonnement. Dans ce but répandez un lit de sable de 5 cm d'épaisseur moyenne ou bien un lit de mortier maigre de 3 cm.

On peut réaliser la couche d'étanchéité à l'aide de feuille de polyéthylène.

2.3. Exécution de dallage:

L'épaisseur minimale de dallage doit être de 8 cm, pour notre projet, on choisit une épaisseur de 10 cm en béton armé.

Pour un dallage non porteur c'est à dire indépendant de la structure à l'aide d'un joint de 2 cm au minimum.

L'armature est constituée par une nappe de treillis soudés soit (forfaitairement) de $\Phi 6$, maille de (20×20) cm², ces armatures placées à la partie supérieure.

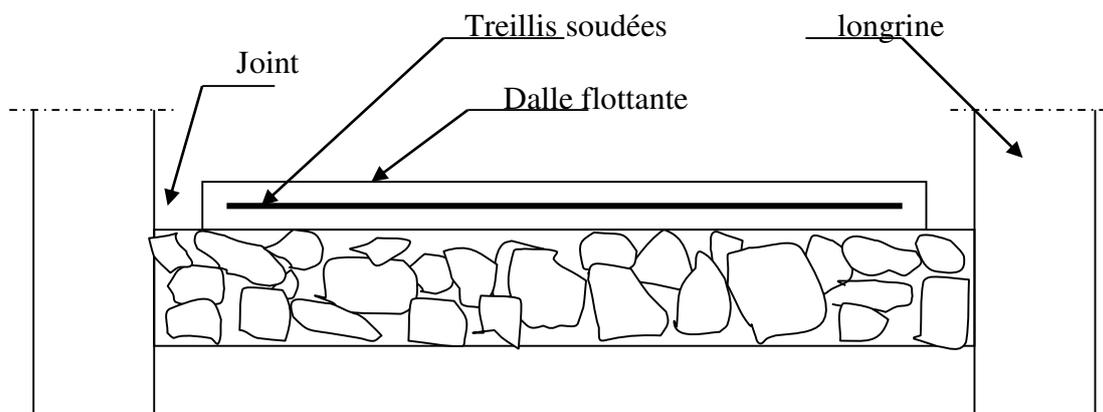


Figure.VI.13. La dalle flottante.

Conclusion

Le présent projet s'est effectué à base de deux critères, à savoir la résistance des éléments porteurs d'un bâtiment et la stabilité de sa forme vis-à-vis des différentes sollicitations pour assurer la sécurité des usagés et l'adaptation des solutions économiques.

Après avoir étudié ce projet, on a constaté que :

➤ Pour la disposition et comportement des voiles :

- La disposition des voiles, est un facteur beaucoup plus important que la quantité des voiles à placer dans la structure, elle a un rôle déterminant dans le comportement de cette dernière vis-à-vis du séisme.

- La bonne disposition des voiles, joue un rôle important sur la vérification de la période, ainsi que sur la justification de l'interaction "voiles-portiques"

➤ Pour le ferrailage :

- On a remarqué que plusieurs éléments structuraux sont ferrailés par le minimum proposé par le RPA.

-Le concepteur doit choisir une structure simple à dimensionner, à modéliser, et enfin à calculer pour garantir :

- une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, en vérifiant les effets du second ordre (effet P-delta).

- la résistance, et l'économie en jouant sur le choix de la section du béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.

En fin, le travail que nous avons présenté est le couronnement de cinq années d'étude. Il nous permis de faire une récapitulative de nos connaissances accumulées pendant notre cursus universitaire. Nous espérons avoir atteint nos objectifs et nous permettra d'exploiter ces connaissances dans la vie pratique.

Documents :

- Règles BAEL 91 modifiées 99.
- Règles BAEL 83 cours et exercices.
- Règles Parasismiques Algériennes (RPA99/version 2003).
- DTR B.C.2.2 : charges permanentes et charges d'exploitations
- RNV99 : Règlement Neige et Vent 99
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93).

Cours :

- Cours de béton armé, 3^{ème} année Génie Civil.
- Cours de premier master STRUCTURE.
- Cours de deuxième master STRUCTURE.
- P.CHARON « Calcul des ouvrages en béton armé suivants les règles B.A.E.L 83 ».

Logiciels :

- Auto CAD 2019..... Dassin.
- ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2018.....Analyse des structures.
- Microsoft Office Word 2013.....Traitement du texte.
- Microsoft Office Excel 2013.....Calculus.

Annexe

Rapport du sol

SOMMAIRE

I- INTRODUCTION

II- RECONNAISSANCE DU SITE

2.1 Situation et topographies.

2-2 la géologique régionale.

III- RECONNAISSANCE DES SOLS

3-1 organisations de la reconnaissance.

3-2 coupes de sondage et lithologie du terrain.

3-3 résistances à la pénétration dynamique.

3-4 l'eau dans le sol.

IV- L'ETUDE EN LABORATOIRE

4-1 programmes des essais au laboratoire.

4-2 interprétations et analyse des résultats

V- STABILITE ET CLASSIFICATION DU SITE

VI- ETUDE DES FONDATIONS

6-1 évaluations des contraintes admissibles du sol.

6-2 évaluations des tassements.

VII- CONCLUSION.

ANNEXES

- ❖ *Plan d'implantation.*
- ❖ *Coupes géologiques des sondages.*
- ❖ *Diagrammes de la pénétration dynamique.*
- ❖ *Courbes de cisaillements.*
- ❖ *Courbes limites d'Atterberg.*
- ❖ *Courbes granulométries.*

I- INTRODUCTION.

A la demande de Madame Boudiaf Houda, le laboratoire d'études géotechnique LGC-Geotech a entrepris une étude de sol pour le projet de Construction d'une unité de fabrication de cosmétiques en R+2+ sous-sol à Khemisti Tipaza, dont il donne les résultats obtenus avec commentaire, conclusion et recommandations, dans le présent rapport.

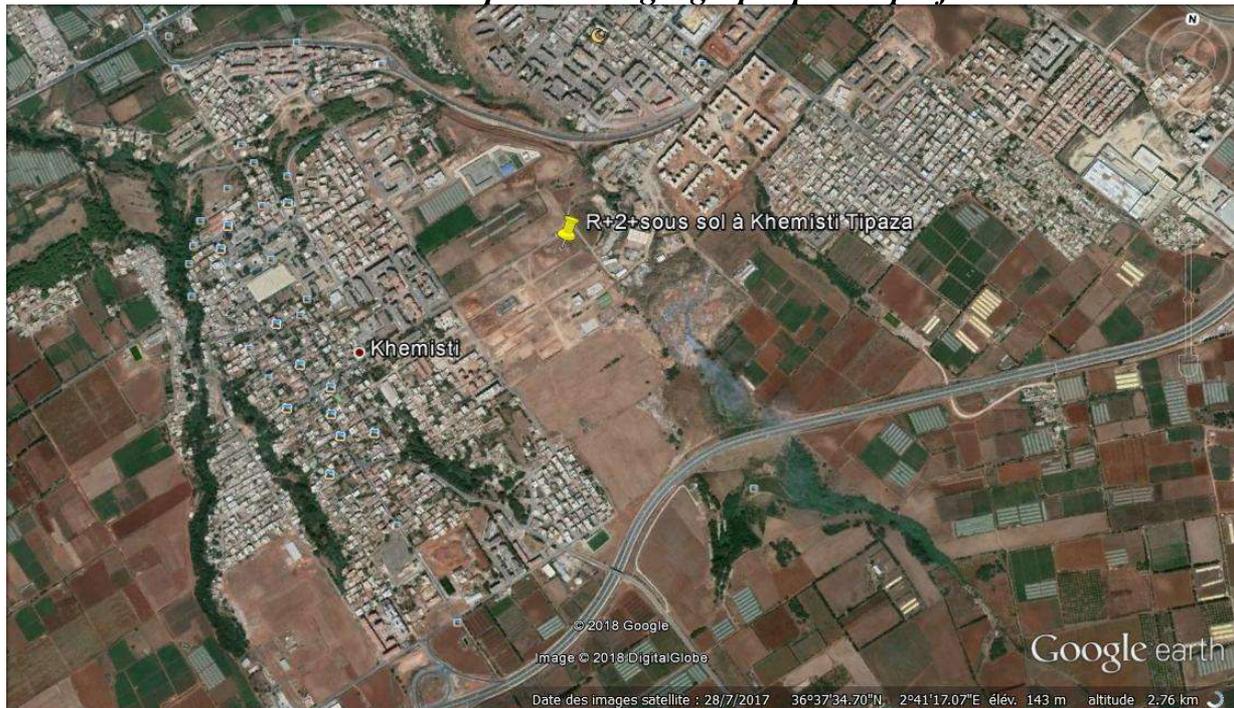
Madame

II- RECONNAISSANCE DU SITE.

2-1 Situation et Topographie:

Le site destiné à recevoir le projet est situé à Khemisti Tipaza, Il s'agit d'un terrain plat, ayant une topographie régulière.

Emplacement géographique du projet



2-2 La géologie régionale :

D'après la Carte géologique du Tipaza; Publié par le Service géologique de l'Algérie, la région de projet est caractérisée essentiellement par les formations des sables et des Grés (voir extrait de la carte géologique) :

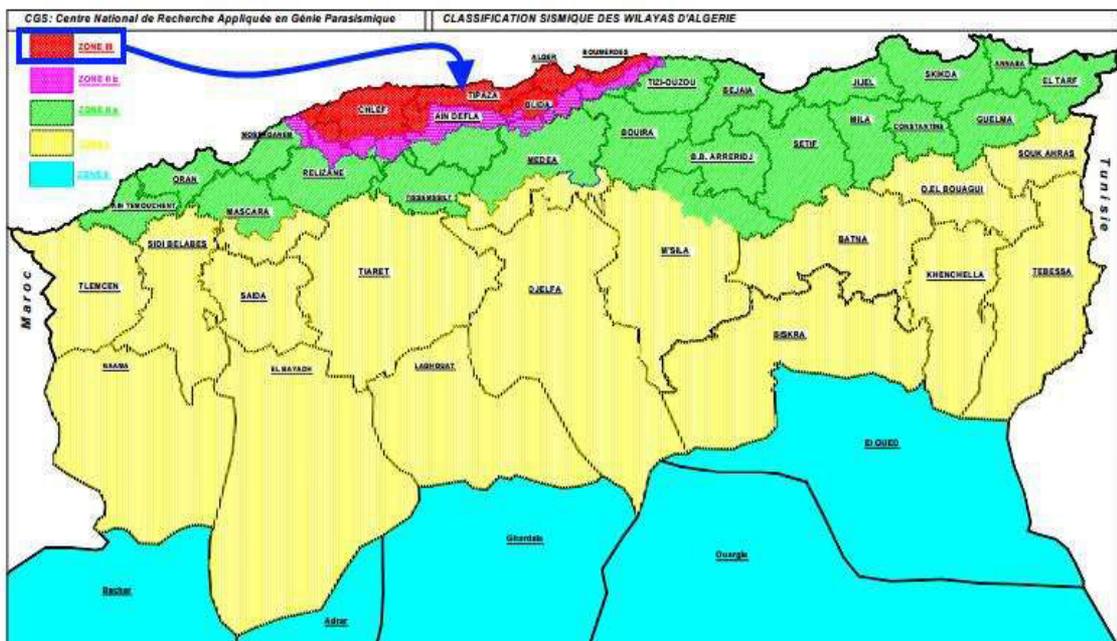
Emplacement du projet dans la carte géologie



2-3 La Contexte Sismique

Vis-à-vis de la prévention du risque sismique et selon la réglementation parasismique RPA99/2003, le site étudié se situe dans la zone III, qui correspond à une zone de sismicité élevée, les structures qui seront implantées sont des ouvrages courants ou d'importance moyenne (Groupe 2).

Emplacement du projet dans la carte sismique



III- RECONNAISSANCE DES SOLS.

3-1 Organisation de la reconnaissance.

Compte tenu de l'entendu de terrain et de type de projet à réaliser, un programme de reconnaissance a été exécuté conformément à la convention établie avec le bureau d'études.

Il consiste en la réalisation de (02) sondages de 10m de profondeur, en vue de reconnaître le sol en profondeur, et de prélever des échantillons intacts pour permettre l'exécution des essais au laboratoire.

Cette reconnaissance a été complétée par la réalisation de dix (08) essais de pénétration dynamique, ces derniers ont été poussés jusqu'au refus, ils nous ont permis de détecter les horizons durs, et de voir l'homogénéité du terrain, ainsi que d'évaluer qualitativement la portance du sol porteur.

3 -2 Coupes des sondages et lithologie du terrain.

