

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

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



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

Mémoire de Master

Filière : Génie civil

Spécialité : structure

Thème

Calcul d'un bâtiment(R+09) en Béton Armé à usage
D'habitation Contreventement mixte

L'étudiant :

Zeroual Ghodbane

Encadreur :

Dr : Chabi Samia

Promotion Juillet 2019

REMERCIEMENTS

Avant toute chose, je remercie dieu tout puissant de m'avoir donné toute cette force, qui m'a permis d'arriver à un bon port.

*Je tiens à remercier vivement mon encadreur **Chabi Samia**, pour son aide et ses remarques qui m'ont été précieuses.*

*Je remercie aussi ma famille et surtout mes parents pour m'avoir soutenu
durant
toute cette période.*

Enfin mes remerciement vont à toute personne ayant contribué, de près ou de loin, à l'aboutissement de ce travail.

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation constitué de rez de chaussée + 9étages, implanté dans la wilaya de Bejaïa

Cette étude se compose de quatre parties :

- La première chapitre c'est la description générale du projet avec une présentation de l'aspect architectural des éléments du bâtiment, Ensuite le pré dimensionnement de la structure et enfin la descente des charges.
 - La deuxième chapitre a été consacrée aux éléments secondaires (l'escalier ; poutrelles, et l'acrotère).
 - L'étude dynamique de la structure a été entamée dans la troisième partie par ROBOT afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanente, d'exploitation et charge sismique).
 - La dernière chapitre comprend le ferrailage des différentes éléments résistants de la structure (fondation, poteaux, poutres, voiles).
- Ceci, en tenant compte des recommandations du BAEL91, modifiée99 et des règlement parasismiques algériens RPA 99/2003.

المخلص

هذا المشروع عبارة عن دراسة مفصلة لعمارة مكونة من طابق ارضي و تسعة طوابق علوية في ولاية بجاية, اشتملت الدراسة على اربع محاور :

-المحور الاول :تفصيل عام للمشروع يشمل على تعريف المشروع و البناية مع اعطاء الابعاد الاولية للعناصر و حمولة كل العناصر المكونة لها

-المحور الثاني : دراسة الاجزاء الثانوية من البناية (السلم و البلاطات المفرغة و الجدران الواقية)

-المحور الثالث : الدراسة الديناميكية للبناية بواسطة برنامج Robot الذي يزودنا بالنتائج لنهائية التي

تسمح بتسليح مختلف العناصر المكونة للبناية مع الاخذ بعين الاعتبار كل توصيات القوانين الجزائرية

المقاومة للزلال RPA 99

المحور الاخير يشمل على تسليح الاجزاء المقاومة للبناية (الاعمدة و العارضات الاساسية) اعتمادا على

BAEL91 ;RPA99/2003.

Sommaire

Introduction Générale

Chapitre I : Présentation du projet

I.1.Introduction.....	1
I.2.Présentation de l’ouvrage.....	1
I.3.Description architecturale.....	1
I.4.Données du site.....	1
I.5. Description structurale.....	1
I.6 . Règlements et normes utilisés	2
I.7.Les états limites	2
I.8. les actions.....	3
I.9 .Les matériaux	5

Chapitre II. Pré dimensionnement des éléments

II .1.Introduction.....	16
II .2. Pré dimensionnement des planchers.....	16
II .3. Pré dimensionnement des poutrelles.....	17
II .4.Les dalles pleines (balcon).....	18
II .5. LES POUTRES.....	19
II .5.1. LES POUTRES PRINCIPALES.....	19
II .5.2. LES POUTRES SECONDAIRES.....	20
II .6. LES VOILES.....	20
II .7.Predimensionnement des acrotère.....	21
II 8. Les escaliers.....	22
II .9.Les poteaux	24

Chapitre III. Evaluation des charges et surcharges

III.1.Introduction.....	25
III.2.Plancher terrasse inaccessible.....	25
III.3.plancher étage courant et RDC.....	26

III.4.Dalles pleine (Balcon).....	27
III.5.Les Murs extérieur.....	27
III.6.Acrotère.....	28
III.7.Les escaliers.....	28
III.8. Descente de charge.....	29
III.9.Vérification.....	31

Chapitre IV. Etude des éléments secondaires

IV.1.Etude des poutrelles.....	32
IV.1.1.Différents types des poutrelles.....	32
IV.1.2.Méthode de calcul.....	32
IV.1.3.Calcul des moments et les efforts tranchant des poutrelles.....	34
IV.1.4. Ferrailage des poutrelles.....	39
IV.1.5. Ferrailage de la dalle de compression.....	51
IV.2.Calcul du balcon.....	52
IV.2.1. Introduction.....	52
IV.2.2. Evaluation des charges.....	52
IV.2.3. Ferrailage.....	53
IV.3.Calcul des escalier.....	55
IV.3.1. Charges et surcharges.....	55
IV.3.2.Combinaison du charge.....	56
IV.3.3. Calcul du ferrailage.....	57
IV.4. Etude de la poutre palière.....	62
IV.4.1.Prédimensionnement.....	62
IV.4.2. Les charge sur la poutre.....	62
IV.4.3. Calcul d'armature.....	63
IV.5.L'acrotère.....	66
IV.5.1. Introduction.....	66
IV.5.2. Mode de travail.....	66
IV.5.3.Les charge.....	66

IV.5.4.Surcharge.....	66
IV.5.5.Sollicitation.....	68
IV.5.6.Combinaison d'action.....	68
IV.5.7.Calcul de ferrailage.....	68
IV.5.8.Presentation du ferrailage.....	74

Chapitre V. Etude dynamique

V.1.Introduction.....	75
V.2.Objectif de l'étude dynamique.....	75
V.3.éthode de calcul.....	75
V.3.1. Méthode statique équivalente.....	75
V.3.2. Méthode d'analyse modale spectrale.....	79
V.4.Calcul des actions sismiques (Selon La méthode dynamique modale spectrale).....	80
V.4.1. Présentation du logiciel de calcul.....	80
V.4.2.Spectre de réponse de calcul.....	81
V.4.3.Nombre de modes à considérer.....	82
V.4.4. Analyse de la structure.....	83
V.4.5.Distribution horizontale des forces sismiques.....	90
V.4.6.Vérification du déplacement.....	92
V.4.7.Justification de l'effet P- Δ	93
V.4.8.L'excentricité accidentelle.....	95
V.4.9.Détermination la force de chaque niveau.....	95
V.5.Conclusion.....	97

Chapitre VI. Etude au vent

VI.1. Introduction.....	98
VI.2. détermination de la pression statique due au vent.....	98
VI.3.calcul des facteurs de site.....	99
VI.4.calcul du coefficient dynamique.....	101
VI.5.Détermination des coefficients de pression.....	101
VI.6.Détermination de la pression dynamique du au vent.....	104

VI.7. Calcul des forces de frottement.....	104
VI.8. Force résultante.....	104
VI.9. Conclusion.....	105

Chapitre VII. Ferrailage des éléments porteurs :

VII.1. Introduction.....	106
VII.2. Les combinaisons d'actions.....	106
VII.3. Ferrailage des éléments porteurs.....	107
VII.3.1. Ferrailage des poteaux.....	107
VII.3.1.1. Combinaisons des charges.....	108
VII.3.1.2. Recommandations des RPA99/Version 2003.....	108
VII.3.1.3. calcul le ferrailage.....	109
VII.3.2. Ferrailage des poutres.....	120
VII.3.2.1. Détermination de l'armatures transversales.....	121
VII.3.2.2. Recommandation : RPA 99/version2003.....	122
VII.3.2.3. Ferrailage longitudinal	122
VII.3.3. Ferrailage des voiles.....	131
VII.3.3.1. Introduction	131
VII.3.3.2. Voiles pleins	131
VII.3.3.3. Calcul de la section d'armature (Ferrailage vertical).....	133
VII.3.3.4. Armatures verticales.....	135
VII.3.3.5. Armatures horizontales.....	138

Chapitre VIII. ETUDE DE FONDATION

VIII.1. Introduction :.....	139
VIII.1.1. Différents types de fondations	139
VIII.1.2. Étude de sol	139
VIII.2. Etude des fondations	139
VIII.2.1. Charge admissible au sol : (σ_{Sol}).....	139
VIII.2.2. Choix du type de fondation	140
VIII.2.3. Radiers	140

VIII.2.4. : Calcul le Radier	142
VIII.2.5. Vérifications de radier.....	145
VIII.3. Ferrailage du radier.....	147
VIII.3.1. Méthodes de calcul.....	148
VIII.3.2.Ferrailage de la dalle de radier.....	148
VIII.3.3.Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL 91 (A.5.1 ,21).....	151
VIII.3.4.Etude de débord du radier.....	151
VIII.4.Etude de la nervure.....	153
VIII.4.1.Calcul les charges revenant à la nervure.....	153
VIII.4.2.ferrailage de nervure a la ELU	157
VIII.4.3.ferrailage de nervure a la ELS	157
VIII.4.4.Vérifications nécessaires pour les nerveux.....	157
VIII.4.5.Armatures transversales minimales.....	158
VIII.4.6.Espacement des armatures transversales.....	158
VIII.5.La Longrine.....	161
VIII.5.1.Introduction.....	161
VIII.5.2.Calcul des armatures longitudinales	161
VIII.6 .La dalle flottante	163
VIII.6.1. INTRODUCTION	163
VIII.6.2. MISE EN ŒUVRE.....	163

Conclusion général

Bibliographie

Annexe

Annexe(1)

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	β_x	β_y	β_x	β_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0968	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4458
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8681	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.4065	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Annexe(2)

ϕ :	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.8
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.5
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.2
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Bibliographie

Les règlements :

-  **RPA99/Version2003** : règlement parasismique algérien.
-  **BAEL91** : béton armé aux états limites.
-  **D.T.R.B.C .2.2:** réglementaire de charges permanentes et charges d'exploitation.
-  **RNV 1999:**Règlement neige et vent

Logiciels :

- ROBOT 2018
- AUTOCAD 2017
- WORD + Excel 2010

I. Présentation du projet

I.1.Introduction

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. A cet effet, on consacre ce chapitre pour donner quelques rappels et des descriptions du projet.

I.2.Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage faisant objet de notre étude est un bâtiment en (R+9) à usage d'habitation. (RDC + 9 étage identique avec terrasse inaccessible), Cet ouvrage est implanté dans la ville de **Bejaia** qui est classée comme zone de moyenne sismique (**Zone IIa**), est classé dans le **groupe d'usage 2** selon la classification du **RPA 99 version 2003 (Article 3.2)**.

I.3.Description architecturale :

- . Hauteur totale du bâtiment avec l'acrotère 31.2 m.
- . Hauteur de l'acrotère : 0.60 m.
- . Hauteur du R.D.C : 3.06 m
- . Hauteur d'étage : 3.06 m.
- . La longueur du bâtiment : 27.50 m.
- . La largeur du bâtiment : 16.40 m.

La structure de notre bâtiment est à ossature en béton armé qui reprend la totalité de l'effort horizontal, le RPA99 version 2003(article 3.4) exige, que pour toute structure dépassant une hauteur de 14m en zone **IIa**, l'introduction des voiles. Il est donc plus judicieux d'adopter un contreventement mixte (portiques -voiles)

I.4.Données du site :

- Le bâtiment est implanté à la ville de Bejaia, une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme zone de moyenne sismicité (zone IIa)
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2
- Le site est considéré comme sol meuble
- Contrainte admissible du sol $\sigma = 1.5$ bars

I.5. Description structurale :

- ❖ **Les planchers** : constitués de corps creux avec une dalle de compression qui forme un diaphragme horizontal rigide et assure la transmission des forces agissant dans son plan aux éléments de contreventement.

- ❖ **Les escaliers :** sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place, permettant le passage d'un niveau à un autre.
- ❖ **L'ascenseur :** C'est un élément mécanique, sert à faire monter et descendre l'utilisateur à travers les différents étages du bâtiment sans utiliser les escaliers.
- ❖ **Les façades et les cloisons :**

-les murs extérieurs seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 15et10cm séparées par une âme d'air de 5cm.

- les murs de séparation intérieure seront en une seule paroi de brique de 10cm

- ❖ **L'acrotère :** c'est un élément en béton armé, contournant le bâtiment, encastré à sa base au plancher terrasse qui est accessible.
- ❖ **Les balcons:** sont réalisés en dalle pleine.
- ❖ **L'infrastructure :**

Elle assure les fonctions suivantes :

- transmission des charges verticales et horizontales au sol.
- limitation des tassements différentiels
- L'encastrement de la structure dans le sol

I.6 : Règlements et normes utilisés :

- ❖ RPA99 /version 2003.
- ❖ CBA93.
- ❖ DTR B.C.2.2.
- ❖ BAEL91/version 99.
- ❖ BAEL91

I.7.Les états limites :

I.7.1 : Définition : Un état limite est un état pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ces éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable des actions appliquées.

a) Etat limite ultime : Ce sont ceux qui sont associés à la perte de stabilité de la structure ; ils sont directement liés à la sécurité des personnes.

Les phénomènes correspondants sont : la rupture locale ou globale, la perte d'équilibre statique ou dynamique et l'instabilité de forme.

b) Etat limite de service : Ce sont ceux qui sont associés à l'aptitude à la mise en service; ils sont donc liés aux conditions d'exploitation et à la durabilité recherchée pour l'ouvrage.

Les phénomènes correspondants sont : la fissuration, les déformations, . . .

I.7.2 .les hypothèses de calcul :

I.7.2.1 E.L.U : CBA93 (article A.4.3.2)

- 1- conservation des sections planes.
- 2- il n'y pas de glissement relatif (l'un par rapport à l'autre) entre les armatures et le béton.
- 3- la résistance à la traction du béton est négligeable.
- 4- l'allongement ultime de l'acier est limité à 10‰.
- 5- le raccourcissement ultime du béton est limité à 3,5‰ ; dans le cas de flexion simple ou composée, et à 2‰ dans le cas de la compression simple.
- 6- le diagramme contrainte déformation ($\sigma; \varepsilon$) de calcul du béton : on utilise le diagramme parabole rectangle lorsque la section est entièrement comprimée et le diagramme rectangulaire simplifié dans les autres cas
- 7- on peut supposer concentrée en son centre de gravité la section d un groupe de plusieurs barres, tendues ou comprimées, pourvu que l'erreur ainsi commise sur la déformation unitaire ne dépasse pas 15 %.

I.7.2.2 E.L.S :

- ✓ Conservation des sections planes.
- ✓ Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.
- ✓ La résistance à la traction du béton est négligée.
- ✓ Le glissement relatif entre le béton et l'acier est négligé.
- ✓ Par convention le coefficient d'équivalence entre le béton et l'acier est : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$

I.8 les actions :**I.8.1 : Les différents types d'actions :**

- **Les actions permanentes (G) :** Les actions permanentes dont la variation dans le temps est négligeable; elles comprennent :
 - Le poids propre de la structure.
 - Le poids des cloisons, revêtements, superstructures fixes.
 - Le poids et poussées des terres ou les pressions des liquides.
 - Les déformations imposées à la structure.
- **Les actions variables (Q) :** Les actions variables ont une intensité qui varie fréquemment d'une façon importante dans le temps ; elles comprennent :
 - Les charges d'exploitations.
 - Les charges climatiques (neige et vent).
 - Les effets thermiques.

➤ **Les actions accidentelles (F_A)** : Ce sont celles provenant de phénomène qui se produisant rarement dont la durée est très courte par rapport à la durée de vie de l’ouvrage, on peut citer :

- Les chocs.
- Les séismes.
- Les explosions
- Les feux.