La lithologie du terrain est constituée généralement par des formations grés fracturé emballés dans une matrice Sablo-Limoneux, et des calcaires gréseux sains à fracturés.

Sondage N° 01 :

0.0 → 1.20 Remblais.

1.2 → 2.90 Grés fracturé emballés dans une matrice Sablo-Limoneux marron.

2.9 → 4.00 Calcaires gréseux fracturé jaunatre.

4.0 → 10.0 Grés fragmenté emballés dans une matrice Sablo-Limoneux jaune à marron.

Sondage N° 02 :

0.0 → 0.9 Remblais.

0.9 → 2.30 Grés fracturé emballés dans une matrice Sablo-Limoneux marron.

2.3 → 4.00 Calcaires gréseux fracturé jaunatre.

4.0 → 10.0 Grés fracturé emballés dans une matrice Sablo-Limoneux jaune à marron.

3-3 Résistance à la pénétration dynamique.

Par résistance à la pénétration dynamique une caractéristique géotechnique qu'est la valeur de résistance à la pointe (R_p) cette valeur est déduite de l'essai du pénétromètre dynamique lourd.

L'essai consiste à déterminer le nombre de coupes nécessaires pour enfoncer selon une procédure bien définie, une pointe métallique soumise par l'intermédiaire d'un train de tige à une énergie de battage.

Par le nombre de coupes, il permet d'apprécier entre autre l'homogénéité des couches de terrain rencontrées.

* La succession des différentes couches de terrain.

* La position d'une couche résistante à une autre.

L'essai pénétrométrique consiste à déterminer une résistance dynamique unitaire du sol

" R_p " celle-ci est obtenus par la formule de battage suivant :

$$R_p = \frac{M}{e(M + M')} \frac{MgH}{A}$$

Avec : A : Section droite de la pointe.

e : pénétration moyenne par coup.

g : accélération de la pesanteur.

H : Hauteur de chute.

M : masses du mouton (masse frappante).

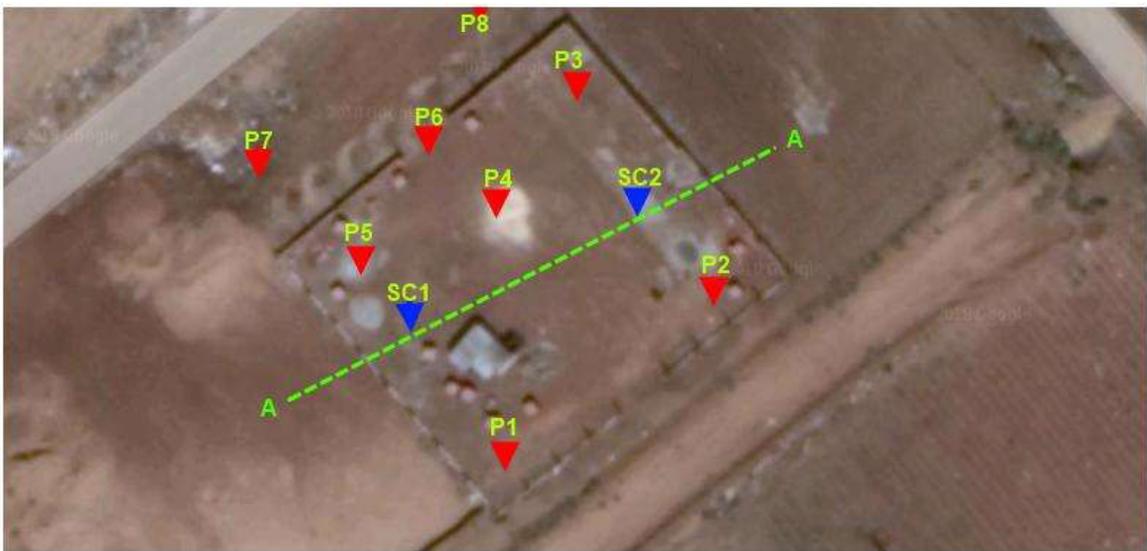
M' : somme des masses du terrain des tiges de l'enclume et de la tige-guide masse frappée.

Les essais de pénétration dynamique ont été exécutés jusqu'au refus. Les résultats obtenus sont représentés par des diagrammes et récapitulés dans le tableau suivant :

<i>Essai</i>	<i>R_p min (bars)</i>	<i>R_p max (bars)</i>	<i>Refus (m)</i>	<i>Appréciation</i>
<i>P1</i>	94	500	2.4	Moyenne à forte
<i>P2</i>	57	500	2.2	Moyenne
<i>P3</i>	57	500	2.4	Moyenne
<i>P4</i>	108	500	1.8	Moyenne à forte
<i>P5</i>	50	500	2.6	Moyenne
<i>P6</i>	65	500	2.0	Moyenne
<i>P7</i>	94	500	1.6	Moyenne à forte
<i>P8</i>	86	500	1.8	Moyenne à forte

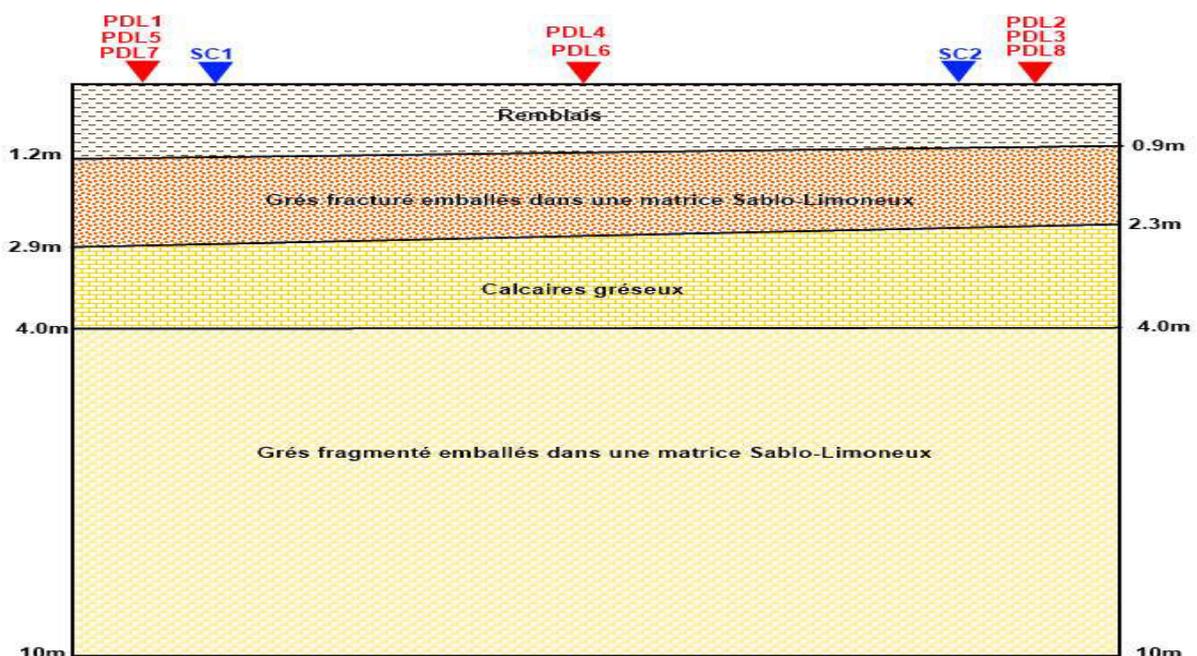
Les résultats acquis sont à la fois représentés par les diagrammes donnés en annexe, l'analyse de ces diagrammes laisse apparaître les constatations suivantes :

- Les résistances minimales enregistrées de différents essais pénétrométrique sont jugés **moyennes à fortes (50 à 108 bars)**, quant à la cote de refus elle est de l'ordre **500 bars**.
- Les refus qu'ont été enregistrés dans des profondeurs des gammes (entre **1.6 et 2.4m**).
- A partir des données issue de la pénétration dynamique nous pouvons conclure que le terrain est **homogène** de point de vue résistance dynamique, il présente une **bonne** endurance et par conséquent une **bonne** capacité portante.



Implantation des PDL et des SCs

Le profil A-A' :



Coupe lithologie de terrain

IV- L'ETUDE EN LABORATOIRE.**4-1 programmes des essais au laboratoire.**

Sur les échantillons de sols prélevés au niveau des sondages, on a exécutés des essais en laboratoire afin de déterminer les paramètres suivants :

1) Essais physiques :

- teneur en eau naturelle (w_n).
- Densité humide et sèche (γ_h, γ_d).
- Granulométrie.
- Plasticité (WI) et (Ip).

2) Essais mécaniques :**2.1/ Essai de cisaillement.**

- Angle de frottement interne (Φ_u).
- Cohésion non drainée (C_u).

2.3/ Essai de compression simple pour roches**4-2 Interprétation des résultats.****Caractéristiques physiques des sols :****Récapitulation des résultats des essais physiques.**

Sondage		Identification						
Sond N°	Prof(m)	W (%)	$\gamma_h(t/m^3)$	$\gamma_d (t/m^3)$	Sr (%)	80um	WI (%)	Ip (%)
Sc1	2,70 à 2,80	8,29	1,95	1,80	44,82%	26	45	16.91
Sc2	1,30- 1,60	4	2	1,92	26,24%	49	43.93	14.79
	1,80 - 1,90	9,29	2,1	1,92	60,76%	/	/	/

✓ Teneur en eau et degré de saturation :

Les mesures en laboratoire ont donné des valeurs de teneur en eau comprise entre 1 et 10%, les degrés de saturation varient globalement entre 40 et 60%. Ce qui dénote que le sol se trouve dans un état hydrique Semi-humide.

✓ **Granulométrie :**

Les essais de granulométries ont été effectués pour le limon sableux et caillouteux, les essais ont montré que ce sol est de texture granulaire rugueuse, au le pourcentage des passants à 0.08μ est $\leq 50\%$.

✓ **La limite d'Atterberg :**

Les limites d'Atterberg ont été effectuée pour distinguer la plasticité par la connaissance des limites : de Liquidité (**WL**), de plasticité (**WP**) et de l'indice de plasticité (**IP=WL-WP**):

$$\left\{ \begin{array}{l} 40 < WL < 50 \\ \text{Et} \\ 10 < IP < 20 \end{array} \right.$$

En transposant ces valeurs dans ce diagramme, le sol testé se révèle être un sol peu plastique.

Caractéristiques mécaniques des sols :**1/Essai de cisaillement :**

- Angle de frottement interne (**Φ_u**)
- Cohésion non drainée (**C_u**)

L'essai de cisaillement conduit à la connaissance de deux paramètres :

Il s'exécute avec une boîte de Casagrande, où des échantillons de nature UU et de 50 mm de diamètre, ont été cisailés à une vitesse de cisaillement de 1.5 mm / min.

Cet essai permet de déterminer deux paramètres: cohésion et l'angle de frottement interne, qui interviennent dans l'évaluation de la capacité portante des sols.

Les valeurs de cohésion et de l'angle de frottement s'échelonnent respectivement ainsi:

Récapitulation des résultats des essais mécaniques.

Sondage	Profondeur (m)	C_u (bars)	ϕ_u (°)	RC (bars)	Densité (kg/m ³)
SC01	4,50 - 4,80	13.71	29.94	/	1.96
	3.00 - 3.25	/	/	303.5	2,50
SC02	1,30 - 1,60	30.16	16.79	/	1.97
	3.60 - 3.95	/	/	294.3	2,46

Analyse chimique :

A propos des carbonates, un taux compris entre 32 et 38 % a été révélé sur tous les échantillons qui ont été testés.

Récapitulation des résultats des analyses chimiques.

<i>Echantillons</i>	<i>% de Carbonates $CaCO_3$</i>
<i>SC4(4.0/4.5 m)</i>	32.2
<i>SC3 (3/3.5 m)</i>	33
<i>SC9(4.5/5.0 m)</i>	38.4

V- STABILITE ET CLASSIFICATION DU SITE.

Le site destiné à recevoir l'implantation de projet dit Construction d'une unité de fabrication de cosmétiques en R+2+ sous-sol à Khemisti Tipaza, présente une topographie régulière sur un terrain plat, La reconnaissance in situ a révélé un terrain tout à fait homogène sur l'ensemble de l'assiette d'implantation. Cependant, il est constitué par une formation de base, il s'agit d'une calcaires gréseux sains à fracturés (voir profil A-A').

Ces sols pourraient être classés à la catégorie **S2** selon la classification de RPA, la région étant inscrite dans une zone de sismicité moyenne, de ce fait, les règles parasismiques devraient être conçues dans la conception de projet.

VI- ETUDE DES FONDATIONS.**6-1 Evaluations des contraintes admissibles du sol.****6-1 -1 Méthode de laboratoire :****6-1-1 Calcul de la contrainte admissible du sol selon Terzaghi:**

Compte tenu des résultats de sondage et des essais présentés plus haut, ainsi des éléments connus du projet, on' à envisager un système de fondation superficielles, il s'agit d'une semelle filante ou carrés ou radier ancré à **4.0m** de profondeur à partir de la surface, et sur la base des caractéristiques physiques et mécaniques de la couche considérée, nous allons calculer la contrainte admissible du sol par la relation de Terzaghi suivante:

$$Q_{adm} = \gamma D + \frac{1.2CN_c + 0.4\gamma BN_\gamma + \gamma D(N_q - 1)}{3}$$

Avec :

N_γ, N_q, N_c : Facteurs de portance - B = Largeur de la fondation.

D = Profondeur d'ancrage. - C = Cohésion du sol support.

γ = Densité du sol. - $F_s = 3$.

De la substitution des valeurs de différents paramètres dans la relation précédente, on aura les résultats suivants:

Profondeur d'ancrage : **4.0 mètres**

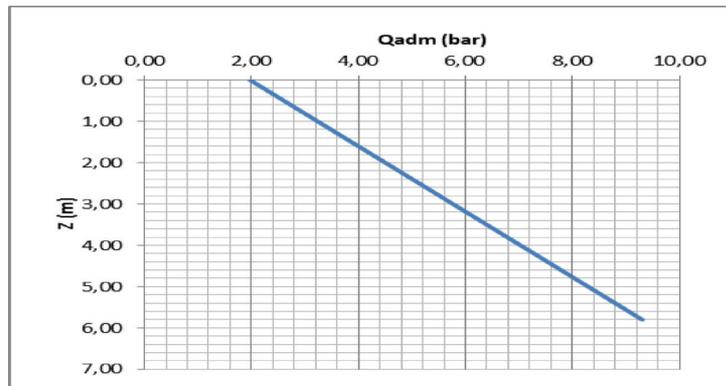
Type de semelle : **semelle.**

*** caractéristiques géotechniques des couches :**

Couche N°	Profondeur (m)	ϕ (°)	C (bars)	Densité (t/m ³)
1	4.5/4.8	29.94	13.71	1.96

Profondeur	N_γ	N_q	N_c	Q_{adm} (bars)
4.5 m	16.10	16.86	28.14	1.97

Contrainte admissible retenu = **1.97bars**



Evolution de la capacité portant du sol sous la fondation à partir de 4 m à 10 m

6-2/ Evaluation des tassements

Puis que les sols sous fondations du bâtiment seront principalement constituées des grés fracturé emballés dans une matrice sablo-limoneux, les tassements dans ces types de sol seront négligés sans nécessité à des essais de laboratoire.

VII-CONCLUSION.

Le site destiné à l'implantation de construction d'une unité de fabrication de cosmétiques en R+2+ sous-sol à Khemisti Tipaza occupe un terrain presque plat qui n'encourt aucun risque particulier.

La reconnaissance in situ a révélé un terrain tout a fait homogène sur l'ensemble de l'assiette d'implantation. Cependant, il est constitué par une formation de base, il s'agit d'une calcaires gréseux sains à fracturés.

Les essais pénétrométriques ont révélés un terrain ayant une certaine homogénéité de point de vu résistance dynamique, en effet, les valeurs de la résistance minimale tournent au tour de 50 à 108 bars, ce qui confie au sol une capacité portante moyenne à forte.

De même l'étude en laboratoire a montré que le sol support présente des caractéristiques physiques et géotechniques moyennes à fortes pour à des profondeurs supérieurs à 2.5 m.

D'prés les caractéristiques géotechniques du sol et de types des structure nous préconisons le système des fondations superficielles de type semelles filantes, carrés, ou radier de dimension courantes.

Les fondations seront encrées à une profondeur jugée suffisante par le bureau d'étude pour la sécurité et la stabilité des ouvrages à partir de la surface.

*La profondeur d'ancrage D conseillée $D \geq 4.0m$ avec une contrainte admissible **1.97 bars**, après décapage de tout remblai ou terre végétal.*

Dans ce type de sol les tassements seront acceptables.

Enfin, le sol étant in agressif, il convient donc d'utiliser un ciment normal dans la confection du béton de fondation.

Nous restons à la disposition du client pour de plus amples éclaircissements qu'il jugerait nécessaires.

L'ingénieur chargé d'étude

Le Directeur technique

M. Azzabene

ANNEXE

Raport d'essai de Analyse granulométrique NF P 94-056/NF P 94-057

Client : Boudiaf Houda

Projet : Construction d'une unité de fabrication de cosmétiques en R+2+ sous-sol

Dossier : 028/Gc.Geolab/28

Sondage : SC1

Profondeur : 2,5 --> 2,7 m

Nature : Grés fragmenté emballés dans une matrice Sablo-Limoneux jaune à marron

γ_s (g/cm³) = 2,7

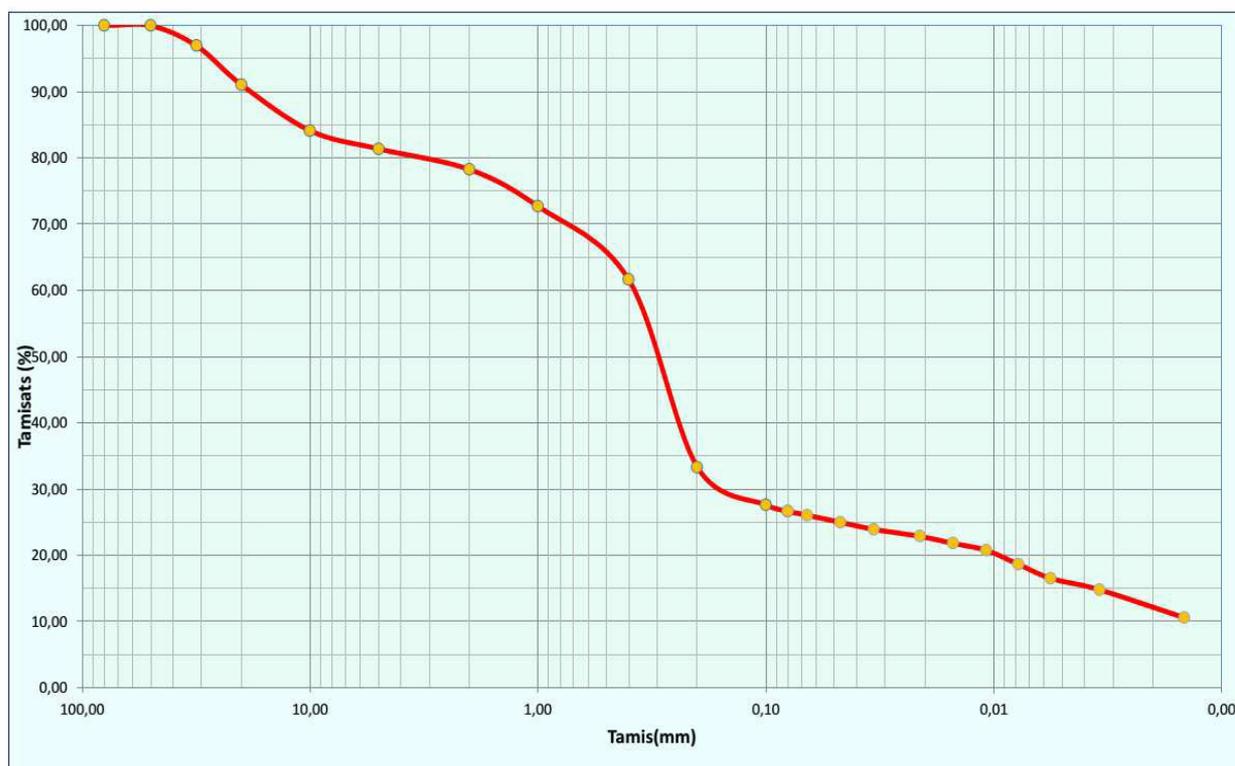
Masse total (g) = 1934,00

Analyse granulométrique par Tamisage	
Tamis (mm)	Tamisat (%)
80,00	100,00
50,00	100,00
31,50	96,95
20,00	91,05
10,00	84,13
5,00	81,39
2,00	78,28
1,00	72,70
0,40	61,63
0,20	33,30
0,10	27,61
0,08	26,63

Analyse granulométrique par sédimentométrie	
Diamètres équivalents (um)	Tamisat (%)
80,00	26,63
65,69	26,04
47,01	24,98
33,63	23,92
21,06	22,86
15,06	21,81
10,77	20,75
7,79	18,64
5,62	16,52
3,43	14,80
1,46	10,57

< 80 μ m = 26,6%

< 50 mm = 100,0%



Remarque :

Raport d'essai de Analyse granulométrique NF P 94-056/NF P 94-057

Client : Boudiaf Houda

Projet : Construction d'une unité de fabrication de cosmétiques en R+2+ sous-sol

Dossier : 028/Gc.Geolab/28

Sondage : SC2

Profondeur : 1,3 --> 1,6 m

Nature : Grés fracturé emballés dans une matrice Sablo-Limoneux

γ_s (g/cm³) = 2,7

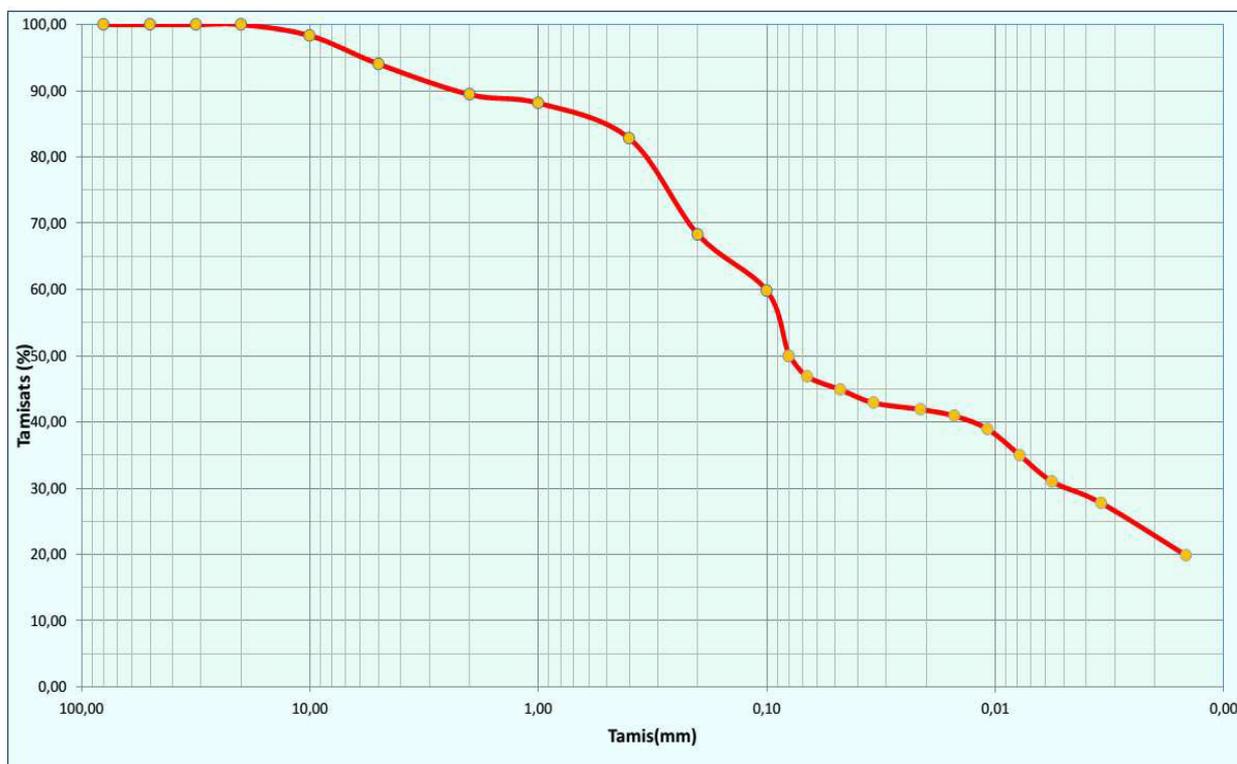
Masse total (g) = 1934,00

Analyse granulométrique par Tamisage	
Tamis (mm)	Tamisat (%)
80,00	100,00
50,00	100,00
31,50	100,00
20,00	100,00
10,00	98,35
5,00	94,05
2,00	89,45
1,00	88,16
0,40	82,83
0,20	68,30
0,10	59,82
0,08	49,95