I.8.2 : Valeurs de calcul des actions : Pour tenir compte des risques non mesurables, on associe aux valeurs caractéristiques des actions un coefficient de sécurité pour obtenir les valeurs de calcul des actions. Puis on combine ces valeurs de calcul pour établir le cas de chargement le plus défavorable

a) Combinaison d’actions à l’ELU: CBA93 (article : A.3.3.2)

➤ **Situation durable ou transitoire** : On ne tient compte que des actions permanentes et des actions variables, la combinaison utilisée est :

$$1.35G_{max}+G_{min}+1.5Q_1+\sum_{i>1} \Psi_{oi} Q_i$$

$\Psi_{oi} = 0.77$ pour les bâtiments à usage courant.

Ψ_{oi} : Coefficient de pondération.

➤ **Situations accidentelles :**

$$1.35G_{max}+G_{min}+F_A+\Psi_{1i} Q_1+\sum_{i>1} \Psi_{2i} Q_i \quad (i>1)$$

F_A : Valeur nominale de l’action accidentelle.

$\Psi_{1i} Q_1$: Valeur fréquente d’une action variable.

$\Psi_{2i} Q_i$: Valeur quasi-permanente d’une action variable.

$$\Psi_{1i} = \begin{cases} 0.15 & \text{Si l’action d’accompagnement est la neige.} \\ 0.50 & \text{Si l’action d’accompagnement est l’effet de la température.} \\ 0.20 & \text{Si l’action d’accompagnement est le vent.} \end{cases}$$

b) Combinaison d’action à l’E L S : CBA93 (article : A.3.3.3)

$$G_{max}+G_{min}+Q_1+\sum \Psi_{oi}Q_i$$

$\Psi_{oi} = 0.6$ pour l’effet de la température.

Avec :

G_{max} : l’ensemble des actions permanentes défavorables.

G_{min} : l’ensemble des actions permanentes favorables.

Q1 : action variable de base.

Q i : action variable d'accompagnement.

c) Combinaisons de calcul : RPA99 version 2003

Les combinaisons de calcul à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations sont :

$$\begin{array}{l} \text{Situations durables} \\ \text{Situations accidentelles} \end{array} \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 1.35G+1.5Q \\ \text{ELS : } G+Q \\ G + Q \pm E. \\ G + Q \pm 1.2E. \\ 0.8G \pm E. \end{array} \right.$$

I.9 : Les matériaux :

I.9.1 : Béton : est un mélange de ciment, de sable, de granulat et d'eau et éventuellement des adjuvants.

Le ciment : pour la réalisation des ouvrages en béton armé, le ciment utilisé généralement est le CPA 325 (ciment portland artificiel).le dosage de ciment par mètre cube de béton est de 350kg.

I.9.1.1 : Caractéristiques mécanique du béton :

a) résistance à la compression f_{cj} : Cette résistance (f_{cj} en MPa) est obtenue par l'essai d'écrasement des éprouvettes cylindriques en béton normalisées (16*32) cm2 dans le laboratoire.

Dans le cas courant le béton est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression à 28 jours f_{c28}

- Pour des résistances $f_{c28} \leq 40$ MPa.

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \quad \text{si } j \leq 28j \\ f_{cj} = f_{c28} \quad \text{si } j > 28j \end{array} \right. \quad \text{CBA93 article A.2.1.1}$$

-Pour des résistances $f_{c28} > 40$ MPa.

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95} f_{c28} \quad \text{si } j \leq 28j \\ f_{cj} = 1.10 f_{c28} \quad \text{si } j > 28j \end{array} \right. \quad \text{CBA93 article A.2.1.1}$$

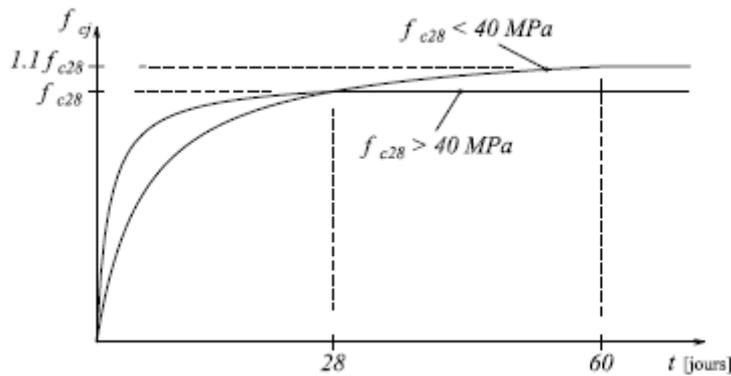


Figure I.1: Evaluation de la résistance f_{c_j} en fonction de l'âge du béton

Pour 1m^3 de béton courant dosé à 350kg de ciment portland artificiel (CPA325), la résistance moyenne f_{c28} comprise entre 22 et 25 MPa.

On prend $f_{c28} = 25\text{ MPa}$.

b) Résistance à la traction f_{t_j} : la résistance à la traction du béton à j jours, notée f_{t_j} , est donnée par :

$$\begin{cases} f_{t_j} = 0.6 + 0.06 f_{c_j} & \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \\ f_{t_j} = 0.275 f_{c_j} & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa} \end{cases} \quad \text{CBA93 (article A.2.1.1.2).}$$

Pour $j=28$ jours et $f_{c28} = 25\text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1\text{ MPa}$.

c) Contrainte ultime de cisaillement (de béton) : BAEL91 (article A.5.1.2)

$$\tau_{Adm} = \begin{cases} \min (0.2 f_{c_j} / \gamma_b ; 5\text{ MPa}) & \text{pour la fissuration peu nuisible.} \\ \min (0.15 f_{c_j} / \gamma_b ; 4\text{ MPa}) & \text{pour la fissuration préjudiciable.} \end{cases}$$

Dans notre cas on a $f_{c28} = 25\text{ MPa}$ donc :

$$\tau_{Adm} = \begin{cases} 3.33\text{ MPa} & \text{pour la fissuration peu nuisible.} \\ 2.5\text{ MPa} & \text{pour la fissuration préjudiciable.} \end{cases}$$

d) Module déformation longitudinale du béton : on distingue les modules de Young instantané E_{ij} et différé E_{Vj} . Le module instantané est utilisé pour les calculs sous chargement instantané dont la durée est inférieure à 24 heures, le module instantané est pris égal.

$$E_{ij} = 11000 * (f_{c_j})^{1/3} \quad \text{CBA93 (article A.2.1.2.1)}$$

e) Diagramme contraintes déformations :

Diagramme contraintes (σ_{bc})-déformations relatives (ε_{bc}):

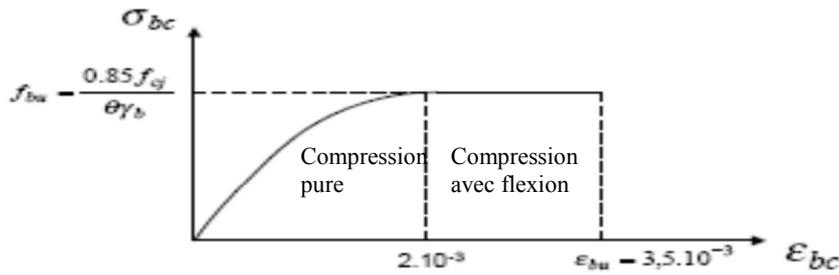


Figure II.2 : Diagramme contraintes déformations à L'ELU

$-f_{bu}$: est la valeur de calcul de la contrainte du béton

$$f_{bu} = \begin{cases} 0.25 * f_{bu} * 10^3 * \epsilon_{bc} * (4 * 10^3 * \epsilon_{bc}) & \text{si } 0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2.0/100 \\ 0.85 * f_{c28} / (\theta * \gamma_b) & \text{si } 2 \leq \epsilon_{bc} \leq 3.5/100 \end{cases}$$

-le coefficient θ dépend de la durée d'application des charges :

$$\theta = \begin{cases} 1.0 & \text{si durée} > 24h \\ 0.9 & \text{si } 1h > \text{durée} > 24h \\ 0.8 & \text{si } h < 1h \end{cases}$$

$-\gamma_b$ est le coefficient de sécurité :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 & (\text{cas courants}) \\ 1.15 & (\text{combinaisons accidentelles}) \end{cases}$$

I.9.2 : L'acier:

Leurs rôles c'est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent pas être repris par le béton, les armatures longitudinales des éléments structuraux doivent être de haute adhérence avec $f_e \leq 500$ MPA et l'allongement sous charges maximales doit être supérieur à cinq pour cent (5%) pour faire travailler au maximum l'acier.

I.9.2.1 : Résistance caractéristique de l'acier :

On définit la résistance caractéristique de l'acier comme étant sa limite d'élasticité : f_e

- **Contraintes limites σ_s :**

✓ **ELU**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \Rightarrow \gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{Cas général} \\ 1 & \text{Cas accidentel} \end{cases}$$

γ_s : est le coefficient de sécurité

✓ **ELS :**

BAEL91 (article A.4.5.3)

La valeur de σ_s est donnée en fonction de la fissuration :

Cas 1 : fissuration peu préjudiciable (FPP-intérieur) :

$$\sigma_s = f_e \text{ [MPa]}$$

Cas2 : fissuration préjudiciable (FP-extérieur) :

$$\sigma_s = \min (2/3 * f_e, \max (240, 110(\eta * f_{ij})^{1/2}) \text{ [MPa]}$$

f_{ij} : résistance à la traction du béton à l'âge de j jours.

Cas 3 : fissuration très préjudiciable (FP-milieux agressifs):

$$\sigma_s = \min (0.5 f_e ; 90(\eta * f_{ij})^{1/2}) \text{ [MPa].}$$

η : Coefficient de fissuration avec:

- $\eta=1$: pour les ronds lisses, treillis soudés.
- $\eta=1.6$: pour les hautes adhérences.

I.9.2.2 : Principales armatures utilisées :

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

	Aciers ronds lisses		Aciers à hautes adhérences		Treillis soudés à fils lisses	Treillis soudés à haute adhérence
désignation	FeE215	FeE235	FeE400	FeE500	TLE500	FeTE500
f_e [MPa]	215	235	400	500	500	500

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier $E_s = 200000 \text{ MPa}$.

I.9.2.3 : Diagramme des contraintes déformations pour les aciers :

Le diagramme se compose de deux parties : **CBA93 (article A.2.2.2)**

- Droite de Hook ($\sigma = E_e$) de pente $E=2*10^5$ MPA indépendante de la nuance.
- Droite horizontale limitée à 10%(déformation maximale).

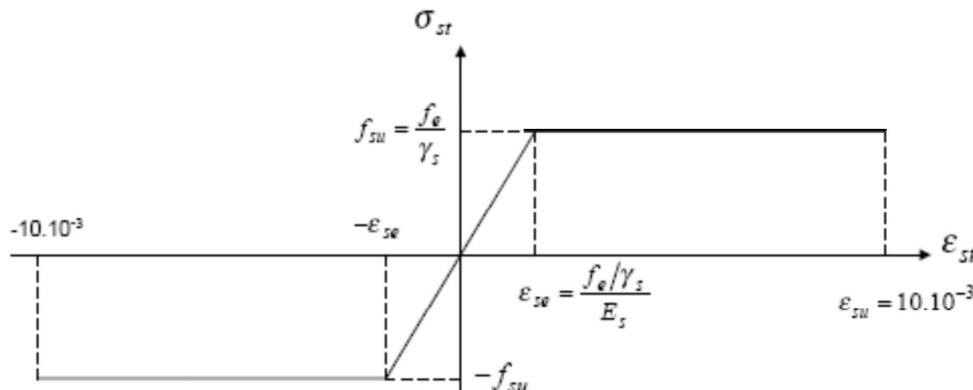


Figure I.3 : Diagramme des contraintes déformations pour les aciers.

La valeur de calcul de la limite d'élasticité garantie f_{su} est définie par :

$$\sigma_s = f_{su} = f_e / \gamma_s$$

- σ_s est la valeur de calcul de la contrainte de l'acier.

- γ_s est le coefficient de sécurité :

$$\gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{(cas courants).} \\ 1 & \text{(combinaisons accidentelles).} \end{cases}$$

I.9.3 : Matériaux a utiliser :

Tableau I.2 : Caractéristique mécanique des matériaux à utiliser

Matériaux	Caractéristique mécanique	Valeurs (MPa)
Béton	Résistance caractéristique (f_{c28})	25
	Contrainte limite à l'ELU : *situation durable	14,2
	*situation accidentelle	18,45
	Contrainte limite à l'ELS (σ_{bc})	15
	Module de déformation longitudinale instantanée E_{ij}	32164,19
	Module de déformation longitudinale différée E_{vj}	10721,39
Acier	Limite d'élasticité f_e	400
	Module d'élasticité	$2 \cdot 10^5$
	Contrainte de calcul à l'ELU : *situation accidentelle	400
	*situation courante	348
	Contrainte à l'ELS : *FPN	/
	*FP	240
	*FTP	176

II. Pré dimensionnement des éléments

II .1.Introduction :

Le but du pré dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du **RPA99V2003** et du **CBA93**. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérifications dans la phase du dimensionnement.

II .2. Pré dimensionnement des planchers :

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions et peuvent reposer sur 2,3 ou 4 appuis constitués par des poutres, poutrelles ou murs.

Dans une construction, le plancher est une structure horizontale qui supporte :

- Les surcharges d'exploitation (meublier, véhicule, personnes...).
- Les charges permanentes (cloisons, revêtements de sol, chauffage par le sol, dalle flottante...)
- Le plancher à corps creux est parmi les planchers les plus utilisés dans le domaine du bâtiment, il est composé de poutrelles, de l'hourdis et de dalle de compression.

L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance.

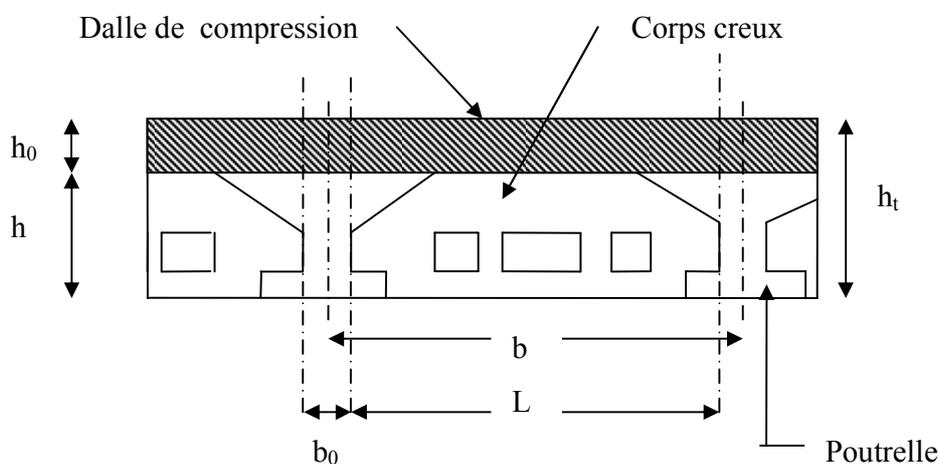


Figure II.1. : coupe transversal sur un plancher à corps creux

Avec :

$h_t = h + h_0$: hauteur totale du plancher.

h_0 : hauteur de la dalle de compression.

h : hauteur de l'hourdis (corps creux).

b_0 : largeur de la nervure.

b : distance entre axe des poutrelles.