Analyse granulométrique par sédimentométrie	
Diamètres équivalents (um)	Tamisat (%)
80,00	49,95
66,48	46,85
47,56	44,87
34,02	42,89
21,18	41,90
15,06	40,90
10,77	38,92
7,79	34,95
5,62	30,99
3,43	27,76
1,46	19,83

< 80 μ m = 49,9%

< 50 mm = 100,0%



Remarque :

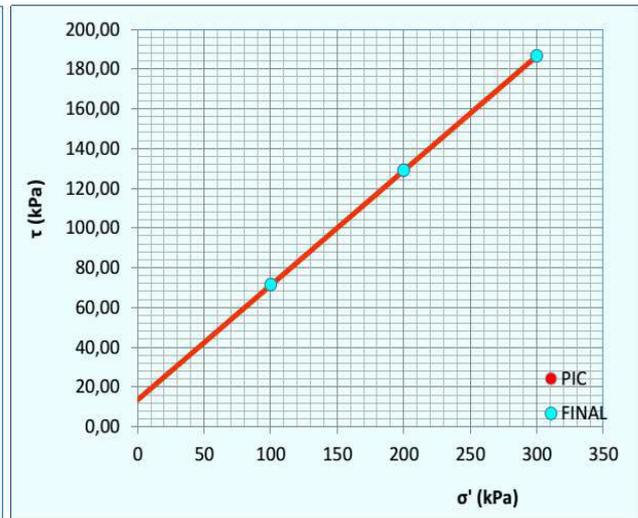
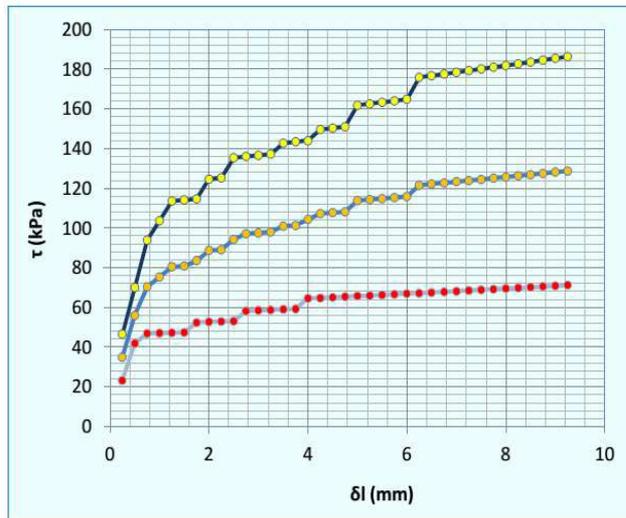
PROCÈS-VERBAL D'ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE — CISAILLEMENT DIRECT effectué conformément à la norme NF P 94-071-1

Client : Boudiaf Houda
 Projet : Construction d'une unité de fabrication de cosmétiques en R+2+ sous-sol
 Dossier : 028/Gc.Geolab/28
 Sondage : SC1
 Profondeur : 4,5 --> 4,80 m
 Nature : Grés fragmenté emballés dans une matrice Sablo-Limoneux

Caractéristiques de l'éprouvette

Hauteur = 20 mm	Largeur, diamètre = 60 mm
Vitesse de cisaillement = 1,50 mm/min	$\rho_s = 2,7 \text{ t/m}^3$

N°	Avant essai				Après essai	σ^i (kPa)	Paramètres de résistance au cisaillement			
	ρ (t/m ³)		ω (%)		ω (%)		τ_P (kPa)	δl_P (mm)	τ_f (kPa)	δl_f (mm)
1	1,96		69		65	100	71,30	21	71,297	9,25
2	1,96		71		68	200	128,88	21	128,883	9,25
3	1,97		70		66	300	186,47	21	186,470	9,25



Résultats	C' (Kpa)		φ' (°)	
	PIC	FINAL	PIC	FINAL
	13,71	13,71	29,94	29,94

Remarque :

.....

.....

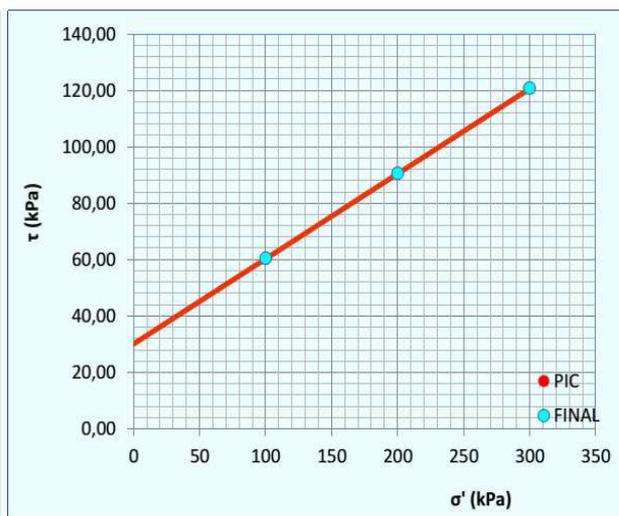
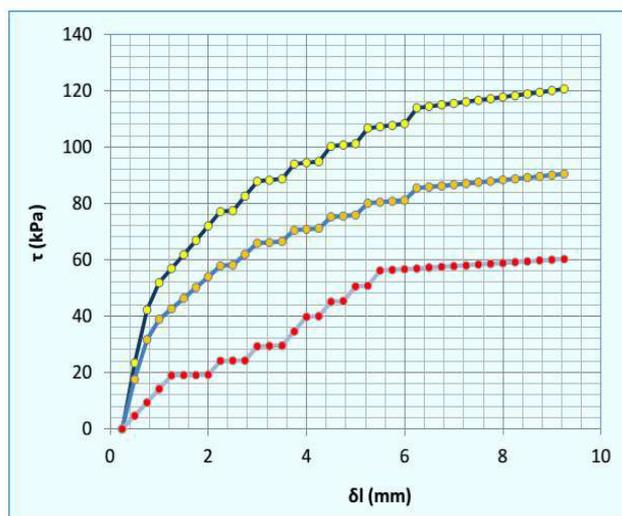
PROCÈS-VERBAL D'ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE — CISAILLEMENT DIRECT effectué conformément à la norme NF P 94-071-1

Client : Boudiaf Houda
 Projet : Construction d'une unité de fabrication de cosmétiques en R+2+ sous-sol
 Dossier : 028/Gc.Geolab/28
 Sondage : SC1
 Profondeur : 1,3 --> 1,6 m
 Nature : Grés fragmenté emballés dans une matrice Sablo-Limoneux jaune à marron

Caractéristiques de l'éprouvette

Hauteur = 20 mm	Largeur, diamètre = 60 mm
Vitesse de cisaillement = 1,50 mm/min	$\rho_s = 2,7 \text{ t/m}^3$

N°	Avant essai				Après essai		Paramètres de résistance au cisaillement			
	ρ (t/m ³)		ω (%)		ω (%)	σ' (kPa)	τ_P (kPa)	δl_P (mm)	τ_f (kPa)	δl_f (mm)
1	1,98		77		76	100	60,33	9,25	60,328	9,25
2	1,97		72		70	200	90,49	9,25	90,493	9,25
3	1,95		78		75	300	120,66	9,25	120,657	9,25



Résultats	C' (Kpa)		φ' (°)	
	PIC	FINAL	PIC	FINAL
	30,16	30,16	16,79	16,79

Remarque :

.....

.....

Rapport d'essai des limites d'Atterberg NF P 94-051

Client : Boudiaf Houda

Projet : Construction d'une unité de fabrication de cosmétiques en R+2+ sous-sol

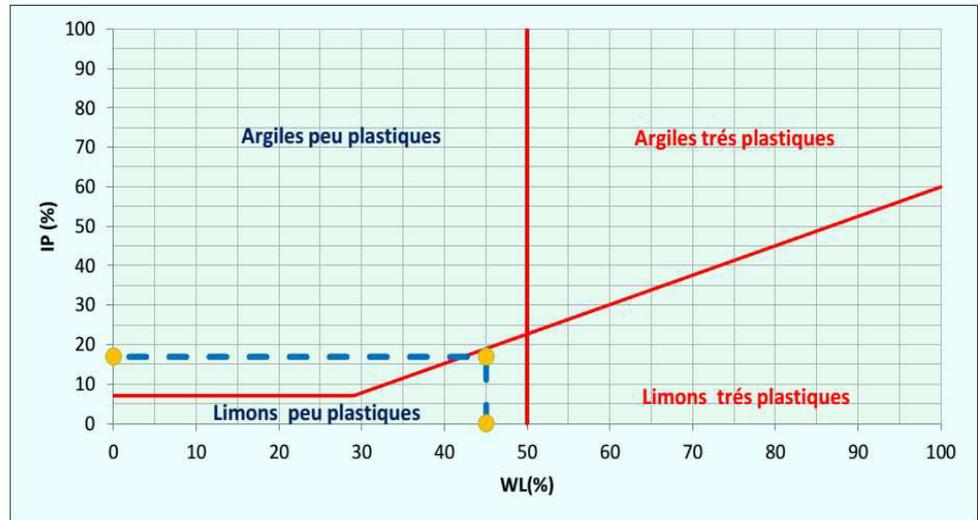
Dossier : 028/Gc.Geolab/28

Sondage : SC1

Profondeur : 2,5 --> 2,7 m

Nature : Grés fracturé emballés dans une matrice Sablo-Limoneux

N° coupes	W (%)
14	48,00
22	46,00
27	44,20
35	42,50



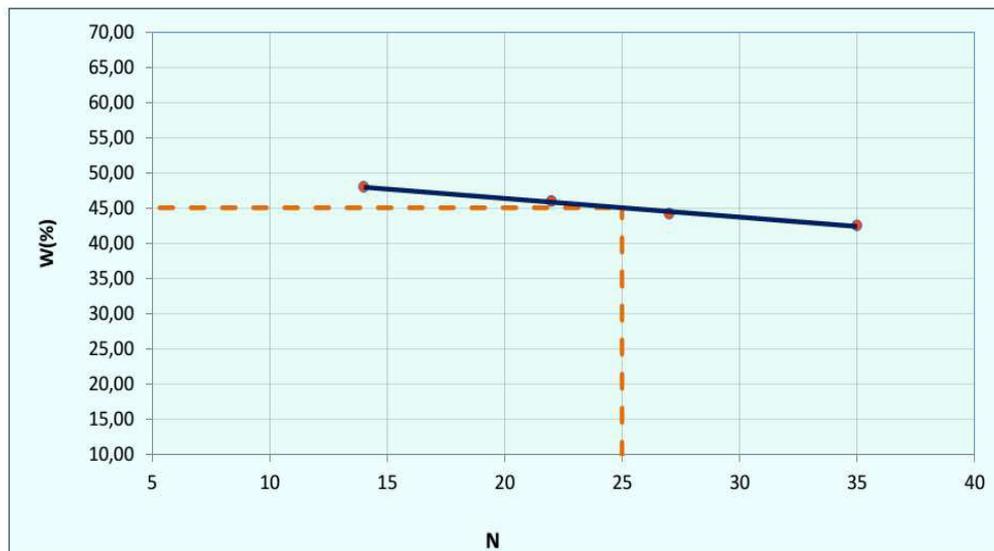
WL (%) = 45,04

W_n (%) = 16,89

IC (%) = 1,66

WP (%) = 28,13

IP (%) = 16,91



Remarque : Limon Peu plastique.....

Rapport d'essai des limites d'Atterberg NF P 94-051

Client : Boudiaf Houda

Projet : Construction d'une unité de fabrication de cosmétiques en R+2+ sous-sol

Dossier : 028/Gc.Geolab/28

Sondage : SC2

Profondeur : 1,3 --> 1,6 m

Nature : Grés fragmenté emballés dans une matrice Sablo-Limoneux jaune à marron

N° coupes	W (%)
14	47,00
22	45,30
27	43,00
35	41,00



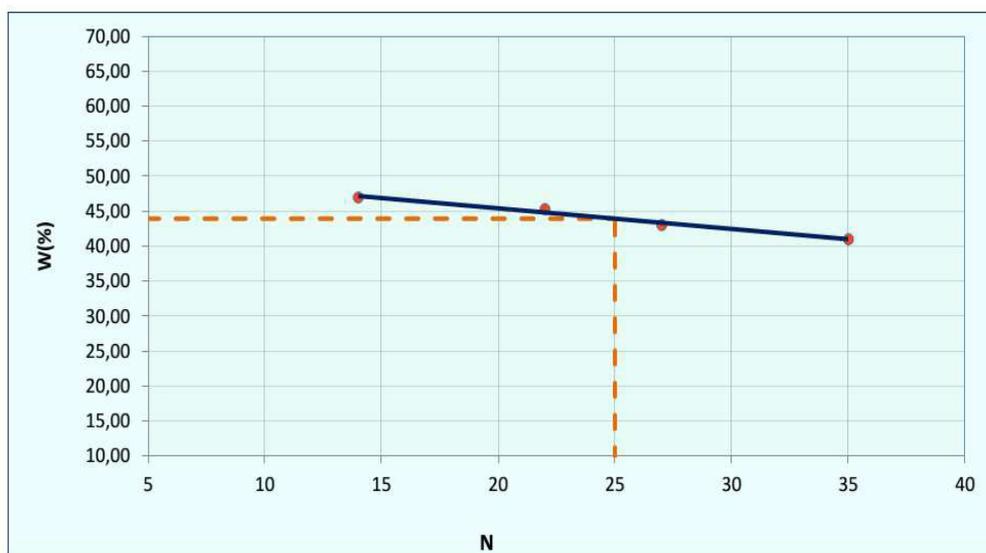
WL (%) = 43,93

Wn (%) = 16,89

IC (%) = 1,83

WP (%) = 29,14

IP (%) = 14,79



Remarque :Limon Peu plastique.....