La hauteur totale du plancher h_t est conditionnée par le :

II 2.1. critère de flèche :

$$h_t \geq \frac{L}{22.5} \quad (\text{CBA 93 art : 6.8.4.2.4})$$

Avec : L : distance maximal entre deux appuis de deux poutres (selon la disposition des poutrelles). $L_{\max} = 5.30 \text{ m}$

$$\Rightarrow h_t \geq \frac{530}{22.5} = 23.56 \text{ cm}$$

Donc on adoptera des planchers à corps creux :

$$h_t = 24 \text{ cm}$$

-Hauteur du corps creux : $h = 20 \text{ cm}$.

-Hauteur de la dalle de compression : $h_0 = 4 \text{ cm}$

II 2.2. Résistance au feu:

- $e = 7 \text{ cm}$ pour une heure de coupe-feu.
- $e = 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe-feu.
- $e = 17,5$ pour un coupe feu de quatre heures

On admet que : $e = 12 \text{ cm}$

II 2.3. Isolation phonique:

Selon les règles techniques [CBA93] en vigueur en Algérie l'épaisseur du plancher doit être Supérieure ou égale à 13cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

On limite donc notre épaisseur à: $e = 16 \text{ cm}$

Conclusion :

$$e = \max \{24; 16\} \text{ (cm)}$$

$$e = (20+4) \text{ cm} \rightarrow e = 24 \text{ cm}$$

II .3. Pré dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles sont des sections en T_e en béton armé servant à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales.

Les poutrelles sont considérées comme poutres continues semi encastrées elles seront calculées comme une poutre continue reposant sur plusieurs appuis.

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- **Critère de la petite portée** : Les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.
- **Critère de continuité** : Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement au sens du plus grand nombre d'appuis.

Dans notre cas les poutrelles sont disposées selon le premier critère.

b : Largeur de la table de compression.

h : Épaisseur du plancher = 20+4cm.

L_x : distance maximale entre deux appuis de deux poutrelles.

l_y : Distance maximale entre deux appuis de deux poutres principales.

$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,8) h \rightarrow b_0 = (10 \text{ à } 20\text{cm})$$

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

$$b_1 \leq \min (L_x/2, L_y/10) \quad \text{CBA93 (article A.4.1.3)}$$

$L_x = 65 - 10 = 55 \text{ cm}$: distance entre deux nervures Successives.

L_y : la distance maximale entre deux appuis des poutres secondaires

$$L_y = 500$$

$$b_1 \leq \min (55/2 ; 500/10)$$

$$b_1 \leq \min (27.5 ; 50)$$

$$b_1 = 27.5\text{cm}$$

$$b = 2b_1 + b_0$$

$$b = 5 \times 27.5 + 10 = 65$$

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

-Les poutrelles sont calculées en flexion simple, comme des poutres sur plusieurs appuis.

II .4.LES dalles pleines (balcon):

Une dalle pleine est un élément à contour généralement rectangulaire dont les appuis peuvent être continus (poutres, voiles ou murs maçonnés) ou ponctuels (poteaux).

Son pré dimensionnement se fait en se basant sur les critères suivants :

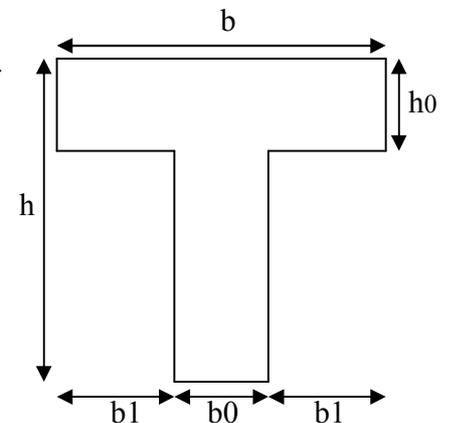


Figure II.2. : Schéma d'une poutrelle

Panneau sur 01 appuis :

➤ $e \geq \frac{L_x}{20}$ Pour une dalle sur un seul appui.

Donc : $e \geq \frac{150}{20} = 7.5cm$

Donc c'est la condition de coupe feu qui est la plus défavorable : $e \geq 11cm$

On prend : $e = 12 cm$

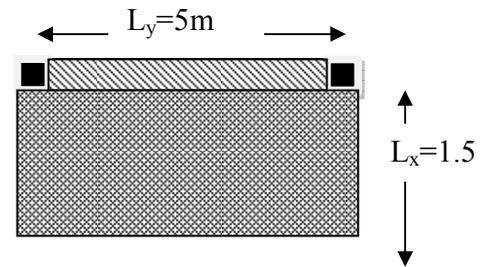


Figure II.3. : balcon

II .5. LES POUTRES :

II .5.1. LES POUTRES PRINCIPALES :

Selon le BAEL91 le pré dimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition

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

Avec : -h : hauteur de la poutre

-L_{max} : distance maximale entre nus d'appuis (L_{max} = 5.3 m).

d'où :

$\frac{530}{15} \leq h \leq \frac{530}{10} \Rightarrow 35.33cm \leq h \leq 53cm$

On prend : $h = 50cm$

$b = (0.2 ; 0.5) h = (10 ; 25)$ on preened $b = 30$

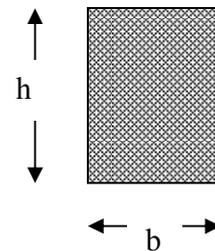


Figure II.4. : Coupe transversale d'une

Donc soit : $\begin{cases} h = 50cm \\ b = 30cm \end{cases}$

Maintenant on vérifie les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du RPA99/2003 (article 7.5.1) qui sont les suivantes :

- $b \geq 20cm$ Condition vérifiée
- $h \geq 30cm$ Condition vérifiée
- $\frac{h}{b} = \frac{50}{30} = 1.25 < 4$ Condition vérifiée

II .5.2. LES POUTRES SECONDAIRES

$$L = 5m$$

$$\frac{500}{15} \leq h \leq \frac{500}{10} \Rightarrow 33.33cm \leq h \leq 50cm$$

$$\text{Soit : } \begin{cases} h = 40cm \\ b = 30cm \end{cases}$$

Maintenant on vérifie les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du RPA99/2003 (article 7.5.1) qui sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} - b \geq 20cm \quad \text{Condition vérifiée} \\ - h \geq 30cm \quad \text{Condition vérifiée} \\ - \frac{h}{b} = \frac{50}{30} = 1.25 < 4 \quad \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

II .6. LES VOILES :

II 6.1. DEFINITION :

Le pré dimensionnement des murs en béton armé est justifié par l'article 7.7.1 du RPA99/version 2003. Ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part à reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

- $a \geq \frac{h_e}{20} \rightarrow$ pour les voiles simples.

- h_e : hauteur libre d'étage

$$h_e = 306 - 50 = 256 cm .$$

$$a \geq \frac{256}{20} = 12.8cm$$

L'article 7.7.1 RPA99/version 2003 exige une épaisseur minimale de 15cm

Donc : $a = 15 cm$

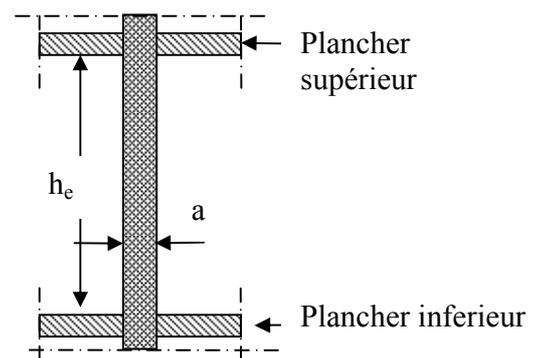


Figure II.5. : coupe verticale d'un voile

II .7. Pré dimensionnement de l’acrotère

L’acrotère est un élément placé à la périphérie du plancher terrasse
 Cet élément est réalisé en béton armé, son rôle est la protection contre les infiltrations des eaux pluviales, Il sert à l’accrochage des matériaux de travaux de l’entretien des bâtiments.
 L’acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher et soumise à son poids propre et une force horizontale

$$S = 1 \times 0.1 + (0.1+0.07) \times 0.1/2$$

$$S = 0.1085 \text{ m}^2$$

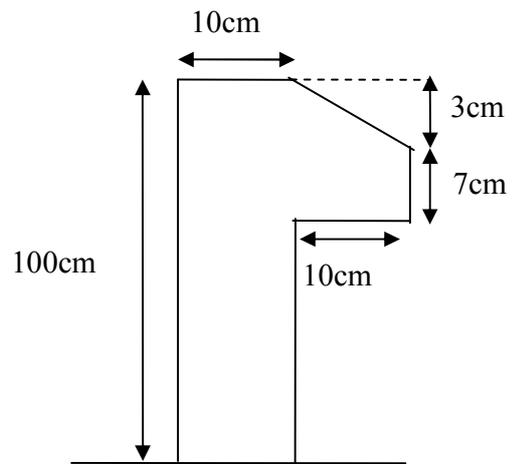


Figure II.6 : Dimension de l’acrotère

II 8. Les escaliers :

Les escaliers sont des éléments composés d’une succession de marches permettant le passage d’un niveau à un autre, elles seront en béton armé, métallique ou en bois, dans notre cas elles sont réalisées en béton coulé sur place. Les différents éléments constituant un escalier sont :

- (1) : e (Epaisseur du palier de repos)
 - (2) : L_0 (Longueur totale d’escalier)
 - (3) : g (Giron)
 - (4) : h (Hauteur de la contre marche)
 - (5) : H_0 (Hauteur de la volée)
 - (6) : α (Inclinaison de la pailasse)
 - (7) : (Emmarchement)
- H : Hauteur d’étage

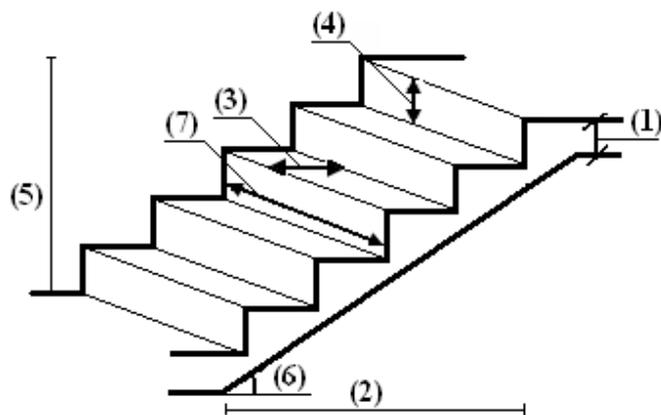


Figure II.7 : Schéma de l’escalier

II .8.1. TYPES D'ESCALIERS : _escaliers droits à trois volées au niveau de la cage d'ascenseur (fig2.13).

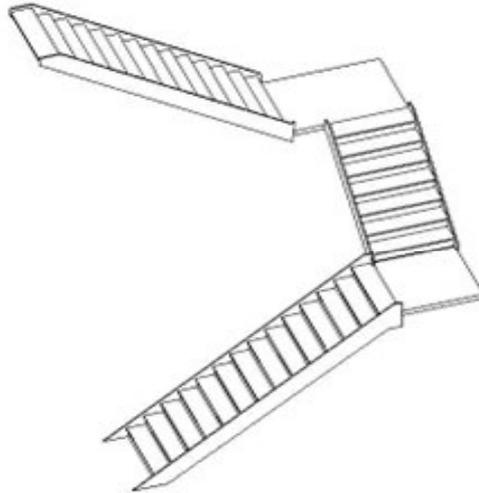
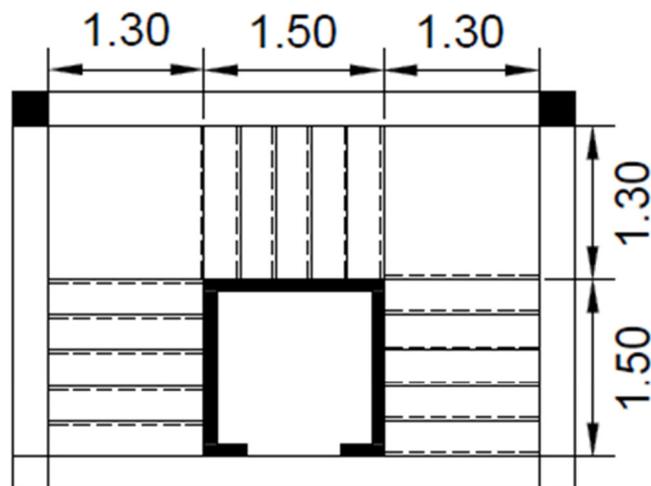


Figure II.8 : escalier a trois volées

II .8.2. DIMENSIONNEMENT :



Les escaliers droits à trois volées

Pour qu'un escalier garantie sa fonction dans les meilleures conditions de confort, on doit vérifier les conditions suivantes :

- la hauteur des contremarches : $14 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm}$; On prends : $h = 17 \text{ cm}$
- la marches : $25 \text{ m} \leq g \leq 32 \text{ cm}$. ; on prends $g = 30 \text{ cm}$
- La formule empirique de BLONDEL: $65 \leq 2h + g \leq 55 \text{ cm}$

$$65 \leq 2h + g = 2 \times 17 + 30 = 64 \leq 55 \quad \text{cv}$$

n : le nombre de contremarches sur les étage : $n = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18$

On à : 1ere volée = 2 eme volée = 3 eme volée $\Rightarrow \frac{n}{3} = \frac{18}{3} = 6$

Donc on à 6 contremarches sur 1 seul volée

H_0 (Hauteur de la volée) = $6 \times 17 = 102 \text{ cm}$

Nombre de marche = 6 – 1 = 5

- La 2^{eme} volée :

Elle s'appui sur 3 appuis (2 poutres palières et le voile de la cage d'ascenseur).

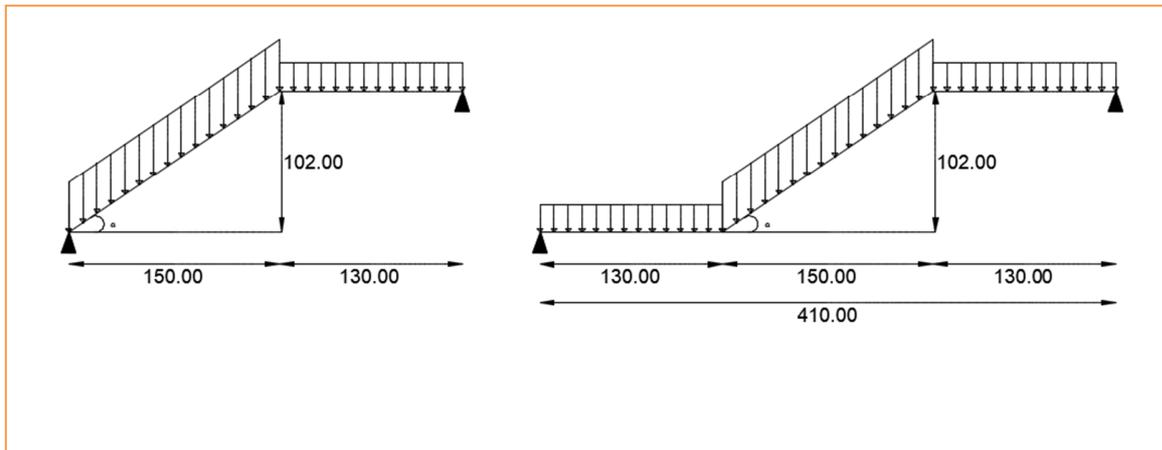


Figure II.9 : schéma statique de la 1^{ere} et 2^{eme} volées d'escalier

$$\alpha = \tan^{-1} \frac{1.02}{1.5} = 34.22$$

$l_0 = 4.10m$

• **épaisseur de la pailasse :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{l_0}{30} \leq e \leq \frac{l_0}{20} \Rightarrow \frac{410}{30} \leq e \leq \frac{410}{20} \Rightarrow 13.66m \leq e \leq 20.5cm \\ e \geq 11cm \quad : \text{pour deux heures de coupe feu.} \end{array} \right.$$

On prend : $e = 15 \text{ cm}$.