Diagraphie de Forage

Client : Boudiaf Houda

Projet : Construction d'une unité de fabrication de cosmétiques en R+2+ sous-sol

Dossier : 028/Gc.Geolab/28

Forage N°: SC2

Coordonnée:

Profondeur (m)	Symboles	Description	Niveau d'eau (m)	Echantillons	SPT NO-N1-N2	Récupération
0,50 m	RRRR	Remblais.				
1,00 m	RRRR					
1,50 m	RRRR					
2,00 m	RRRR					
2,50 m	Grés fracturé emballés dans une matrice Sablo-Limoneux marron.			1,3 à 1,6		
3,00 m				1,8 à 1,9		
3,50 m				2,5 à 2,8		
4,00 m	Calcaires gréseux fracturé jaunatre.					
4,50 m				4,7 à 5		
5,00 m						
5,50 m						
6,00 m						
6,50 m						
7,00 m	Grés fracturé emballés dans une matrice Sablo-Limoneux jaune à marron.			7,3 à 10		
7,50 m						
8,00 m						
8,50 m						
9,00 m						
9,50 m						
10,00 m						
10,50 m						

Diagraphie de Forage

Client : Boudiaf Houda

Projet : Construction d'une unité de fabrication de cosmétiques en R+2+ sous-sol

Dossier : 028/Gc.Geolab/28

Forage N°: SC1

Coordonnée:

Profondeur (m)	Symboles	Description	Niveau d'eau (m)	Echantillons	SPT NO-N1-N2	Récupération
0,50 m	RRRR	Remblais				
1,00 m	RRRR					
1,50 m	RRRR	Grés fracturé emballés dans une matrice Sablo-Limoneux marron.				
2,00 m	RRRR					
2,50 m	RRRR			2,7 à 2,8		
3,00 m	RRRR	Calcaires gréseux fracturé jaunatre.				
3,50 m	RRRR					
4,00 m	RRRR	Grés fragmenté emballés dans une matrice Sablo-Limoneux jaune à marron.				
4,50 m	RRRR			4,5 à 4,8		
5,00 m	RRRR					
5,50 m	RRRR					
6,00 m	RRRR			6 à 6,5		
6,50 m	RRRR					
7,00 m	RRRR					
7,50 m	RRRR					
8,00 m	RRRR		8 à 5,2			
8,50 m	RRRR					
9,00 m	RRRR		9 à 9,2			
9,50 m	RRRR					
10,00 m	RRRR					
10,50 m	RRRR					

Annexe

Rapport du sol

SOMMAIRE

I- INTRODUCTION

II- RECONNAISSANCE DU SITE

2.1 Situation et topographies.

2-2 la géologique régionale.

III- RECONNAISSANCE DES SOLS

3-1 organisations de la reconnaissance.

3-2 coupes de sondage et lithologie du terrain.

3-3 résistances à la pénétration dynamique.

3-4 l'eau dans le sol.

IV- L'ETUDE EN LABORATOIRE

4-1 programmes des essais au laboratoire.

4-2 interprétations et analyse des résultats

V- STABILITE ET CLASSIFICATION DU SITE

VI- ETUDE DES FONDATIONS

6-1 évaluations des contraintes admissibles du sol.

6-2 évaluations des tassements.

VII- CONCLUSION.

ANNEXES

- ❖ Plan d'implantation.*
- ❖ Coupes géologiques des sondages.*
- ❖ Diagrammes de la pénétration dynamique.*
- ❖ Courbes de cisaillements.*
- ❖ Courbes limites d'Atterberg.*
- ❖ Courbes granulométries.*

I- INTRODUCTION.

A la demande de Madame Boudiaf Houda, le laboratoire d'études géotechnique LGC-Geotech a entrepris une étude de sol pour le projet de Construction d'une unité de fabrication de cosmétiques en R+2+ sous-sol à Khemisti Tipaza, dont il donne les résultats obtenus avec commentaire, conclusion et recommandations, dans le présent rapport.

Madame

II- RECONNAISSANCE DU SITE.

2-1 Situation et Topographie:

Le site destiné à recevoir le projet est situé à Khemisti Tipaza, Il s'agit d'un terrain plat, ayant une topographie régulière.

Emplacement géographique du projet



2-2 La géologie régionale :

D'après la Carte géologique du Tipaza; Publié par le Service géologique de l'Algérie, la région de projet est caractérisée essentiellement par les formations des sables et des Grés (voir extrait de la carte géologique) :

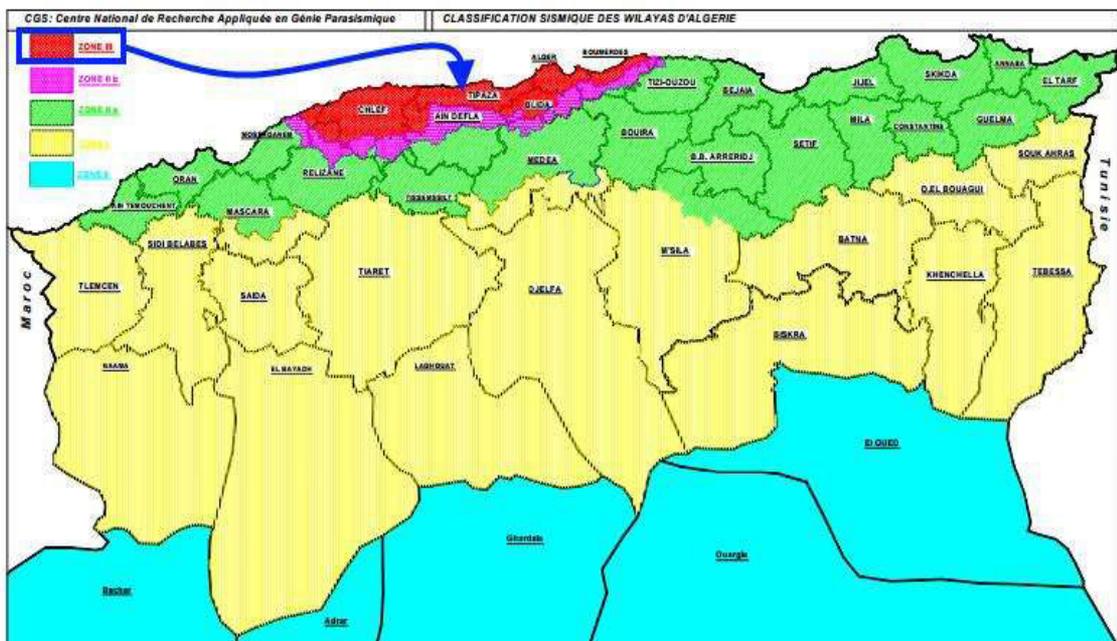
Emplacement du projet dans la carte géologie



2-3 La Contexte Sismique

Vis-à-vis de la prévention du risque sismique et selon la réglementation parasismique RPA99/2003, le site étudié se situe dans la zone III, qui correspond à une zone de sismicité élevée, les structures qui seront implantées sont des ouvrages courants ou d'importance moyenne (Groupe 2).

Emplacement du projet dans la carte sismique



III- RECONNAISSANCE DES SOLS.

3-1 Organisation de la reconnaissance.

Compte tenu de l'entendu de terrain et de type de projet à réaliser, un programme de reconnaissance a été exécuté conformément à la convention établie avec le bureau d'études.

Il consiste en la réalisation de (02) sondages de 10m de profondeur, en vue de reconnaître le sol en profondeur, et de prélever des échantillons intacts pour permettre l'exécution des essais au laboratoire.

Cette reconnaissance a été complétée par la réalisation de dix (08) essais de pénétration dynamique, ces derniers ont été poussés jusqu'au refus, ils nous ont permis de détecter les horizons durs, et de voir l'homogénéité du terrain, ainsi que d'évaluer qualitativement la portance du sol porteur.

3 -2 Coupes des sondages et lithologie du terrain.

La lithologie du terrain est constituée généralement par des formations grés fracturé emballés dans une matrice Sablo-Limoneux, et des calcaires gréseux sains à fracturés.

Sondage N° 01 :

0.0 → 1.20 Remblais.

1.2 → 2.90 Grés fracturé emballés dans une matrice Sablo-Limoneux marron.

2.9 → 4.00 Calcaires gréseux fracturé jaunatre.

4.0 → 10.0 Grés fragmenté emballés dans une matrice Sablo-Limoneux jaune à marron.

Sondage N° 02 :

0.0 → 0.9 Remblais.

0.9 → 2.30 Grés fracturé emballés dans une matrice Sablo-Limoneux marron.

2.3 → 4.00 Calcaires gréseux fracturé jaunatre.

4.0 → 10.0 Grés fracturé emballés dans une matrice Sablo-Limoneux jaune à marron.

3-3 Résistance à la pénétration dynamique.

Par résistance à la pénétration dynamique une caractéristique géotechnique qu'est la valeur de résistance à la pointe (R_p) cette valeur est déduite de l'essai du pénétromètre dynamique lourd.

L'essai consiste à déterminer le nombre de coupes nécessaires pour enfoncer selon une procédure bien définie, une pointe métallique soumise par l'intermédiaire d'un train de tige à une énergie de battage.

Par le nombre de coupes, il permet d'apprécier entre autre l'homogénéité des couches de terrain rencontrées.

* La succession des différentes couches de terrain.

* La position d'une couche résistante à une autre.

L'essai pénétrométrique consiste à déterminer une résistance dynamique unitaire du sol

" R_p " celle-ci est obtenus par la formule de battage suivant :

$$R_p = \frac{M}{e(M + M')} \frac{MgH}{A}$$

Avec : A : Section droite de la pointe.

e : pénétration moyenne par coup.

g : accélération de la pesanteur.

H : Hauteur de chute.

M : masses du mouton (masse frappante).

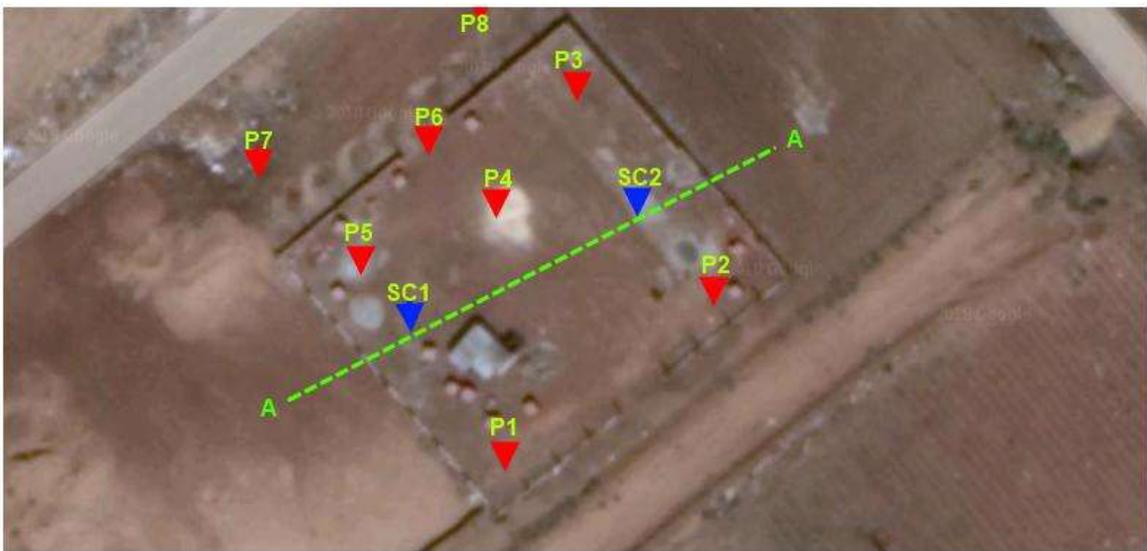
M' : somme des masses du terrain des tiges de l'enclume et de la tige-guide masse frappée.