II. 9. Les poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU, il ressort ainsi que la vérification vis-à-vis du flambement sera la plus déterminante.

Les dimensions de la section transversale des poteaux selon RBA [Artic17.4.1] doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone IIa :

$$\begin{cases} \min(b_1; h_1) \geq 25\text{cm} \\ \min(b_1; h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ 0,25 < \frac{b_1}{h_1} < 4 \end{cases}$$

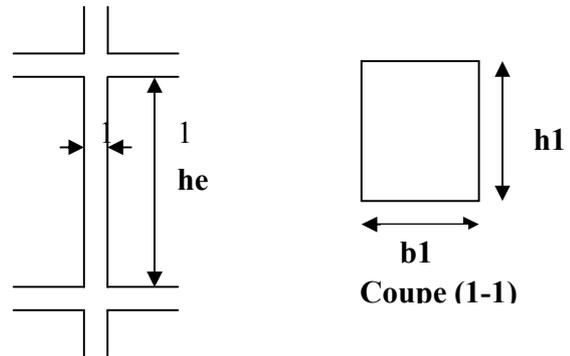


Figure .II.10. : Hauteur libre d'étage.

Tel que :

h_e : Hauteur libre d'étage, elle est égale à : $h_e=2.56\text{cm}$

On adopte préalablement la section des poteaux comme suit :

- RDC, étages 1,2 : $50 \times 50 \text{ cm}^2$
- Etage 3, 4,5 : $45 \times 45 \text{ cm}^2$
- Etage 6, 7 : $40 \times 40 \text{ cm}^2$
- Etage 8,9 : $35 \times 35 \text{ cm}^2$

III. Evaluation des charges et surcharges

III.1.Introduction :

L'évaluation des charges et surcharges consiste à calculer successivement pour chaque élément Porteur de la structure, la charge qui lui revient à chaque plancher et ce jusqu'à la fondation.

Les différents charges et surcharges existantes sont :

- Les charges permanentes (G).
- Les surcharges d'exploitation (Q).

III.2.Plancher terrasse inaccessible :

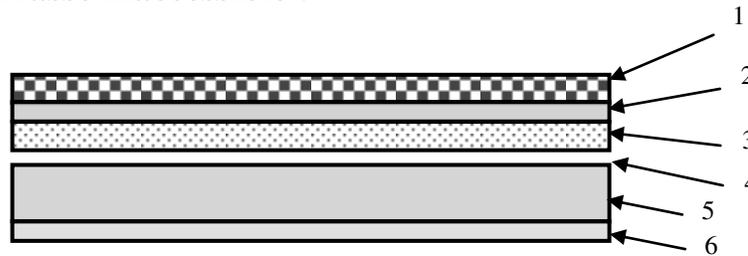


Figure III.1.: coupe de plancher étage inaccessible

N°	Description	Epaisseur "e" (m)	Poids "G" (KN/m ²)
1	Gravillon de protection par cm d'épaisseur 0.2 kn/m ²	0.04	0.80
2	Étanchéité multicouche épaisseur 2 cm	0.02	0.12
3	Isolation thermique (liège) 4 kn/m ³	0.04	0.16
4	Béton Forme de pente 22 kn/m ³	0.10	2.20
5	Planche à corps creux (20+4)	0.24	3.30
6	Enduit de plâtre 0.10 kn/m ²	0.02	0.2
			Σ = 6.78

Tableau III.1: Evaluation des Charge permanente dans plancher terrasse inaccessible.

- La charge permanente totale : G = 6.78 KN/m².
- La charge exploitation à Q = 1.00 KN/m²DTR B.C.2.2.

III.3.plancher étage courant et RDC

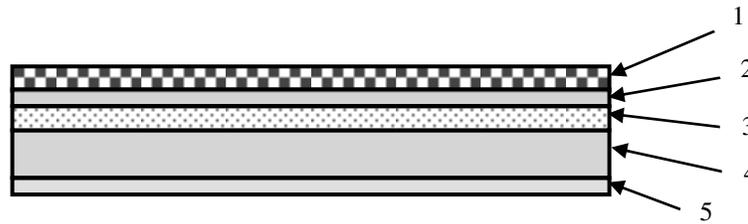


Figure III.2. : coup de plancher étage courant et RDC.

N°	Description	Epaisseur "e" (m)	Poids "G" (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage par cm 0.20 kn/m ²	0.02	0.40
2	Mortier de pose 0.18 kn/m ²	0.02	0.36
3	Lit de sable 17 kn/m ²	0.02	0.34
4	Planche a corps creux (20+4)	0.24	3.30
5	Enduit de plâtre 0.10 kn/m ²	0.02	0.2
6	Cloisons de séparation	0.10	0.9
7	2 couche enduit de plâtre 0.10 kn/m ²	0.015	0.3
			Σ = 5.8

Tableau .III. 2 : Evaluation des Charge permanente dans plancher d'étage courant

- La charge permanente totale est estimée à : $G = 5.8 \text{ KN/m}^2$.
- La charge exploitation Plancher à usage habitations $\Rightarrow Q = 1.50 \text{ KN/m}^2 \dots \text{DTR B.C.2.2}$

III.4.Dalles pleine (Balcon) :

N°	Description	Epaisseur "e" (m)	Poids "G" (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage par cm 0.20 kn/m ²	0.02	0.40
2	Mortier de pose 0.18 kn/m ²	0.02	0.36
3	Lit de sable 17 kn/m ²	0.02	0.34
4	Dalle pleines 25 kn/m ²	0.12	3
5	Enduit de plâtre par cm 0.10 kn/m ²	0.015	0.15
			$\Sigma = 4.25$

Tableau .III. 3: Evaluation des Charge permanente dans les balcons

- La charge permanente totale : $G = 4.25 \text{ KN/m}^2$.
- La charge exploitation des balcon $\Rightarrow Q = 3.5 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \text{DTR B.C.2.2}$

III.5.Les Murs extérieur :

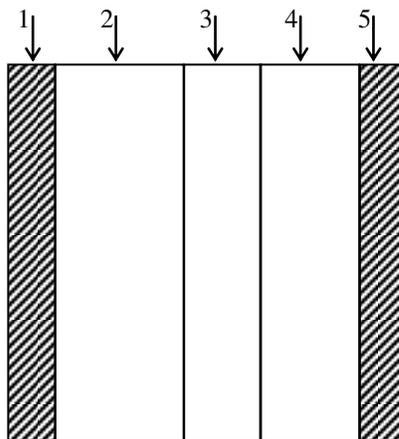


Figure III.3 : Mur extérieur

N° des parois	Description	Epaisseur "e" (m)	Poids "G" (KN/m ²)
1	Enduit ciment extérieur par cm 0.18 kn/m ²	0.015	0.27
2	Brique creuse de 15 cm	0.15	1.3
3	Lame d'air	5	/
4	Brique creuse de 10cm	10	0.90
5	Enduit plâtre intérieur par cm 0.10 kn/m ²	1.5	0.15
			Σ = 2.62

Tableau .III.4: Evaluation des Charge permanente dans les murs extérieurs.

➤ La charge totale : $G = 2.62 \text{ KN/m}^2$.

III.6.Acrotère :

G1 : poids de L'acrotère par mètre linéaire

G2 : poids de mortier de crépissage par mètre linéaire

$G_1 = 0.0685 \times 2500 \times 1 = 171.25 \text{ da N/ml}$

$G_2 = 1 \times (0.01 \times 0.6) \cdot 2000 = 12 \text{ da N/ml}$

Le poids propre $G = G_1 + G_2 = 171.25 + 12 = 183.25 \text{ da N/ml}$

III.7.Les escaliers :

III.7.1.Evaluation des charges et sur charges du paillasse :

Désignation des éléments	e (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage horizontal par cm 0.20 kn/m ²	0.02	0.40
Mortier de pose par cm 0.18 kn/m ²	0.020	0.36
Dalle pleine 25 kn/m ³	0.15/cos 34. 22	4.54
Enduit de plâtre par cm 0.10 kn/m ²	0.015/cos 34. 22	0.18
Marche 22 kn/m ³	0.17/2	1.84
		7.32

Tableau.III.5: Evaluation des charges sur la volée.

$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

$G = 7.32 \text{ KN/m}^2$

III.7.2. Evaluation des charges sur le palier :

Désignation des éléments	e (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage par cm 0.2 kn/m ²	0.02	0.40
Mortier de pose par cm 0.18 kn/m ²	0.02	0.36
Lit de sable 17 kn/m ²	0.02	0.34
Dalle pleine 25 kn/m ³	0.15	3.75
Enduit de plâtre par cm 0.10 kn/m ²	0.015	0.15
		5

Tableau III. 6 : Evaluation des charges sur le palier.

$G = 5 \text{ KN/m}^2$

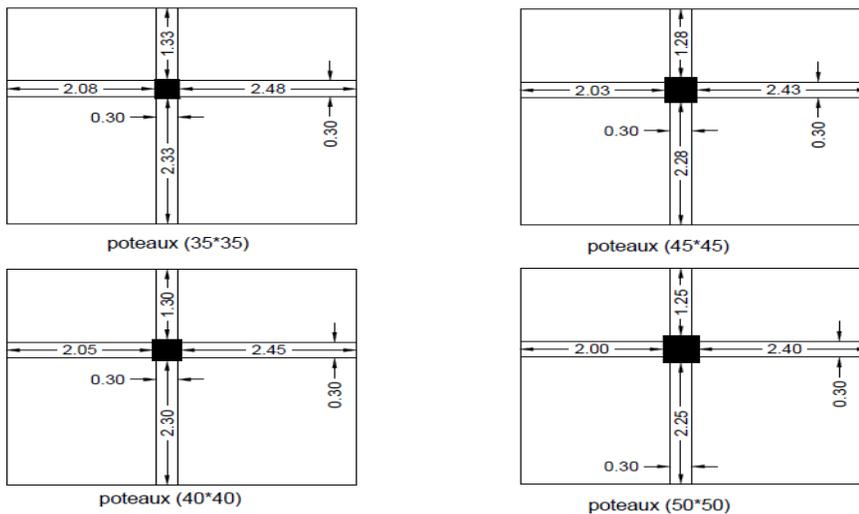
$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

III.8. Descente de charge:

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa transmission au sol, on effectuera la descente de charges pour le poteau le plus sollicité et qui a souvent la plus grande surface afférente.

Poteau 4-B :

III.8.1. La surface afférente Les charges et surcharges :



➤ Pour poteaux (35×35)

$$S_G = (2.08 + 2.48) \times (1.33 + 2.33) = 16.69m^2$$

$$S_{Q_0} = (2.08 + 2.48 + 0.30) \times (1.33 + 2.33 + 0.30) = 19.25m^2$$

$$S_Q = S_{Q_0} - S_P = 19.25 - (0.35 \times 0.35) = 19.13m^2$$

$$G_T = 6.78 \times 16.69 = 113.16kn$$

$$Q_T = 1 \times 19.25 = 19.25kn$$

$$G_E = 5.8 \times 16.69 = 96.80kn$$

$$Q_E = 1.5 \times 19.13 = 28.70kn$$

$$G_{poteau} = 0.35 \times 0.35 \times (3.06 - 0.50) \times 25 = 7.84kn$$

➤ Pour poteaux (40×40)

$$S_G = (2.05 + 2.45) \times (1.30 + 2.30) = 16.2m^2$$

$$S_Q = (2.05 + 2.45 + 0.30) \times (1.30 + 2.30 + 0.30) - (0.40 \times 0.40) = 18.56m^2$$

$$G_E = 5.8 \times 16.2 = 93.96kn$$

$$Q_E = 1.5 \times 18.56 = 27.84kn$$

$$G_{poteau} = 0.40 \times 0.40 \times (3.06 - 0.50) \times 25 = 10.24kn$$

➤ Pour poteaux (45×45)

$$S_G = (2.03 + 2.43) \times (1.28 + 2.28) = 15.88m^2$$

$$S_Q = (2.03 + 2.43 + 0.30) \times (1.28 + 2.28 + 0.30) - (0.45 \times 0.45) = 18.17m^2$$

$$G_E = 5.8 \times 15.88 = 92.104kn$$

$$Q_E = 1.5 \times 18.17 = 27.26kn$$

$$G_{poteau} = 0.45 \times 0.45 \times (3.06 - 0.50) \times 25 = 12.96kn$$

➤ Pour poteaux (50×50)

$$S_G = (2 + 2.40) \times (1.25 + 2.25) = 15.4m^2$$

$$S_Q = (2 + 2.40 + 0.30) \times (1.25 + 2.25 + 0.30) - (0.50 \times 0.50) = 17.6m^2$$

$$G_E = 5.8 \times 15.4 = 89.32kn$$

$$Q_E = 1.5 \times 17.6 = 26.4 \text{ kn}$$

$$G_{\text{poteau}} = 0.50 \times 0.50 \times (3.06 - 0.50) \times 25 = 16 \text{ kn}$$

➤ **Les poutres**

$$G_{pp} = 0.3 \times 0.5 \times 4.9 \times 25 = 18.38 \text{ kn}$$

$$G_{PS} = 0.3 \times 0.4 \times 3.7 \times 25 = 11.1 \text{ kn}$$

$$G_{\text{Poutre}} = 18.38 + 11.1 = 29.84 \text{ kn}$$

III.8.2. La loi de dégression : DTR B.C.2.2 page 16

Donc la loi de dégression sera comme suit :

$$N_1 : Q_0 = 19.25 \text{ KN}$$

$$N_2 : Q_1 = 19.25 + 28.7 = 47.95 \text{ KN}$$

$$N_3 : Q_2 = Q_1 + 0.9 \times 27.84 = 73.006 \text{ KN}$$

$$N_4 : Q_3 = Q_2 + 0.8 \times 27.84 = 95.278 \text{ KN}$$

$$N_5 : Q_4 = Q_3 + 0.7 \times 27.26 = 114.36 \text{ KN}$$

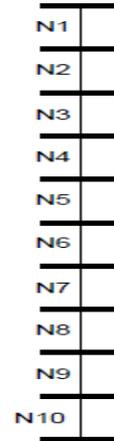
$$N_6 : Q_5 = Q_4 + 0.6 \times 27.26 = 130.716 \text{ KN}$$

$$N_7 : Q_6 = Q_5 + 0.5 \times 27.26 = 144.346 \text{ KN}$$

$$N_8 : Q_7 = Q_6 + 0.5 \times 26.4 = 157.546 \text{ KN}$$

$$N_9 : Q_8 = Q_7 + 0.5 \times 26.4 = 170.746 \text{ KN}$$

$$N_{10} : Q_9 = Q_8 + 0.5 \times 26.4 = 183.946 \text{ KN}$$



Les résultats de la descente des charges pour le poteau **4-B** sont représentés dans le tableau suivant :

Niveaux	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N1	Plancher terrasse	113.16	19.25
	Poutres	29.84	
	poteaux	7.84	
	Total	150.84	
N2	N1	150.84	47.95
	Plancher étage courant	96.80	

	Poutres	29.84	
	Poteaux	7.84	
	Total	285.32	
N3	N2	285.32	73.006
	Plancher étage courant	93.96	
	Poutres	29.84	
	Poteaux	10.24	
	Total	419.36	
N4	N3	419.36	95.278
	Plancher étage courant	93.96	
	Poutres	29.84	
	Poteaux	10.24	
	Total	553.4	
N5	N4	553.4	114.36
	Plancher étage courant	92.104	
	Poutres	29.84	
	Poteaux	12.96	
	Total	688.30	
N6	N5	688.30	130.716
	Plancher étage courant	92.104	
	Poutres	29.84	
	Poteaux	12.96	
	Total	823.20	
N7	N6	823.20	144.346
	Plancher étage courant	92.104	
	Poutres	29.84	
	Poteaux	12.96	
	Total	958.10	
N8	N7	958.10	157.546
	Plancher étage courant	89.32	

	Poutres	29.84	
	Poteaux	16	
	Total	1093.26	
N9	N8	1093.26	170.746
	Plancher étage courant	89.32	
	Poutres	29.84	
	Poteaux	16	
	Total	1228.42	
N10	N9	1228.42	183.946
	Plancher étage R.D.C	89.32	
	Poutres	29.84	
	Poteaux	16	
	Total	1363.58	
	Total	1363.58	183.946

Tableau III.7. Descente de charge du poteau 4-b.