Les essais de pénétration dynamique ont été exécutés jusqu'au refus. Les résultats obtenus sont représentés par des diagrammes et récapitulés dans le tableau suivant :

<i>Essai</i>	<i>R_p min (bars)</i>	<i>R_p max (bars)</i>	<i>Refus (m)</i>	<i>Appréciation</i>
<i>P1</i>	94	500	2.4	Moyenne à forte
<i>P2</i>	57	500	2.2	Moyenne
<i>P3</i>	57	500	2.4	Moyenne
<i>P4</i>	108	500	1.8	Moyenne à forte
<i>P5</i>	50	500	2.6	Moyenne
<i>P6</i>	65	500	2.0	Moyenne
<i>P7</i>	94	500	1.6	Moyenne à forte
<i>P8</i>	86	500	1.8	Moyenne à forte

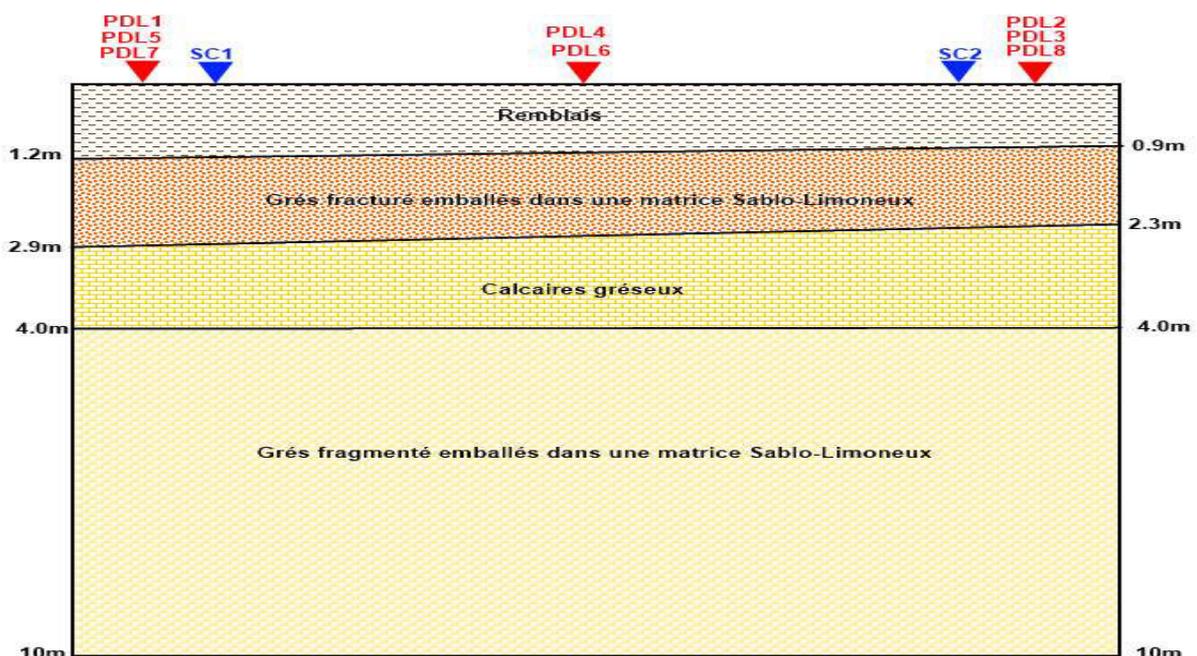
Les résultats acquis sont à la fois représentés par les diagrammes donnés en annexe, l'analyse de ces diagrammes laisse apparaître les constatations suivantes :

- Les résistances minimales enregistrées de différents essais pénétrométrique sont jugés **moyennes à fortes (50 à 108 bars)**, quant à la cote de refus elle est de l'ordre **500 bars**.
- Les refus qu'ont été enregistrés dans des profondeurs des gammes (entre **1.6 et 2.4m**).
- A partir des données issue de la pénétration dynamique nous pouvons conclure que le terrain est **homogène** de point de vue résistance dynamique, il présente une **bonne** endurance et par conséquent une **bonne** capacité portante.



Implantation des PDL et des SCs

Le profil A-A' :



Coupe lithologie de terrain

IV- L'ETUDE EN LABORATOIRE.**4-1 programmes des essais au laboratoire.**

Sur les échantillons de sols prélevés au niveau des sondages, on a exécutés des essais en laboratoire afin de déterminer les paramètres suivants :

1) Essais physiques :

- teneur en eau naturelle (w_n).
- Densité humide et sèche (γ_h, γ_d).
- Granulométrie.
- Plasticité (WI) et (Ip).

2) Essais mécaniques :**2.1/ Essai de cisaillement.**

- Angle de frottement interne (Φ_u).
- Cohésion non drainée (C_u).

2.3/ Essai de compression simple pour roches**4-2 Interprétation des résultats.****Caractéristiques physiques des sols :****Récapitulation des résultats des essais physiques.**

Sondage		Identification						
Sond N°	Prof(m)	W (%)	$\gamma_h(t/m^3)$	$\gamma_d (t/m^3)$	Sr (%)	80um	WI (%)	Ip (%)
Sc1	2,70 à 2,80	8,29	1,95	1,80	44,82%	26	45	16.91
Sc2	1,30- 1,60	4	2	1,92	26,24%	49	43.93	14.79
	1,80 - 1,90	9,29	2,1	1,92	60,76%	/	/	/

✓ Teneur en eau et degré de saturation :

Les mesures en laboratoire ont donné des valeurs de teneur en eau comprise entre 1 et 10%, les degrés de saturation varient globalement entre 40 et 60%. Ce qui dénote que le sol se trouve dans un état hydrique Semi-humide.

✓ **Granulométrie :**

Les essais de granulométries ont été effectués pour le limon sableux et caillouteux, les essais ont montré que ce sol est de texture granulaire rugueuse, au le pourcentage des passants à 0.08μ est $\leq 50\%$.

✓ **La limite d'Atterberg :**

Les limites d'Atterberg ont été effectuée pour distinguer la plasticité par la connaissance des limites : de Liquidité (**WL**), de plasticité (**WP**) et de l'indice de plasticité (**IP=WL-WP**):

$$\left\{ \begin{array}{l} 40 < WL < 50 \\ \text{Et} \\ 10 < IP < 20 \end{array} \right.$$

En transposant ces valeurs dans ce diagramme, le sol testé se révèle être un sol peu plastique.

Caractéristiques mécaniques des sols :**1/Essai de cisaillement :**

- Angle de frottement interne (**Φ_u**)
- Cohésion non drainée (**C_u**)

L'essai de cisaillement conduit à la connaissance de deux paramètres :

Il s'exécute avec une boîte de Casagrande, où des échantillons de nature UU et de 50 mm de diamètre, ont été cisailés à une vitesse de cisaillement de 1.5 mm / min.

Cet essai permet de déterminer deux paramètres: cohésion et l'angle de frottement interne, qui interviennent dans l'évaluation de la capacité portante des sols.

Les valeurs de cohésion et de l'angle de frottement s'échelonnent respectivement ainsi:

Récapitulation des résultats des essais mécaniques.

Sondage	Profondeur (m)	C_u (bars)	ϕ_u (°)	RC (bars)	Densité (kg/m ³)
SC01	4,50 - 4,80	13.71	29.94	/	1.96
	3.00 - 3.25	/	/	303.5	2,50
SC02	1,30 - 1,60	30.16	16.79	/	1.97
	3.60 - 3.95	/	/	294.3	2,46

Analyse chimique :

A propos des carbonates, un taux compris entre 32 et 38 % a été révélé sur tous les échantillons qui ont été testés.

Récapitulation des résultats des analyses chimiques.

<i>Echantillons</i>	<i>% de Carbonates $CaCO_3$</i>
<i>SC4(4.0/4.5 m)</i>	32.2
<i>SC3 (3/3.5 m)</i>	33
<i>SC9(4.5/5.0 m)</i>	38.4

V- STABILITE ET CLASSIFICATION DU SITE.

Le site destiné à recevoir l'implantation de projet dit Construction d'une unité de fabrication de cosmétiques en R+2+ sous-sol à Khemisti Tipaza, présente une topographie régulière sur un terrain plat, La reconnaissance in situ a révélé un terrain tout à fait homogène sur l'ensemble de l'assiette d'implantation. Cependant, il est constitué par une formation de base, il s'agit d'une calcaires gréseux sains à fracturés (voir profil A-A').

Ces sols pourraient être classés à la catégorie **S2** selon la classification de RPA, la région étant inscrite dans une zone de sismicité moyenne, de ce fait, les règles parasismiques devraient être conçues dans la conception de projet.

VI- ETUDE DES FONDATIONS.**6-1 Evaluations des contraintes admissibles du sol.****6-1 -1 Méthode de laboratoire :****6-1-1 Calcul de la contrainte admissible du sol selon Terzaghi:**

Compte tenu des résultats de sondage et des essais présentés plus haut, ainsi des éléments connus du projet, on' à envisager un système de fondation superficielles, il s'agit d'une semelle filante ou carrés ou radier ancré à **4.0m** de profondeur à partir de la surface, et sur la base des caractéristiques physiques et mécaniques de la couche considérée, nous allons calculer la contrainte admissible du sol par la relation de Terzaghi suivante:

$$Q_{adm} = \gamma D + \frac{1.2CN_c + 0.4\gamma BN_\gamma + \gamma D(N_q - 1)}{3}$$

Avec :

N_γ, N_q, N_c : Facteurs de portance - B = Largeur de la fondation.

D = Profondeur d'ancrage. - C = Cohésion du sol support.

γ = Densité du sol. - $Fs = 3$.

De la substitution des valeurs de différents paramètres dans la relation précédente, on aura les résultats suivants:

Profondeur d'ancrage : **4.0 mètres**

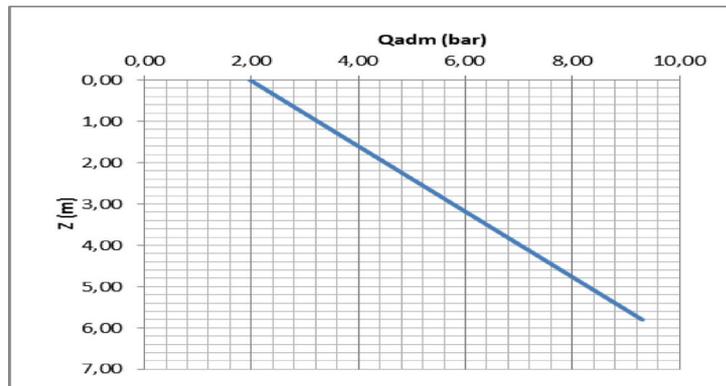
Type de semelle : **semelle.**

*** caractéristiques géotechniques des couches :**

Couche N°	Profondeur (m)	ϕ (°)	C (bars)	Densité (t/m3)
1	4.5/4.8	29.94	13.71	1.96

Profondeur	N_γ	N_q	N_c	Q_{adm} (bars)
4.5 m	16.10	16.86	28.14	1.97

Contrainte admissible retenu = **1.97bars**



Evolution de la capacité portant du sol sous la fondation à partir de 4 m à 10 m

6-2/ Evaluation des tassements

Puis que les sols sous fondations du bâtiment seront principalement constituées des grés fracturé emballés dans une matrice sablo-limoneux, les tassements dans ces types de sol seront négligés sans nécessité à des essais de laboratoire.

VII-CONCLUSION.

Le site destiné à l'implantation de construction d'une unité de fabrication de cosmétiques en R+2+ sous-sol à Khemisti Tipaza occupe un terrain presque plat qui n'encourt aucun risque particulier.

La reconnaissance in situ a révélé un terrain tout a fait homogène sur l'ensemble de l'assiette d'implantation. Cependant, il est constitué par une formation de base, il s'agit d'une calcaires gréseux sains à fracturés.

Les essais pénétrométriques ont révélés un terrain ayant une certaine homogénéité de point de vu résistance dynamique, en effet, les valeurs de la résistance minimale tournent au tour de 50 à 108 bars, ce qui confie au sol une capacité portante moyenne à forte.

De même l'étude en laboratoire a montré que le sol support présente des caractéristiques physiques et géotechniques moyennes à fortes pour à des profondeurs supérieurs à 2.5 m.

D'prés les caractéristiques géotechniques du sol et de types des structure nous préconisons le système des fondations superficielles de type semelles filantes, carrés, ou radier de dimension courantes.

Les fondations seront encrées à une profondeur jugée suffisante par le bureau d'étude pour la sécurité et la stabilité des ouvrages à partir de la surface.

*La profondeur d'ancrage D conseillée $D \geq 4.0m$ avec une contrainte admissible **1.97 bars**, après décapage de tout remblai ou terre végétal.*

Dans ce type de sol les tassements seront acceptables.

Enfin, le sol étant in agressif, il convient donc d'utiliser un ciment normal dans la confection du béton de fondation.

Nous restons à la disposition du client pour de plus amples éclaircissements qu'il jugerait nécessaires.

L'ingénieur chargé d'étude

Le Directeur technique

M. Azzabene

ANNEXE

Raport d'essai de Analyse granulométrique NF P 94-056/NF P 94-057

Client : Boudiaf Houda

Projet : Construction d'une unité de fabrication de cosmétiques en R+2+ sous-sol

Dossier : 028/Gc.Geolab/28

Sondage : SC1

Profondeur : 2,5 --> 2,7 m

Nature : Grés fragmenté emballés dans une matrice Sablo-Limoneux jaune à marron

γ_s (g/cm³) = 2,7

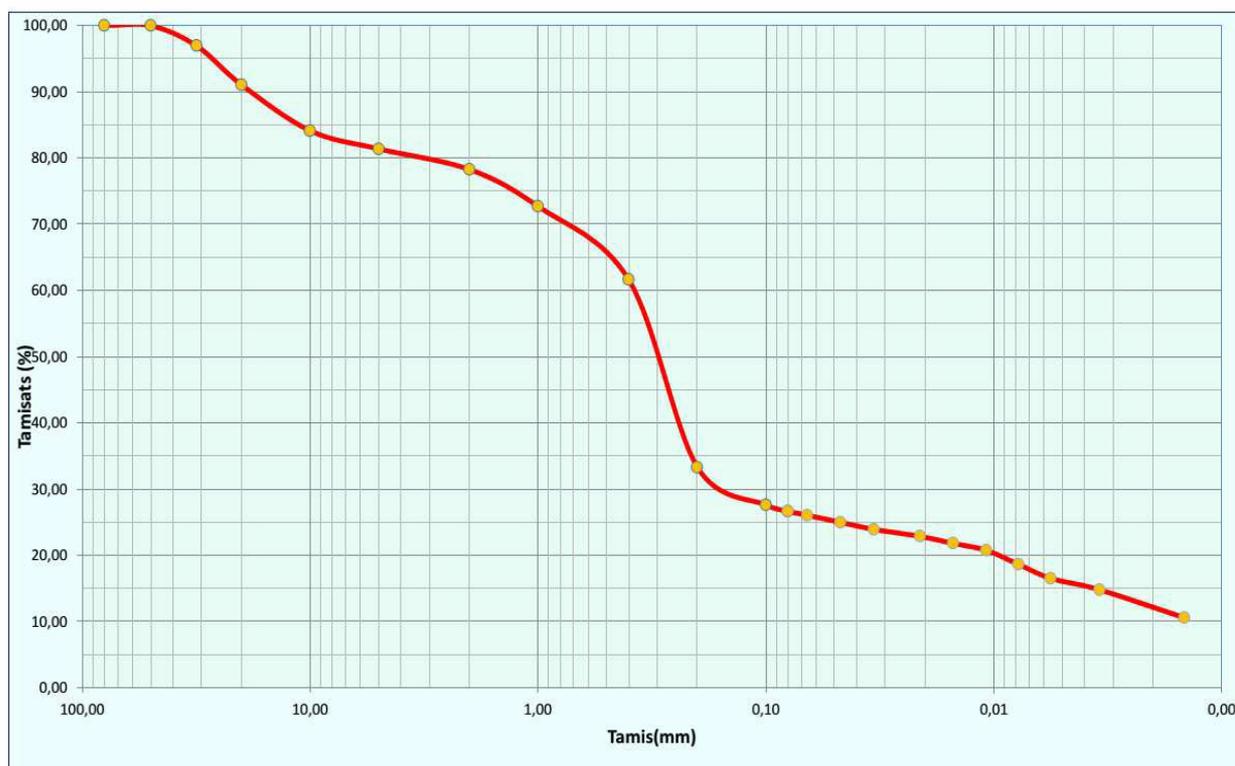
Masse total (g) = 1934,00

Analyse granulométrique par Tamisage	
Tamis (mm)	Tamisat (%)
80,00	100,00
50,00	100,00
31,50	96,95
20,00	91,05
10,00	84,13
5,00	81,39
2,00	78,28
1,00	72,70
0,40	61,63
0,20	33,30
0,10	27,61
0,08	26,63

Analyse granulométrique par sédimentométrie	
Diamètres équivalents (um)	Tamisat (%)
80,00	26,63
65,69	26,04
47,01	24,98
33,63	23,92
21,06	22,86
15,06	21,81
10,77	20,75
7,79	18,64
5,62	16,52
3,43	14,80
1,46	10,57

< 80 μ m = 26,6%

< 50 mm = 100,0%



Remarque :

Raport d'essai de Analyse granulométrique NF P 94-056/NF P 94-057

Client : Boudiaf Houda

Projet : Construction d'une unité de fabrication de cosmétiques en R+2+ sous-sol

Dossier : 028/Gc.Geolab/28

Sondage : SC2

Profondeur : 1,3 --> 1,6 m

Nature : Grés fracturé emballés dans une matrice Sablo-Limoneux

γ_s (g/cm³) = 2,7

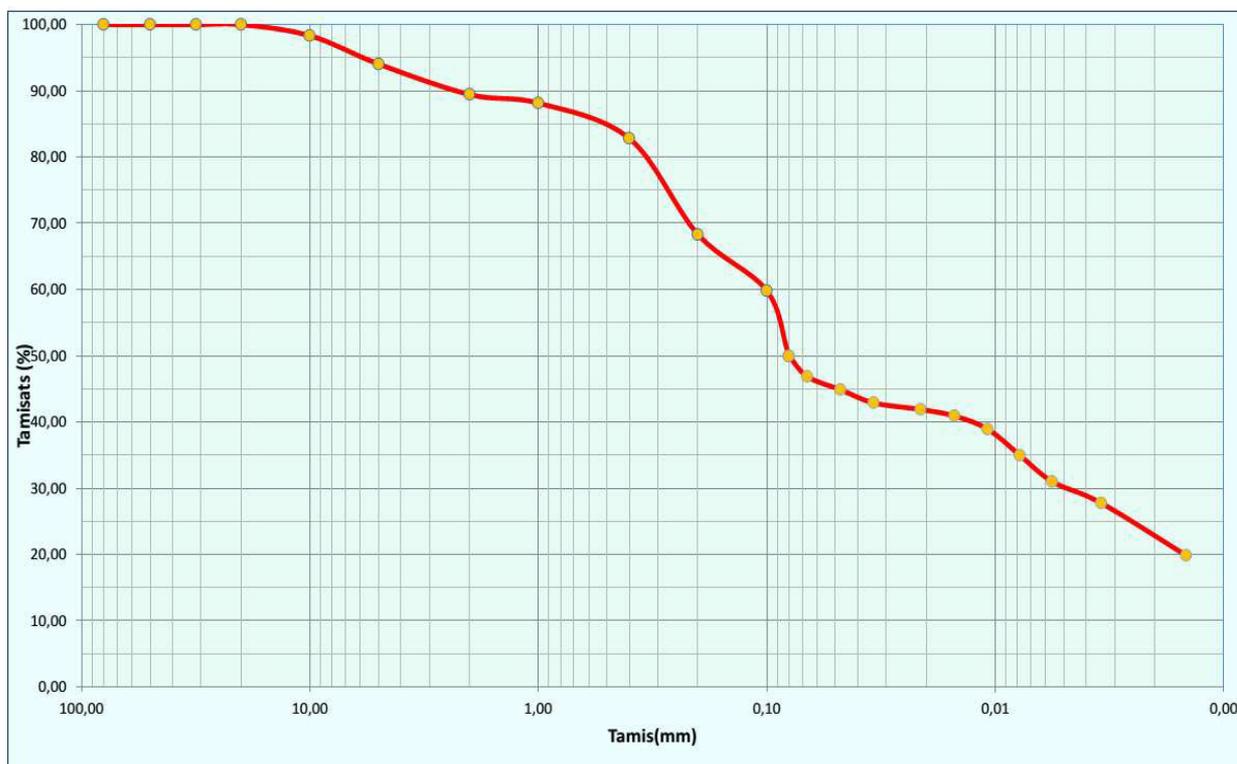
Masse total (g) = 1934,00

Analyse granulométrique par Tamisage	
Tamis (mm)	Tamisat (%)
80,00	100,00
50,00	100,00
31,50	100,00
20,00	100,00
10,00	98,35
5,00	94,05
2,00	89,45
1,00	88,16
0,40	82,83
0,20	68,30
0,10	59,82
0,08	49,95

Analyse granulométrique par sédimentométrie	
Diamètres équivalents (um)	Tamisat (%)
80,00	49,95
66,48	46,85
47,56	44,87
34,02	42,89
21,18	41,90
15,06	40,90
10,77	38,92
7,79	34,95
5,62	30,99
3,43	27,76
1,46	19,83

< 80 μ m = 49,9%

< 50 mm = 100,0%



Remarque :

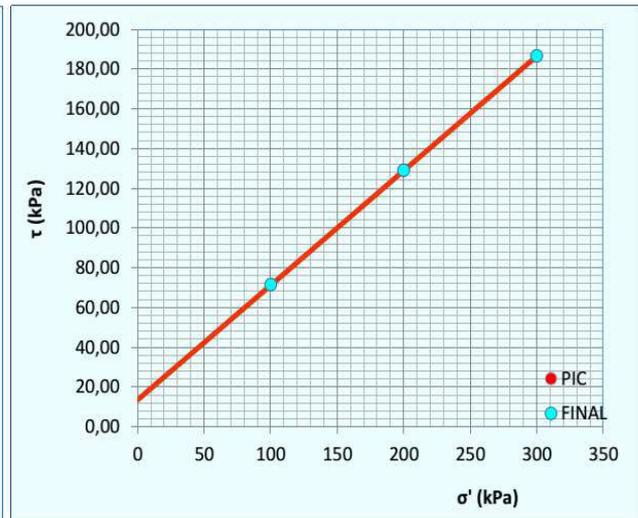
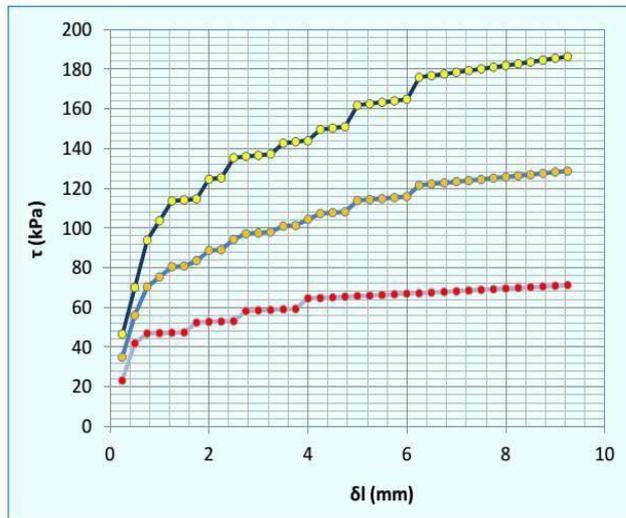
PROCÈS-VERBAL D'ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE — CISAILLEMENT DIRECT effectué conformément à la norme NF P 94-071-1

Client : Boudiaf Houda
 Projet : Construction d'une unité de fabrication de cosmétiques en R+2+ sous-sol
 Dossier : 028/Gc.Geolab/28
 Sondage : SC1
 Profondeur : 4,5 --> 4,80 m
 Nature : Grés fragmenté emballés dans une matrice Sablo-Limoneux

Caractéristiques de l'éprouvette

Hauteur = 20 mm	Largeur, diamètre = 60 mm
Vitesse de cisaillement = 1,50 mm/min	$\rho_s = 2,7 \text{ t/m}^3$

N°	Avant essai				Après essai	σ^i (kPa)	Paramètres de résistance au cisaillement			
	ρ (t/m ³)		ω (%)		ω (%)		τ_P (kPa)	δl_P (mm)	τ_f (kPa)	δl_f (mm)
1	1,96		69		65	100	71,30	21	71,297	9,25
2	1,96		71		68	200	128,88	21	128,883	9,25
3	1,97		70		66	300	186,47	21	186,470	9,25



Résultats	C' (Kpa)		φ' (°)	
	PIC	FINAL	PIC	FINAL
	13,71	13,71	29,94	29,94

Remarque :

.....