Selon le CBA93 (article B.8.1.1) et BAEL 91 (article B.8.1.1) on doit majorer l'effort normal de compression ultime N_u De 10%.

Tel que : $N_u = 1.1 \times (1.35 \times G + 1.5 \times Q)$

III.9.Vérification

III.9.1 Vérification du critère de résistance (Bael) :

$$\frac{N_u}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{tel que} \quad : \quad \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

(B) la section du poteau

- vérifier la condition suivante : $B \geq \frac{N_u}{0.6 \times f_{c28}}$

Niveau	Nu (kN)	B (m ²)	Nu/B(MPa)	Critère $\frac{Nu}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc}=14.2$	$B \geq \frac{N_u}{0.6 \times f_{c28}}$
Etage 9,8	502.82	0.1225	4.10	vérifié	vérifié
Etage 7,6	979	0.16	6.12	vérifié	vérifié
Etage 5,4,3	1660.95	0.2025	8.20	vérifié	vérifié
Etage 2,1 RDC	2328.43	0.25	9.31	vérifié	vérifié

Tableau III.8. Vérification du critère de résistance

III.9.2. Vérification au flambement :

D’après le (CBA 93), on doit faire vérification suivante :

$$N_u \leq \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

CBA 93 (Article B.8.2.1)

B_r : Section réduite du béton.

A_s : Section des armatures.

γ_b : coefficient de sécurité de béton . = 1.5

γ_s : coefficient de sécurité des aciers = 1.15

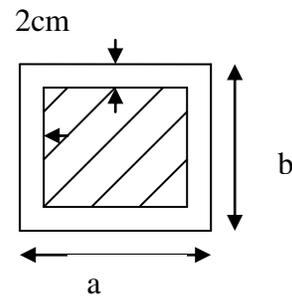
α : Coefficient en fonction de l’élancement λ .

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \rightarrow 0 < \lambda \leq 50. \\ 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \rightarrow 50 < \lambda \leq 70. \end{cases}$$

On calcule l’élancement $\lambda = \frac{l_f}{i}$.

l_f : Longueur de flambement.

l_0 : Longueur du poteau.



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

I : Moment d'inertie : $I = \frac{b_1 \times h_1^3}{12}$

$l_f = 0.7 \times l_0$

$f_e = 400 \text{ mpa}$

D'après le BAEL91 on doit vérifier que :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_s} + \frac{f_e}{200 \times \gamma_s} \right]}$$

Poteau (cm)	B (m ²)	B_r (m ²)	l_0 (m)	l_f (m)	I (m ⁴)	i	λ	α
35×35	0.1225	0.109	3.06	2.142	1.25×10^{-3}	0.1	21.42	0.79
40×40	0.16	0.144	3.06	2.142	2.13×10^{-3}	0.12	17.85	0.81
45×45	0.2025	0.185	3.06	2.142	3.42×10^{-3}	0.13	16.34	0.814
50×50	0.25	0.23	3.06	2.142	5.21×10^{-3}	0.14	15.17	0.82

poteau	N_u	B_r (m ²)	$\frac{N_u}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_s} + \frac{f_e}{200 \times \gamma_s} \right]}$	$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_s} + \frac{f_e}{200 \times \gamma_s} \right]}$
35×35	502.82	0.109	0.025	vérifié
40×40	979	0.144	0.047	vérifié
45×45	1660.95	0.185	0.079	vérifié
50×50	2328.43	0.23	0.11	vérifié

Tableau III.9 : Vérification au flambement des poteaux

III.9.3. vérification de l'effort normal réduit :

Selon le RPA99 /2003(Art 7.4.3.1), l'effort normale de compression de calcul est limité par la condition suivante:

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

N_d : effort normale dans le poteau non majore .

B_c : section brute du beton.

$$N_d = N_G + N_Q$$

POTEAU	N_d (kn)	B (m ²)	v	$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$
35×35	333.27	0.1225	0.11	vérifié
40×40	648.68	0.16	0.16	vérifié
45×45	1102.45	0.2025	0.22	vérifié
50×50	1547.53	0.25	0.25	vérifié

Tableau III.10 : vérification de l'effort normal réduit

IV. Etude des éléments secondaires

IV.1. Etude des poutrelles

IV.1.1. Différents types des poutrelles

Dans le cas de notre projet on a deux types de poutrelles:

Type 1 :

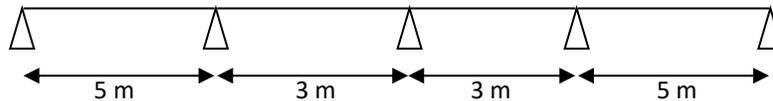


Figure IV.1 : Schéma du 1^{er} type de poutrelle

Type 2 :

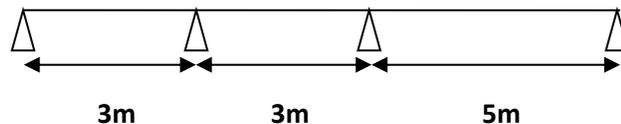


Figure IV.2 : Schéma du 2^{ème} type de poutrelles

plancher terrasse inaccessible:

- $G = 6.52 \text{ KN/m}^2$.
- $Q = 1.00 \text{ KN/m}^2$

Plancher d'étage courant

- $G = 5.8 \text{ KN/m}^2$.
- $Q = 1.50 \text{ KN/m}^2$

IV.1.2. Méthode de calcul

Les poutrelles sont calculées en section en T comme des poutres continues soumise à la flexion simple sous la charge Q . Pour le ferrailage, il faut calculer les sollicitations internes le moment et l'effort tranchant (M, V). pour les éléments (poutre continue) on utilise :

- la méthode forfaitaire
- la méthode de Caquot

IV.1.2.1 méthode forfaitaire : (Art. B 6.2.2.1.0) [4]

Elle est applicable si les conditions suivantes sont vérifiées :

-Plancher à surcharge modérée, $Q \leq (2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$.

- Le rapport des portées successives est compris entre 0.8 et 1.25.
- Les moments d'inertie sont les même dans tous les travées.
- La fissuration est peu nuisible.

IV.1.2.1.1. Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

➤ Plancher à surcharge modérée : $Q \leq \min(2 \times G; 5) KN / m^2$.

❖ Plancher terrasse inaccessible :

$$G = 6.52 KN / m^2$$

$$Q = 1.00 KN / m^2 \Rightarrow 1.00 \leq \min(2 \times 6.52; 5) KN / m^2 \quad \text{Vérifiée.}$$

❖ Plancher étage courant :

$$G = 5.8 KN / m^2$$

$$Q = 1.5 KN / m^2 \Rightarrow 1.5 \leq \min(2 \times 5.8; 5) KN / m^2 \quad \text{Vérifiée.}$$

➤ Le rapport $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$

$$\text{Type 1 : } \frac{5}{3} = 1.66 \quad \text{conditions non}$$

Vérifiée.

Donc : méthode forfaitaire n'est pas applicable

IV.1.2.2. La méthode de Caquot :

On ne tient compte que des charges sur les travées encadrant l'appui considéré.

➤ **Moment en appui :**

$$M_2 = \frac{q_g \times l_g^3 + q_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g + l_d)}$$

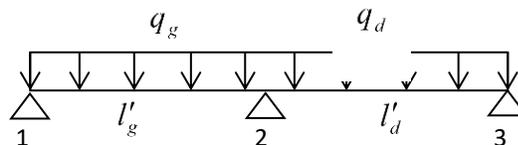


Figure IV.3 : Schéma statique d'une poutrelle

M_2 : Moment à l'appui 2.

l'_g et l'_d : Longueurs fictives à gauche et à droite respectivement.

q_g et q_d : Charges uniformes à gauche et à droite respectivement.

Avec : $l' = 0.8 \times l$ Pour une travée intermédiaire.

$l' = l$ Pour une travée de rive.

➤ **Moment en travée**

$$M_t = M_0 + \frac{M_g + M_d}{2}$$

Avec M_g, M_d : Moment à gauche et à droite pris avec leurs signes.

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} : \text{Moment isostatique.}$$

➤ **Effort tranchant :**

$$V_g = \frac{M_g + M_d}{l} - \frac{q \times l}{2}$$

$$V_d = V_g + q \times l$$

Dans le cas de notre projet on a :

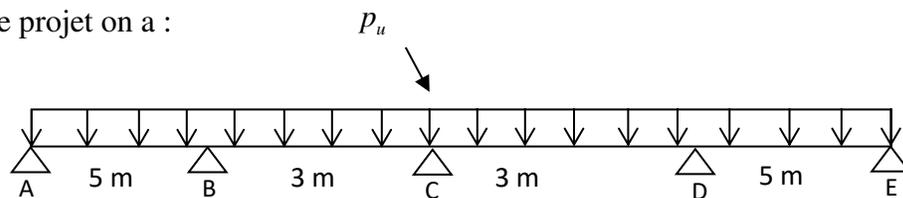


Figure IV.4 : Schéma statique de la poutrelle type

IV.1.3. Calcul des moments et les efforts tranchant des poutrelles

IV.1.3.1. Calcul des sollicitations :

à L'ELU : $q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$ et $p_u = 0.65 \times q_u$

à L'ELS : $q_s = G + Q$ et $p_s = 0.65 \times q_s$

Designation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			q _u (KN/m ²)	P _u (KN/ml)	q _s (KN/m ²)	P _s (KN/ml)
Terrasse inaccessible	6.78	1.0	10.65	6.92	7.78	5.06
Etages courants	5.8	1.5	10.08	6.55	7.3	4.75

Tableau IV.1 : Charges et surcharges d'exploitation

Type	Travée	L (m)	L' (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _{appui} (KN.m)	M _{travée} (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
1	A-B	5	5	6.92	21.63	A= 0	29.27	-14.25	20.35
						B=15.27			
	B-C	3	2.4	6.92	7.79	B=15.27	17.77	-3.73	17.03
						C=4.69			
	C-D	3	2.4	6.92	7.79	C=4.69	17.77	-3.73	17.03
						D=15.27			
	D-E	5	5	6.92	21.63	D=15.27	29.27	-14.25	20.35
						E= 0			
2	A-B	3	3	6.92	7.79	A= 0	10.87	-8.33	12.43
						B= 6.15			
	B-C	3	2.4	6.92	7.79	B= 6.15	18.5	-3.24	17.52
						C= 15.27			
	C-D	5	5	6.92	21.63	C= 15.27	29.27	-14.25	20.35
						D= 0			

Tableau IV.2. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible

Type	Travée	L (m)	L' (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _{appui} (KN.m)	M _{travée} (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
1	A-B	5	5	5.06	15.81	A=0	21.40	-10.42	14.88
						B=11.17			
	B-C	3	2.4	5.06	5.69	B=11.17	12.99	-2.72	12.46
						C=3.43			
	C-D	3	2.4	5.06	5.69	C=3.43	12.99	-2.72	12.46
						D=11.17			
	D-E	5	5	5.06	15.81	D=11.17	21.40	-10.42	14.88
						E=0			
2	A-B	3	3	5.06	5.69	A=0	7.94	-6.09	9.09
						B=4.5			
	B-C	3	2.4	5.06	5.69	B=4.5	13.53	-2.37	12.81
						C=11.17			
	C-D	5	5	5.06	15.81	C=11.17	21.40	-10.42	14.88
						D=0			

Tableau IV.3. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible

Type	Travée	L (m)	L' (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _{appui} (KN.m)	M _{travée} (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
1	A-B	5	5	6.55	20.47	A= 0	27.7	-13.48	19.27
						B=14.46			
	B-C	3	2.4	6.55	7.37	B=14.46	16.82	-3.53	16.13
						C= 4.44			
	C-D	3	2.4	6.55	7.37	C= 4.44	16.82	-3.53	16.13
						D=14.46			
	D-E	5	5	6.55	20.47	D=14.46	27.7	-13.48	19.27
						E= 0			
2	A-B	3	3	6.55	7.37	A= 0	10.29	-7.88	11.77
						B= 5.83			
	B-C	3	2.4	6.55	7.37	B= 5.83	17.52	-3.06	16.59
						C= 14.46			
	C-D	5	5	6.55	20.47	C= 14.46	27.7	-13.48	19.27
						D= 0			

Tableau IV.4. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher d'étage

Type	Travée	L (m)	L' (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _{appui} (KN.m)	M _{travée} (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
1	A-B	5	5	4.75	14.84	A= 0	20.08	-9.78	13.97
						B=10.48			
	B-C	3	2.4	4.75	5.34	B=10.48	12.19	-2.56	11.69
						C= 3.22			
	C-D	3	2.4	4.75	5.34	C= 3.22	12.19	-2.56	11.69
						D=10.48			
	D-E	5	5	4.75	14.84	D=10.48	20.08	-9.78	13.97
						E= 0			
2	A-B	3	3	4.75	5.34	A= 0	10.29	-5.72	8.53
						B= 4.22			
	B-C	3	2.4	4.75	5.34	B= 4.22	12.69	-2.23	12.02
						C= 10.48			
	C-D	5	5	4.75	14.84	C= 10.48	20.08	-9.78	13.97
						D= 0			

Tableau IV.5 : Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher d'étage

IV.1.4. Ferrailage des poutrelles

IV.1.4. 1. Tableau récapitulatif :

M_a^{rive} : le CBA93 exige une quantité d'acier équilibrant un moment égale à $0.15M_0$

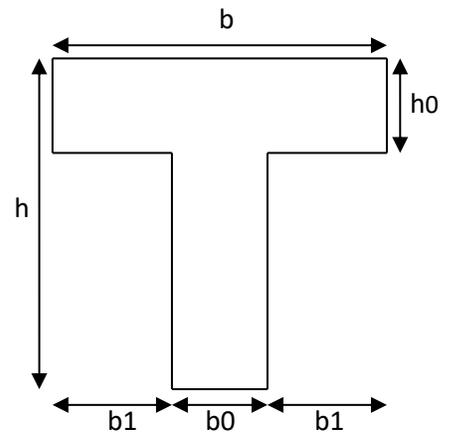
Types de planchers	ELU				ELS			
	M_a^{int} (KN.m)	M_a^{rive} (KN.m)	M_{trav}^{max} (KN.m)	V^{max} (KN)	M_a^{int} (KN.m)	M_a^{rive} (KN.m)	M_{trav}^{max} (KN.m)	V^{max} (KN)
Plancher terrasse Inaccessible	15.27	3.24	29.27	20.35	11.17	2.37	21.40	14.88
Plancher d'étage	14.46	3.07	27.7	19.27	10.48	2.23	20.08	13.97

Tableau IV.6 : Récapitulation des moments et efforts tranchants maximaux.

IV.1.4. 2 : plancher terrasse inaccessible

$M_t=29.27KN.m$; $M_a= 15.27KN.m$; $V=20.35KN$

$h= 24cm$; $h_0 =4cm$; $b=65cm$; $b_0=10cm$; FPN; $d= 22cm$



IV.1.4.2.1 Calcul à l'ELU

❖ En travée intermédiaire

Calcul de moment équilibré par la table de compression : M_{tu}

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

Si $M_u \leq M_{tu}$ la table n'est pas entièrement comprimée, l'axe neutre est dans la table de compression. On calcule une section rectangulaire $b \times h$.

Si $M_u > M_{tu}$ On calcule une section en T.

$$M_{tu} = 14.2 \times 0.65 \times 0.04 \times (0.22 - 0.02)$$

$$M_{tu} = 73.84 \text{ KN.m}$$

$M_t < M_{tu}$ Le calcul sera mené pour une section rectangulaire $b \times h$

$$\mu_{bu} = \frac{M_T}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{29.27 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.22^2 \times 14.2} = 0.066$$

$$\mu_{bu} = 0.066 < \mu_l = 0.392 \text{ (Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).}$$

$$a = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.066}) = 0.085$$

$$Z = d(1 - 0.4a) = 0.22(1 - 0.4 \times 0.085) = 0.21 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_u}{Z \times f_{st}} = \frac{29.27 \times 10^{-3}}{0.21 \times 348} = 4 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 4 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité : BAEL (A.4.2,1)

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

$$A_{\min} = 0.23 \times 0.65 \times 0.22 \times \frac{2.1}{400} = 1.73 \text{ cm}^2 \leq A_t = 4 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition verifier.}$$

Pourcentage minimale : BAEL 91 (art B.6.4)

$$A_m' \geq 0.001 \times b \times h$$

$$A_m' \geq 0.001 \times 65 \times 24 = 1.56 \text{ cm}^2$$

On choisit $A = 2\text{HA}14 + 1\text{HA}12 = 3.08 + 1.13 = 4.21 \text{ cm}^2$

❖ En appuis

La table de compression est tendue donc le calcul se ramène à une section rectangulaire $b_0 \times h$.

$$M_{tu} = 73.84 \text{ kn.m}$$

$$M_a = 15.27 \text{ kn.m} \Rightarrow M_{tu} > M_a$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{15.27 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.22^2 \times 14.2} = 0.222$$

$\mu_{bu} = 0.332 < \mu_l = 0.392$ (Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$$a = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.222}) = 0.318$$

$$Z = d(1 - 0.4a) = 0.22(1 - 0.4 \times 0.318) = 0.19 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_a}{Z \times f_{sr}} = \frac{15.27 \times 10^{-3}}{0.19 \times 348} = 2.31 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 2.31 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité : BAEL (A.4.2,1)

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

$$A_{\min} = 0.23 \times 0.1 \times 0.22 \times \frac{2.1}{400} = 0.266 \text{ cm}^2 \leq A_t = 2.31 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition verifier.}$$

Pourcentage minimale : BAEL 91 (art B.6.4)

$$A_m' \geq 0.001 \times b \times h$$

$$A_m' \geq 0.001 \times 10 \times 24 = 0.24 \text{ cm}^2$$

On choisit $A = 1\text{HA}12 + 1\text{HA}14 = 1.13 + 1.54 = 2.67 \text{ cm}^2$

plancher		M (kN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A calculé cm ²	A adopté Cm ²
terrasse inaccessible	Travée	29.27	0.066	0.085	0,21	4	2HA14+1HA12= 4.21
	Appui intermédiaire	15.27	0.222	0.318	0.19	2.31	1HA14+1HA10= 2.33
	Appuis de rive	3.24	0.047	0.06	0.21	0.44	HA 10 =0.79
d'étage	Travée	27.7	0.062	0.08	0.21	3.79	2HA14+1HA10= 3.87
	Appui intermédiaire	14.46	0.21	0.3	0.19	2.18	1HA10+1HA14=2.33
	Appuis de rive	3.07	0.044	0.056	0.21	0.42	HA 10 =0.79

Tableau IV.7 : résultat de ferrailage.

IV.1.4.2.2.Vérification à l'ELU :

$$A_{MIN} = 0,23 * b * d * \frac{ft_{28}}{fe} < A_t$$

Niveau		A' (cm ²)	A _{min} (cm ²)	observation
Terrasse inaccessible	Travée	4	1.73	vérifié
	appui	2.31	0.266	vérifié
Etage courant	Travée	3.79	1.73	vérifié
	appui	2.18	0.266	vérifié

Tableau IV.8 : vérification à l'ELU

-IV.1.4.2.3.Vérification de l'effort tranchant : BAEL91 (art A.5.1)

- La contrainte tangente : $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d}$ (BAEL91 (A.5.1,1))

V_u : La valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis de E.L.U.

b_0 : Désigne de largeur de l'âme.

d : La hauteur utile de la nervure.

$$V_u = 20.35kn \Rightarrow \tau_u = \frac{20.35 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.22} = 0.925Mpa$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.13f_{c28}; 5 MPa) = \min(3.25; 5 MPa) = 3.25MPa \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \text{ C'est vérifié.}$$

- Diamètres minimales Φl : BAEL91 (A.7.2, 2)

$$\phi_l \leq \min\left(\frac{ht}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10}\right)$$

Φl : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

$$\phi_l \leq \min\left(\frac{240}{35}; 12; \frac{100}{10}\right) \Rightarrow \phi_l \leq \min(6.86; 12; 10)$$

Soit $\phi_l = 6mm$ FeE235

$$A_t = 2\phi 6 = 0,57 \text{ cm}^2.$$

IV.1.4.2.4.L'espacement :

$$St \leq \min(0.9d, 40cm) \Rightarrow St \leq \min(19.8, 40cm) \Rightarrow St \leq 19.8 \text{ cm}$$

$$St \leq A_t \frac{0.8f_e(\sin\alpha + \cos\alpha)}{b_0(\tau_u - 0.3f_{tj}K)} \quad \text{CBA 93 (Article A.5.1.2.2)}$$

$K=1$ flexion simple FPN, pas de reprise de bétonnage.

$\alpha = 90^0$ Flexion simple, armatures droites.

$$St \leq A_l \frac{0.8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} = 0.57 \times 10^{-4} \frac{0.8 \times 400}{0.1 \times (1.13 - 0.3 \times 2.1)} = 0.36m = 36cm$$

$$St \leq 36 \text{ cm}$$

$$St \leq \frac{A_l \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow St \leq \frac{0.57 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.1} = 0.57m = 57cm$$

On prend $St = 15cm$

IV.1.4.2.5.Vérification à l'effort tranchant:

Vérification des armatures longitudinales (A_l) à l'effort tranchant (V_u)

❖ **l'appui intermédiaire :**

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} (V_u + \frac{M_u}{0.9d})$$

$$A_l \geq \frac{1.15}{400} (20.35 \times 10^{-3} - \frac{15.27 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.22}) = -1.63cm^2$$

Au niveau de l'appui intermédiaire V_U est négligeable devant M_u (n'a pas d'influence sur les A_l)

❖ **Au niveau de l'appui de rive on a $M_u=3.24kn$**

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15}{400} \times 20.35 \times 10^{-3} = 0.585cm^2$$

$$A_l \geq 0.585cm^2$$

Or, $A_l = 2HA14+1HA12+1HA14+1HA10=6.54 \text{ cm}^2$ C'est vérifiée

❖ **Vérification de la jonction table nervure :**

On doit vérifier que:

$$\tau_u = \frac{b_1 \times V_u}{0.9 \times dbh_0} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{b_1 \times V_u}{0.9 \times dbh_0} = \frac{0.275 \times 20.35 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.22 \times 0.65 \times 0.04} = 1.09 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min [0.13 f_{c28}; 4 \text{ MPa}] = 3.25 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ C'est vérifiée.

IV.1.4.2.6.Vérification à l'ELS

-La fissuration est peu nuisible, donc la vérification n'est pas nécessaire dans les aciers.

Il y a lieu de vérifier :

- Etat limite de compression du béton.
- Etat limite de déformation.

IV.1.4.2.6.1 Etat limite de compression du béton

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

❖ **En travée**

$$M_t^{\max} ser = 21.40 \text{kn.m}$$

Position de l'axe neutre

$$H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = 0.65 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 4.21 \times 10^{-4} (0.22 - 0.04) = -6.17 \times 10^{-4} \text{m}$$

$H < 0$ L'axe neutre passe par la nervure, le calcul se fera pour une section en T

$$\frac{b_0}{2} \times y^2 + [(b - b_0) \times h_0 + 15A] \times y - [(b - b_0) \times \frac{h_0}{2} + 15Ad] = 0$$

$$\Rightarrow \frac{0.65}{2} y^2 + [15 \times 4.21 \times 10^{-4} + (0.65 - 0.1) \times 0.04] y - \left[15 \times 4.21 \times 10^{-4} \times 0.22 + (0.65 - 0.1) \times \frac{0.04^2}{2} \right] = 0$$

$$\Rightarrow 0.325 y^2 + 0.028 y - 18.29 \times 10^{-4} = 0$$

$$\Rightarrow y = 0.043 \text{m}$$

➤ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b \times y^3}{3} - \frac{(b - b_0)}{3} \times (y - h_0)^3 + 15A \times (d - y)^2$$

$$I = \frac{0.65 \times 0.043^3}{3} - \frac{0.65 - 0.1}{3} \times (0.043 - 0.04)^3 + 15 \times 4.21 \times 10^{-4} \times (0.22 - 0.043)^2$$

$$\Rightarrow I = 2.15 \times 10^{-4} m^4$$

➤ **Contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{21.40 \times 10^{-3} \times 0.056}{2.15 \times 10^{-4}} = 5.57 MPA$$

$$\sigma_{bc} = 5.57 MPA < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPA$$

Condition vérifiée

❖ **aux appuis :**

$$M_a^{\max} ser = 11.17 kn.m$$

Position de l'axe neutre

$$H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = 0.65 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 2.33 \times 10^{-4} (0.22 - 0.04) = -2 \times 10^{-4} m$$

$H < 0$ L'axe neutre passe par la nervure, le calcul se fera pour une section en T

$$\frac{b_0}{2} \times y^2 + [(b - b_0) \times h_0 + 15A] \times y - [(b - b_0) \times \frac{h_0}{2} + 15Ad] = 0$$

$$\Rightarrow \frac{0.65}{2} y^2 + [15 \times 2.33 \times 10^{-4} + (0.65 - 0.1) \times 0.04] y - \left[15 \times 2.33 \times 10^{-4} \times 0.22 + (0.65 - 0.1) \times \frac{0.04^2}{2} \right] = 0$$

$$\Rightarrow 0.325 y^2 + 0.026 y - 13.21 \times 10^{-4} = 0$$

$$\Rightarrow y = 0.035 m$$

➤ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b \times y^3}{3} - \frac{(b - b_0)}{3} \times (y - h_0)^3 + 15A \times (d - y)^2$$

$$I = \frac{0.65 \times 0.035^3}{3} - \frac{0.65 - 0.1}{3} \times (0.035 - 0.04)^3 + 15 \times 2.33 \times 10^{-4} \times (0.22 - 0.035)^2$$

$$\Rightarrow I = 1.46 \times 10^{-4} m^4$$

➤ **Contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{11.17 \times 10^{-3} \times 0.035}{1.46 \times 10^{-4}} = 2.68 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.68 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$$

Condition vérifiée:

IV.1.4.2.6.1 .Etat limite de déformation :

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de fixer les contre-flèches à la construction ou de limiter les déformations de service.

Evaluation de la flèche selon le **BAEL 91**(Article B.6.5) et le **CBA 93**.

Si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\diamond \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\diamond \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

$$\diamond \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\text{On a : } \frac{h}{l} = \frac{24}{530} = 0.045 < \frac{1}{16} = 0.0625$$

la condition n'est pas satisfaite donc on doit faire une vérification de la flèche.

$\Delta f \leq f_{adm}$ tel que :

$$f_{adm} = \frac{l}{500} \quad \text{portée} \leq 5\text{m.}$$

$$f_{adm} = 0.5 + \frac{l}{1000} \quad \text{portée} > 5\text{m.}$$

$$\text{Pour notre cas : } f_{adm} = \frac{500}{500} = 1\text{cm}$$

$$\Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} .$$

Tel que : f_{gv} et f_{gi} : flèches dues aux charges permanentes totales.

i et v : déformation instantanées et différées respectivement.

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

f_{pi} : flèche due à l'ensemble des charges appliquées (g + q).

a – Evaluation des moments en travée :

$q_{jser} = 0,65 * G$ (la charge qui revient à la poutrelle sans revêtement).

$q_{gser} = 0,65 * G$ (la charge permanente qui revient à la poutrelle).

$q_{pser} = 0,65 * (G + Q)$ (La charge permanente et la charge d'exploitation).

$$M_{jser} = 0,75 \frac{q_{jser} * l^2}{8} ; M_{gser} = 0,75 \frac{q_{gser} * l^2}{8} ; M_{pser} = 0,75 \frac{q_{pser} * l^2}{8}$$

b –Position de l'axe neutre :

$$y = 4.3 \text{ cm}$$

c –Moment d'inertie :

$$I_0 = \frac{1}{12} * b_0 * h^3 + 15 * A * \left(\frac{h}{2} - d'\right)^2.$$

d –Calcul de λ_i et λ_v :

$$\lambda_i = \frac{0,05 * f_{i28}}{(2 + 3 * \frac{b_0}{b}) * \rho} \quad \text{Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0,4 * \lambda_i \quad \text{Déformation différée. Tel que : } \rho = \frac{A_s}{b_0 * d}$$

e –Contraintes (σ_s) :

$$\sigma_{sj} = \frac{M_{jser}}{A_s \times (d - \frac{y}{2})} ; \sigma_{sg} = \frac{M_{gser}}{A_s \times (d - \frac{y}{2})} ; \sigma_{sp} = \frac{M_{pser}}{A_s \times (d - \frac{y}{2})}$$

f –Inerties fictives (I_f) :

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_{sj} + f_{t28}} ; \mu_g = 1 - \frac{1,75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_{sg} + f_{t28}} ; \mu_p = 1 - \frac{1,75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_{sp} + f_{t28}}$$

NB : si $\mu \leq 0 \rightarrow \mu = 0$

$$I_{f_{ij}} = \frac{1,1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_j} ; I_{f_{ig}} = \frac{1,1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_g} ; I_{f_{ip}} = \frac{1,1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_p} ; I_{f_{vg}} = \frac{1,1 * I_0}{1 + \lambda_v * \mu_g}$$

g –Evaluation des flèches

$$E_i = 11000 * \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,195 Mpa ; E_v = \frac{1}{3} * E_i = 10721,4 Mpa ;$$

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} * l^2}{10 * E_i * I_{f_{ij}}} ; f_{gi} = \frac{M_{gser} * l^2}{10 * E_i * I_{f_{ig}}} ; f_{pi} = \frac{M_{pser} * l^2}{10 * E_i * I_{f_{ip}}} ; f_{gv} = \frac{M_{pser} * l^2}{10 * E_v * I_{f_{gv}}}$$