.....

PROCÈS-VERBAL D'ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE — CISAILLEMENT DIRECT effectué conformément à la norme NF P 94-071-1

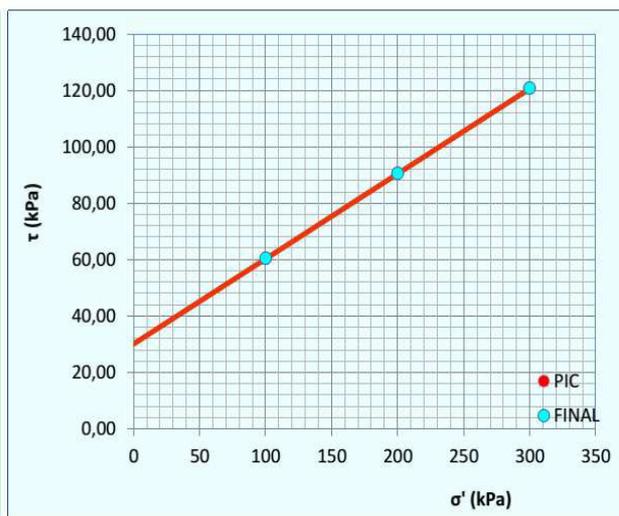
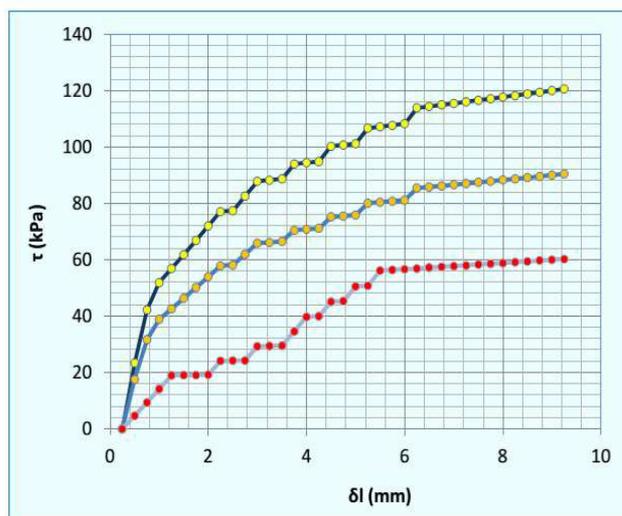
Client : Boudiaf Houda
 Projet : Construction d'une unité de fabrication de cosmétiques en R+2+ sous-sol
 Dossier : 028/Gc.Geolab/28
 Sondage : SC1
 Profondeur : 1,3 --> 1,6 m
 Nature : Grés fragmenté emballés dans une matrice Sablo-Limoneux jaune à marron

Caractéristiques de l'éprouvette

Hauteur = 20 mm
 Vitesse de cisaillement = 1,50 mm/min

Largeur, diamètre = 60 mm
 $\rho_s = 2,7 \text{ t/m}^3$

N°	Avant essai				Après essai	σ' (kPa)	Paramètres de résistance au cisaillement			
	ρ (t/m ³)		ω (%)		ω (%)		τ_P (kPa)	δl_P (mm)	τ_f (kPa)	δl_f (mm)
1	1,98		77		76	100	60,33	9,25	60,328	9,25
2	1,97		72		70	200	90,49	9,25	90,493	9,25
3	1,95		78		75	300	120,66	9,25	120,657	9,25



Résultats	C' (Kpa)		φ' (°)	
	PIC	FINAL	PIC	FINAL
	30,16	30,16	16,79	16,79

Remarque :

.....

.....

Raport d'essai des limites d'Atterberg NF P 94-051

Client : Boudiaf Houda

Projet : Construction d'une unité de fabrication de cosmétiques en R+2+ sous-sol

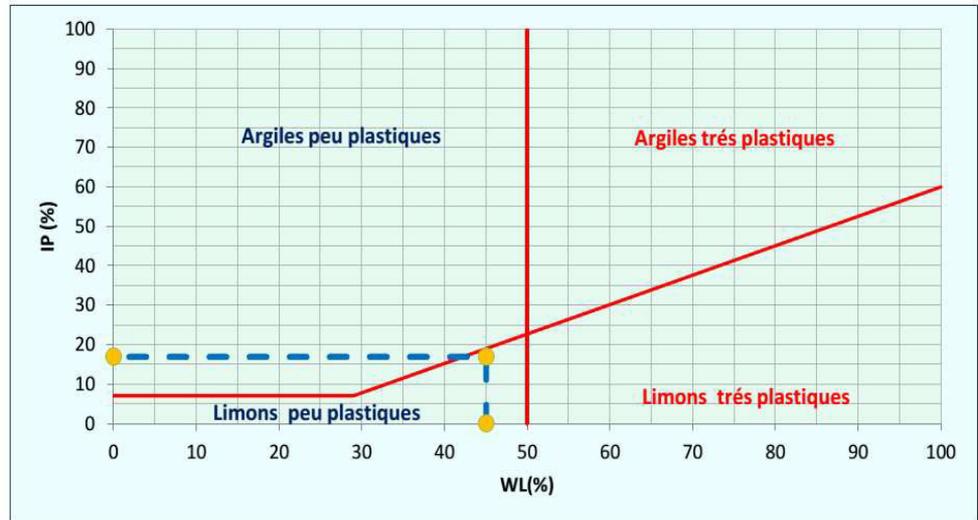
Dossier : 028/Gc.Geolab/28

Sondage : SC1

Profondeur : 2,5 --> 2,7 m

Nature : Grés fracturé emballés dans une matrice Sablo-Limoneux

N° coupes	W (%)
14	48,00
22	46,00
27	44,20
35	42,50



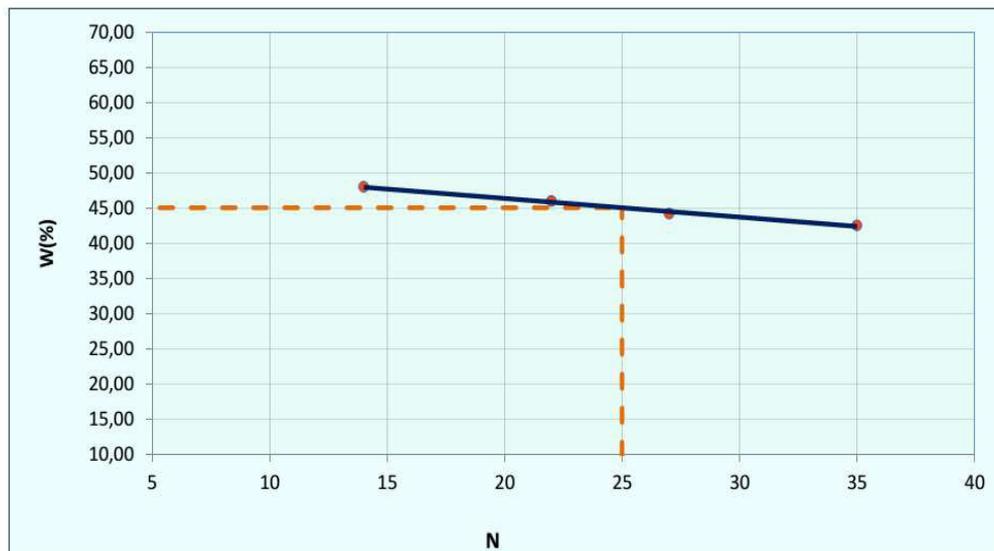
WL (%) = 45,04

W_n (%) = 16,89

IC (%) = 1,66

WP (%) = 28,13

IP (%) = 16,91



Remarque : Limon Peu plastique.....

Rapport d'essai des limites d'Atterberg NF P 94-051

Client : Boudiaf Houda

Projet : Construction d'une unité de fabrication de cosmétiques en R+2+ sous-sol

Dossier : 028/Gc.Geolab/28

Sondage : SC2

Profondeur : 1,3 --> 1,6 m

Nature : Grés fragmenté emballés dans une matrice Sablo-Limoneux jaune à marron

N° coupes	W (%)
14	47,00
22	45,30
27	43,00
35	41,00



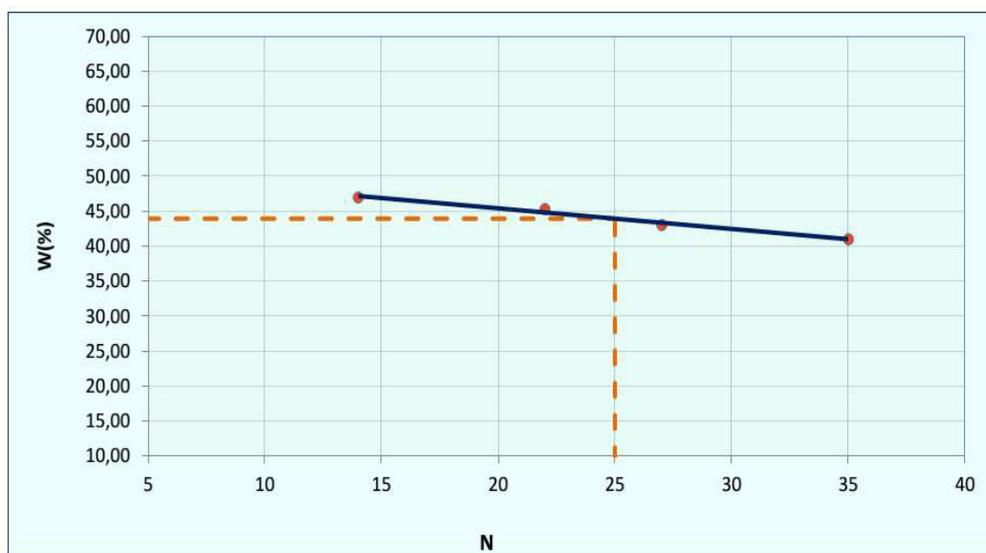
WL (%) = 43,93

Wn (%) = 16,89

IC (%) = 1,83

WP (%) = 29,14

IP (%) = 14,79



Remarque : Limon Peu plastique.....

Diagraphie de Forage

Client : Boudiaf Houda

Projet : Construction d'une unité de fabrication de cosmétiques en R+2+ sous-sol

Dossier : 028/Gc.Geolab/28

Forage N°: SC2

Coordonnée:

Profondeur (m)	Symboles	Description	Niveau d'eau (m)	Echantillons	SPT NO-N1-N2	Récupération
0,50 m	RRRR	Remblais.				
1,00 m	RRRR					
1,50 m	RRRR			1,3 à 1,6		
2,00 m	RRRR			1,8 à 1,9		
2,50 m	RRRR	Grès fracturé emballés dans une matrice Sablo-Limoneux marron.		2,5 à 2,8		
3,00 m	RRRR					
3,50 m	RRRR	Calcaires gréseux fracturé jaunatre.				
4,00 m	RRRR					
4,50 m	RRRR	Grès fracturé emballés dans une matrice Sablo-Limoneux jaune à marron.		4,7 à 5		
5,00 m	RRRR					
5,50 m	RRRR					
6,00 m	RRRR					
6,50 m	RRRR					
7,00 m	RRRR			7,3 à 10		
7,50 m	RRRR					
8,00 m	RRRR					
8,50 m	RRRR					
9,00 m	RRRR					
9,50 m	RRRR					
10,00 m	RRRR					
10,50 m	RRRR					

Diagraphie de Forage

Client : Boudiaf Houda

Projet : Construction d'une unité de fabrication de cosmétiques en R+2+ sous-sol

Dossier : 028/Gc.Geolab/28

Forage N°: SC1

Coordonnée:

Profondeur (m)	Symboles	Description	Niveau d'eau (m)	Echantillons	SPT NO-N1-N2	Récupération
0,50 m	RRRR	Remblais				
1,00 m	RRRR					
1,50 m	RRRR	Grés fracturé emballés dans une matrice Sablo-Limoneux marron.				
2,00 m	RRRR					
2,50 m	RRRR	Calcaires gréseux fracturé jaunatre.		2,7 à 2,8		
3,00 m	RRRR					
3,50 m	RRRR	Grés fragmenté emballés dans une matrice Sablo-Limoneux jaune à marron.				
4,00 m	RRRR					
4,50 m	RRRR			4,5 à 4,8		
5,00 m	RRRR					
5,50 m	RRRR					
6,00 m	RRRR				6 à 6,5	
6,50 m	RRRR					
7,00 m	RRRR					
7,50 m	RRRR					
8,00 m	RRRR				8 à 5,2	
8,50 m	RRRR					
9,00 m	RRRR				9 à 9,2	
9,50 m	RRRR					
10,00 m	RRRR					
10,50 m	RRRR					