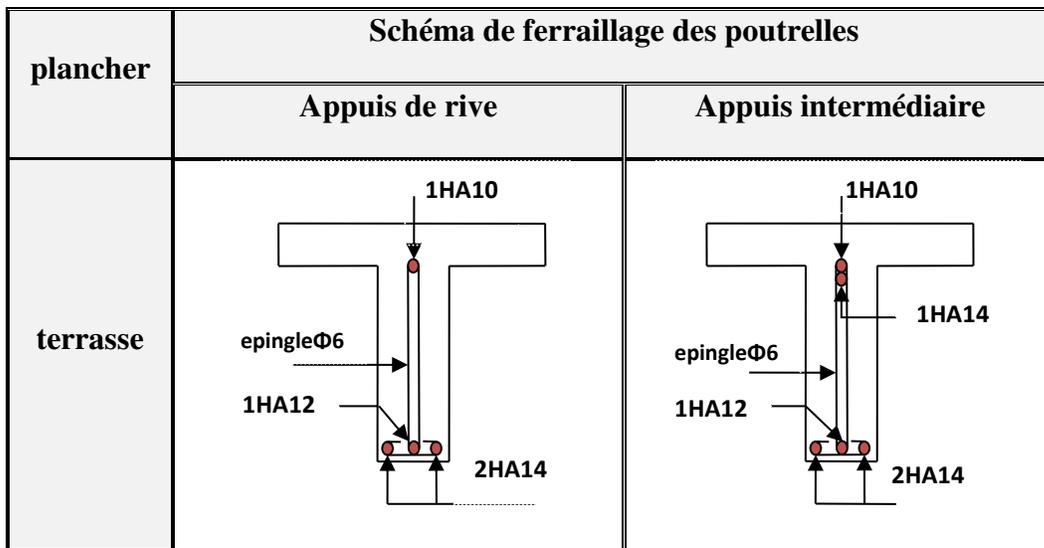
Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-dessous

Etage	Terrasse inaccessible			Etages courants		
Q_{ser} (kN/ml)	Q _{jser}	Q _{gser}	Q _{pser}	Q _{jser}	Q _{gser}	Q _{pser}
	2.15	4.41	5.06	2,15	3,77	4,75
M_{ser} (kN.m)	M _{jser}	M _{gser}	M _{pser}	M _{jser}	M _{gser}	M _{pser}
	6.72	13.78	15.81	6.72	11.78	14.84
Y (m)	0.043			0.041		
I₀ (cm⁴)	17835			17325		
I (cm⁴)	21500			20093		
ρ	0.019			0,018		
λ_i	2.25			2.37		
λ_v	0.9			0.95		

$\sigma_{sj}(Mpa)$	80.41	87.039
$\sigma_{sg}(Mpa)$	164.89	152.58
$\sigma_{sp}(Mpa)$	189.19	192.21
μ_j	0,55	0,56
μ_g	0,75	0,72
μ_p	0,777	0,77
$I_{fij}(cm^4)$	8768.04	8189.03
$I_{fig}(cm^4)$	7299.91	7041.64
$I_{fip}(cm^4)$	7138.54	6746.26
$I_{fvg}(cm^4)$	11712.54	11316.81
$f_{ji}(mm)$	0.6	0,64
$f_{gi}(mm)$	1.46	1,30
$f_{pi}(mm)$	1.7	1,71
$f_{gv}(mm)$	3.147	3.06
$\Delta f(mm)$	2.78	2.83

Tableau IV.9 : Calcul de la flèche.

$\Delta f < f_{adm} \rightarrow$ la condition de flèche est vérifiée dans les différents types de planchers



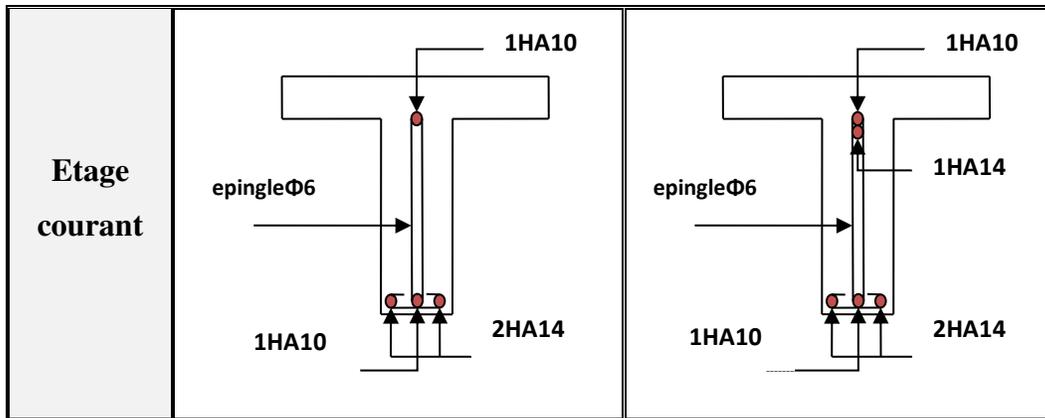


Tableau IV.10. Schéma de ferrailage des poutrelles

IV.1.5. Ferrailage de la dalle de compression :

Le ferrailage de la dalle de compression sera ferrillé les deux sens afin d'éviter les fissurations, le ferrailage est en treille soudée (BEAL 91 B.6.8.4)

-Les conditions suivantes doivent être respectés :

-les dimensions des mailles sont normalisées (ART.B68.BAEL91) comme suit :

20 cm : pour les armatures perpendiculaires aux nervures.

30 cm : pour les armatures parallèles aux nervures.

Soit : A_{\perp} : la section des armatures perpendiculaires aux nervures. (A en : cm^2 pour mètre de nervures).

Avec : $A_{\perp} = 4b/f_c$

Avec : L_1 : distance entre l'axe des poutrelles ($L_1=65$ cm).

A_1 : diamètre perpendiculaire aux poutrelles.

A_2 : diamètre parallèle aux poutrelles.

$A_2=A_1/2$; $F_c=400$ MPa

$$A_1 = 4 \cdot \frac{65}{400} = 0,65 \text{ cm}^2 / m_1$$

$$5T6 \Rightarrow A_1 = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

$$A_2 = A_1 / 2 = 0,71 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 5T6 \Rightarrow A_2 = 1,41 \text{ cm}^2$$

et $S_t = 20 \text{ cm}$.

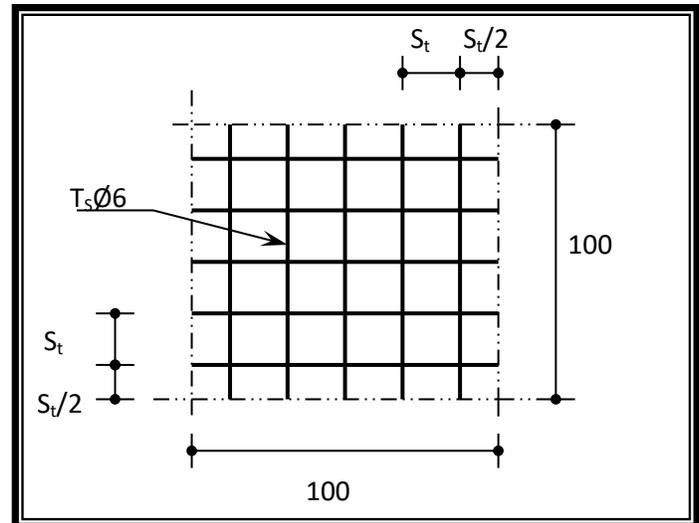


Figure IV.5. Disposition constructive des armatures de la dalle de compression

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis Soudés dont la dimension des mailles est égale à 20 cm suivant les deux sens.

IV.2. CALCUL DU BALCON

IV.2.1. Introduction :

Le balcon est constitué d'une dalle pleine encastrée dans les poutres

On adopte une épaisseur de 12cm

IV.2.2. Evaluation des charges :

- La charge permanente totale : $G = 4.25 \text{ KN/m}^2$.
- La charge exploitation des balcon $\Rightarrow Q = 3.5 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \text{DTR B.C.2.2}$

a) Evaluation des charges :

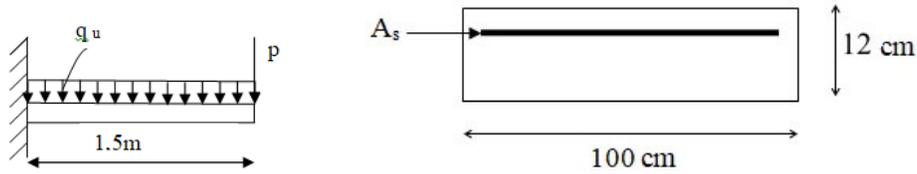
$$q_u = 1,35 * G + 1,5 * Q = 10.99 \text{ KN/m}^2.$$

$$q_s = G + Q = 7.75 \text{ KN/m}^2.$$

$p = 1 \text{ kn / m}$ (la charge concentrée due au poids propre du garde corps).

$$p_u = 1,35 * 1 = 1.35 \text{ KN/m}.$$

IV.2.3. Ferrailage:



Le calcul peut se faire pour une bande de 1m de largeur

IV.2.3. 1. Combinaison des charges :

$$M_u = \frac{q_u \cdot l^2}{2} + p_u \cdot l = \frac{10.99 \times 1.5^2}{2} + 1.35 \times 1.5 = 14.39 \text{ kn.m}$$

$$M_s = \frac{q_s \cdot l^2}{2} + p_s \cdot l = \frac{7.75 \times 1.5^2}{2} + 1 \times 1.5 = 10.22 \text{ kn.m}$$

ELU:

$$d = 0.9 h \Rightarrow d = 0.108 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{14.39 \times 10^{-3}}{1 \times 0.108^2 \times 14.2} = 0.087$$

$\mu < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow$ Pas d'armatures comprimées

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.087}) = 0.114$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.108(1 - 0.4 \times 0.114) = 0.103 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_u}{Z \times f_{st}} = \frac{14.39 \times 10^{-3}}{0.103 \times 348} = 4.01 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 4.01 \text{ cm}^2$$

IV.2.3. 2. Vérification de la condition de non fragilité : BAEL (A.4.2,1)

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

$$A_{\min} = 0.23 \times 1 \times 0.108 \times \frac{2.1}{400} = 1.30 \text{ cm}^2 \leq A_t = 4.01 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition verifiée.}$$

IV.2.3. 3. Choix des barres :

$$4\text{HA } 12 = 4.52 \text{ cm}^2$$

❖ **Les armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2 \quad \text{soit : } A_r = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

❖ **Calcul de l'espacement :**

Sense x-x : $St < \min(3e, 33\text{cm}) = \min(36, 33) = 33\text{cm}$ on adopte $St = 25\text{ cm}$

Sense y-y : $St < \min(4e, 45\text{cm}) = \min(48, 45) = 33\text{cm}$ on adopte $St = 25\text{ cm}$

- IV.2.3. 4. Vérification de l'effort tranchant : BAEL91 (art A.5.1)

▪ La contrainte tangente : $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d}$ (BAEL91 (A.5.1,1))

V_u : La valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis de E.L.U.

b_0 : Désigne de largeur de l'âme.

d : La hauteur utile de la nervure.

$$V_u = q_u \times l + p_u = 10.99 \times 1.5 + 1.35 = 17.84 \text{ kn} \Rightarrow \tau_u = \frac{17.84 \times 10^{-3}}{1 \times 0.108} = 0.165 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28}; 5 \text{ Mpa}) = \min(3.25; 5 \text{ Mpa}) = 3.25 \text{ Mpa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{C'est vérifié.}$$

IV.2.3. 5. Vérification de l'état limite de compression du béton

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA}$$

Le résultat des calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Position de l'axe neutre

$$b \frac{y^2}{2} - 15A_s(d - y) = 0$$

$$100 \frac{y^2}{2} - 15 \times 4.52(10.8 - y) = 0$$

$$y = 3.21 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{0.0321^3}{3} + 15 \times 4.52 \times 10^{-4} (0.108 - 0.0321)^2 = 5 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{10.22 \times 10^{-3}}{5 \times 10^{-5}} \times 0.0321 = 6.56 \text{ mpa} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{C'est vérifié.}$$

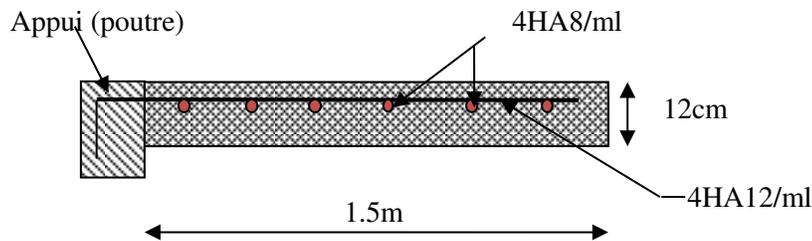


Figure IV.6.schéma de ferrailage de la dalle de

IV.3.CALCUL DES ESCALIER :

IV.3.1. Charges et surcharges :

$$G_{paillasse} = 7.32 \text{ kn / m}^2$$

$$G_{palier} = 5 \text{ kn / m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{ kn / m}^2$$

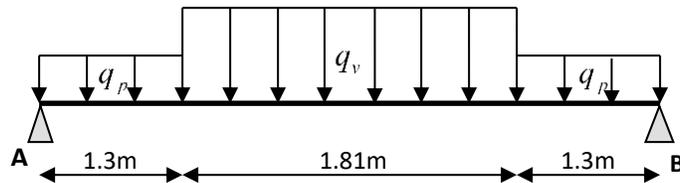


Figure IV.7 : Schéma statique avec chargement

IV.3.2. Combinaison du charge :

IV.3.2.1. L'ELU :

$$q_{paillasse} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 7.32 + 1.5 \times 2.5 = 13.63 \text{ kn/ml}$$

$$q_{palier} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 5 + 1.5 \times 2.5 = 10.5 \text{ kn/ml}$$

➤ La charge équivalente :

$$q_{eq} = \frac{\sum q_i l_i}{\sum l_i} = \frac{13.63 \times 1.81 + 2 \times 10.5 \times 1.3}{1.81 + 2 \times 1.3} = 11.78 \text{ kn.ml}$$

IV.3.2.2. Moments et efforts tranchants :

➤ Le moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_{eq} \times l^2}{8} = \frac{11.78 \times 4.41^2}{8} = 28.64 \text{ kn.m}$$

➤ Moment sur travée :

$$M_t = 0.85M_0 = 0.85 \times 28.64 = 24.34 \text{ kn.m}$$

➤ Moment sur appuis :

$$M_a = 0.3M_0 = 0.3 \times 28.64 = 8.59 \text{ kn.m}$$

IV.3.2.3. ELS :

$$q_{paillasse} = G + Q = 7.32 + 2.5 = 9.82 \text{ kn / ml}$$

$$q_{palier} = 1.35G + 1.5Q = 5 + 2.5 = 7.5 \text{ kn / ml}$$

- La charge équivalente :

$$q_{eq} = \frac{\sum q_i l_i}{\sum l_i} = \frac{9.82 \times 1.81 + 2 \times 7.5 \times 1.3}{1.81 + 2 \times 1.3} = 8.45 \text{ kn.ml}$$

IV.3.2.4. Moments et efforts tranchants :

➤ **Le moment isostatique :**

$$M_0 = \frac{q_{eq} \times l^2}{8} = \frac{8.45 \times 4.41^2}{8} = 20.54 \text{ kn.m}$$

➤ **Moment sur travée :**

$$M_t^s = 0.85M_0 = 0.85 \times 20.54 = 17.46 \text{ kn.m}$$

➤ **Moment sur appuis :**

$$M_a^s = 0.3M_0 = 0.3 \times 20.54 = 6.16 \text{ kn.m}$$

IV.3.3. Calcul du ferrailage :

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire (b x h).

Avec :

$M_t = 20.48 \text{ KN.m}$: Moment en travée

$M_a = 13.65 \text{ KN.m}$: Moment en appuis

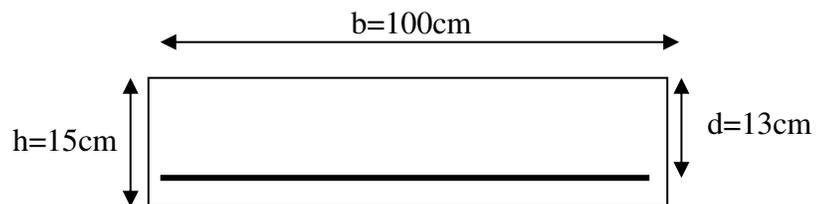


Figure IV.8 : Section à ferrailier

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{24.34 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13^2 \times 14.2} = 0.101$$

$\mu_{bu} = 0.101 < \mu_l = 0.392$ (Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$$a = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.101}) = 0.133$$

$$Z = d(1 - 0.4a) = 0.13(1 - 0.4 \times 0.133) = 0.12m$$

$$A_t = \frac{M_t}{Z \times f_{st}} = \frac{24.34 \times 10^{-3}}{0.12 \times 348} = 5.83 \times 10^{-4} m^2 = 5.83 cm^2$$

	$M (KN.m)$	μ_{bu}	α	$Z(m)$	$A_{CAL} (cm^2/ml)$	$A_{Adopté} (cm^2/ml)$
En travée	24.34	0.101	0.133	0.12	5.83	6HA12 = 6.79
En appuis	8.59	0.036	0.046	0.13	1.9	3HA10 = 2.36

Tableaux IV.11 : Résumé des résultats de ferrailage

IV.3.3.1.Vérification à l'ELU :

IV.3.3.1.1 Conditions de non fragilité : BAEL 91 (art A.4.2,1)

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 cm^2 < A_t = 5.38 cm^2 \quad cv$$

IV.3.3.1.2.Pourcentage minimale : BAEL 91 (art B.6.4)

$$A_m \geq 0.001 \times b \times h$$

$$A_m \geq 0.001 \times 100 \times 15 = 1.5 cm^2$$

IV.3.3.1.3.Vérification de l'effort tranchant : BAEL91 (art A.5.1)

- La contrainte tangente : $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d}$ (BAEL91 (A.5.1,1))

V_u : La valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis de E.L.U.

b_0 : Désigne de largeur de l'âme.

d : La hauteur utile de la nervure.

$$V_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{11.78 \times 4.41}{2} = 25.97 \text{ kn} \Rightarrow \tau_u = \frac{25.97 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.199 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = \min(3.25; 5 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \text{ C'est vérifié.}$$

IV.3.3.1.4. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

On doit d'abord vérifier la condition suivante :

$$A > (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = (25.97 \times 10^{-3} - \frac{24.34 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.13}) \times \frac{1.15}{400} = -0.0005 \text{ m}^2$$

IV.3.3.2 Calcul des armatures de répartition :

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.7 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

soit : $A_r = 4\phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2 . \text{ml}$

IV.3.3.3. Espacement des barres

Armatures principales: $St < \min(3e, 33 \text{ cm}) = \min(36, 33) = 33 \text{ cm}$ on adopte $St = 16 \text{ cm}$

Armatures de répartition : $St < \min(4e, 45 \text{ cm}) = \min(48, 45) = 45 \text{ cm}$ on adopte $St = 20 \text{ cm}$

IV.3.3.4. Vérification à l'ELS

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont :

IV.3.3.4.1. Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{ser} \leq \tau_{ser}^-$$

$$\tau_{ser}^- = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5^2) \times 2.1 = 2.83 MPa \quad \text{avec } \psi = 1.5 \text{ pour les HA}$$

$$\tau_{ser} = V_{ser} / 0.9.d. \sum U_i$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres des barres = $\pi \times n \times \phi$

$$\sum U_i = n.\phi.\pi = 6 \times 1.2 \times 3.14 = 22.61 cm$$

$$\tau_u = \frac{18.83 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.13 \times 22.61 \times 10^{-2}} = 0.71 MPa$$

$$\tau_{ser} < \tau_{ser}^- \quad \text{Condition vérifiée.}$$

IV.3.3.4.2. Vérification de l'état limite de compression du béton

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 MPa$$

Le résultat des calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Position de l'axe neutre

$$b \frac{y^2}{2} - 15As(d - y) = 0$$

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

$$I = 100 \frac{4.2^3}{3} + 15 \times 6.79(13 - 4.2)^2$$

	M (kn.m)	Y (m)	I (m ⁴)	σ_{bc} (mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (mpa)	Remarque
Travée	17.46	0.042	10.36×10^{-5}	7.08	15	vérifiée
Appui	6.16	0.027	4.41×10^{-5}	3.77	15	vérifiée

Tableaux IV.12 : Vérification de l'état limite de compression du béton

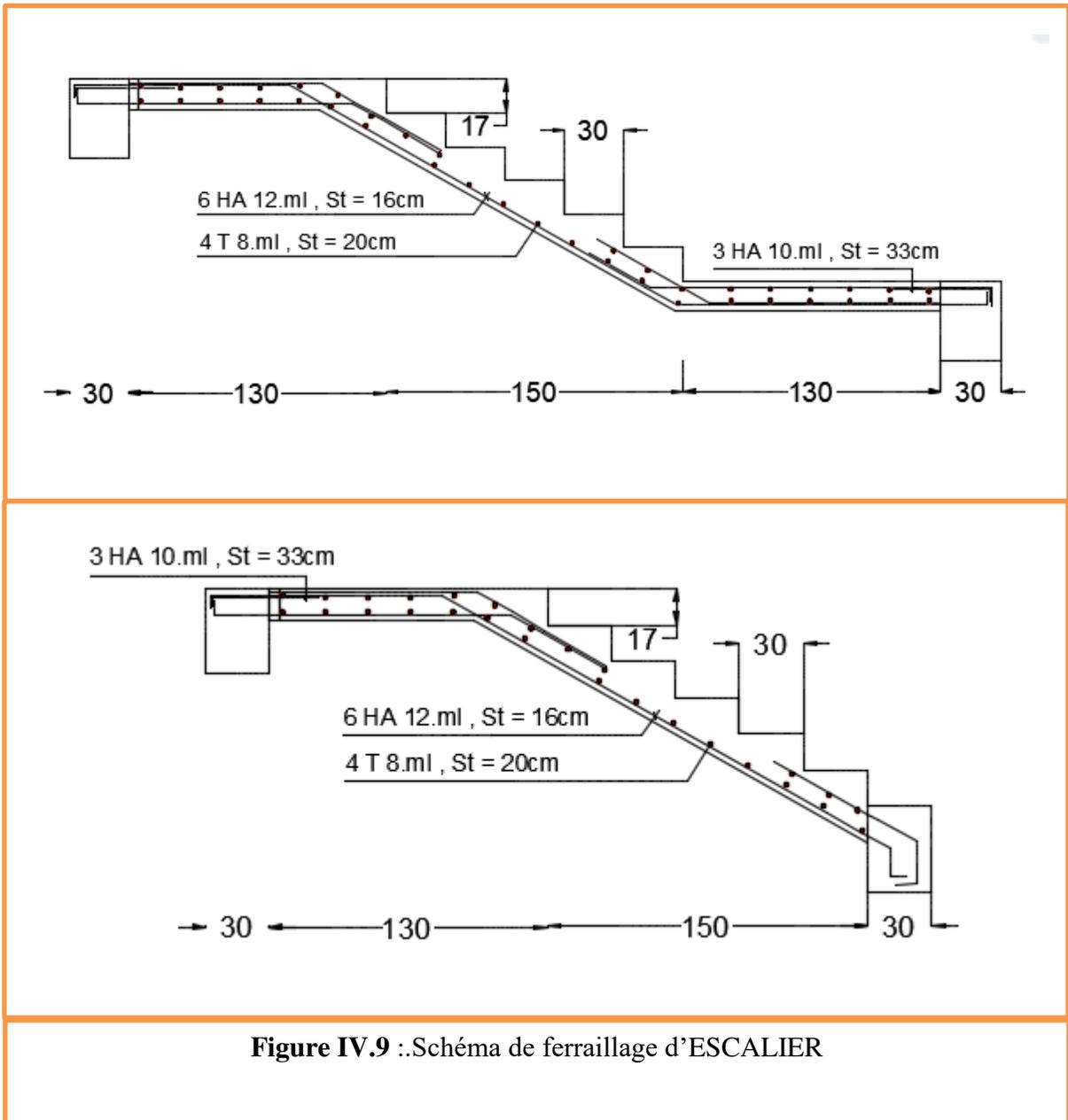


Figure IV.9 : Schéma de ferrailage d'ESCALIER

IV.4. Etude de la poutre palière :

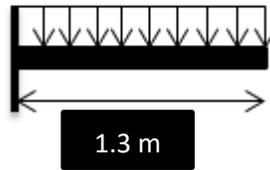


Figure IV.10 : Schéma statique de la poutre palière

IV.4.1. Prédimensionnement :

$$1/15 \leq h \leq 1/10 \Rightarrow 8.66 \text{ cm} \leq h \leq 13 \text{ cm.}$$

- Vérifications :

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm.} \\ 1/4 \leq h/b \leq 4. \end{array} \right\} \Rightarrow \text{On adopte une section de } (30 \times 40) \text{ cm}^2$$

IV.4.2. Les charges sur la poutre :

g_0 : Poids propre de la poutre

$$g_0 = 0.3 \times 0.4 \times 25 \times 1.3 = 3.9 \text{ kn}$$

Poids propre de mur $p_{\text{mur}} = 2.62 \times 2.04 \times 1.3 = 6.95 \text{ kn}$

La charge transmise par l'escalier : c'est la réaction d'appui

$$\text{ELU : } R = \frac{p.l}{2} = \frac{11.78 \times 4.41}{2} = 25.97 \text{ kn}$$

$$\text{ELS : } R = \frac{p.l}{2} = \frac{8.45 \times 4.41}{2} = 18.63 \text{ kn}$$

Les sollicitations

$$P_u = 1.35(g_0 + p_{\text{mur}}) + R$$

$$P_u = 1.35(3.9+6.95)+25.97 = 40.62 \text{ KN/m}$$

$$p_s = 3.9 + 6.95 + 18.63 = 29.48 \text{ kn}$$

$$M_u = \frac{p_u \cdot l^2}{2} = \frac{40.62 \times 1.3^2}{2} = 34.32 \text{ kn}$$

$$M_s = \frac{p_s \cdot l^2}{2} = \frac{29.48 \times 1.3^2}{2} = 24.91 \text{ kn}$$

$$V = pl = 34.32 \times 1.3 = 44.62 \text{ kn}$$

IV.4.3. Calcul d'armature

$$(30 \times 40) \quad d = 0.9 h \Rightarrow d = 0.36 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{34.32 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.36^2 \times 14.2} = 0.062$$

$$\mu < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{Pas d'armatures comprimée}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.062}) = 0.08$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.36(1 - 0.4 \times 0.08) = 0.35 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_u}{Z \times f_{st}} = \frac{34.32 \times 10^{-3}}{0.35 \times 348} = 2.82 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 2.82 \text{ cm}^2$$

IV.4.4. Vérification de la condition de non fragilité : BAEL (A.4.2,1)

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

$$A_{\min} = 0.23 \times 0.3 \times 0.36 \times \frac{2.1}{400} = 1.30 \text{ cm}^2 \leq A_t = 2.82 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition verifier.}$$

Pourcentage minimale : RPA99

$$A_{\min}^{Rpa} = 0.05 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$$

IV.4.5.Choix des barres :

$$3HA 12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

III.5.6.Calcul de la poutre palière a la torsion :

La contrainte tangente de torsion est donnée par la formule de RAUSCH (BAEL91 (art .A.5.4)) :

$$\tau_u = \frac{M_t}{2.\Omega.e}$$

e : épaisseur de la paroi au point considérée.

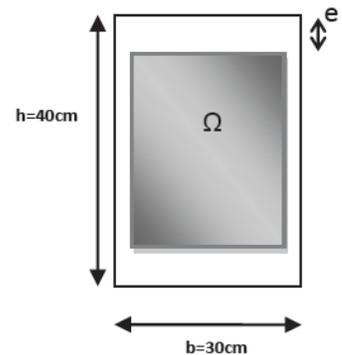
Ω : L'air du contour tracé à mi- épaisseur de la paroi fictive

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

$$e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm} \Rightarrow \Omega = (30 - 5)(40 - 5) = 875 \text{ cm}^2$$

Le moment de torsion est : $M_t = 34.32 \text{ kn.m}$

$$\text{Donc : } \tau_u = \frac{859}{2 \times 875 \times 5} = 0.098 \text{ mpa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ mpa}$$



-Armatures longitudinales :

$$A_l = \frac{U \times M_t}{2 \times \Omega \times \sigma_s}, \quad U = 2[(b - e) + (h - e)] = 2[(30 - 5) + (40 - 5)] = 120 \text{ cm}$$

$$A_l = \frac{120 \times 859}{2 \times 875 \times 348} = 0.17 \text{ cm}^2$$

$$A = \max \{ A_t, A_l, A_{\min}, A_{\min}^{Rpa} \} = 6 \text{ cm}^2$$

On choix : 3 HA 16 = 6.03cm²

IV.4.6. Armatures transversales :

$$St \leq \min (h / 4, 12\phi_l) = \min (10, 14.4) \dots \dots \dots \text{ en prend } St = 10 \text{ cm}$$

➤ **Condition exigée par le RPA2003**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$At=0,003.St.b.$$

$$At = 0,003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } At = 0.9 \text{ cm}^2 = 4\Phi 6 = 1.16 \text{ cm}^2$$

IV.4.7.Vérification de l'effort tranchant : BAEL91 (art A.5.1)

- La contrainte tangente : $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d}$ (BAEL91 (A.5.1,1))

V_u : La valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis de E.L.U.

b_0 : Désigne de largeur de l'âme.

d : La hauteur utile de la nervure.

$$V_u = 44.62 \text{ kn} \Rightarrow \tau_u = \frac{44.62 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.36} = 0.413 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min(0.13 f_{c28}; 5 \text{ Mpa}) = \min(3.25; 5 \text{ Mpa}) = 3.25 \text{ Mpa} \Rightarrow \tau_u < \overline{\tau_u} \text{ C'est vérifié.}$$

- Diamètres minimales Φt : BAEL91 (A.7.2, 2)

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{ht}{35}; \phi_t; \frac{b_0}{10}\right)$$

Φl : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{240}{35}; 12; \frac{100}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(6.86; 12; 10)$$

$$\text{Soit } \phi_t = 6 \text{ mm} \quad \text{FeE235}$$

$$At = 2 \phi 6 = 0,57 \text{ cm}^2.$$

IV.4.8.L'espacement :

$$St \leq \min(0.9d, 40\text{cm}) \Rightarrow St \leq \min(32.4, 40\text{cm}) \Rightarrow St \leq 32.4 \text{ cm}$$

On prend $St = 10\text{cm}$

IV.4.9. Vérification de l'état limite de compression de béton

On vérifie :
$$\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \bar{\sigma}_{bc}$$

Position de l'axe neutre

$$b \frac{y^2}{2} - 15A_s(d - y) = 0$$

$$30 \frac{y^2}{2} - 15 \times 2.82(36 - y) = 0$$

$$y = 0.0876$$

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

$$I = 30 \times \frac{8.76^3}{3} + 15 \times 3.39(36 - 8.76)^2 = 44453.81 \text{ cm}^4$$

Application numérique
$$\left\{ \begin{aligned} \sigma_{bc} &= \frac{24.91 \times 10^{-3}}{44453.81 \times 10^{-8}} \times 8.76 \times 10^{-2} = 4.91 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} &= 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \end{aligned} \right.$$

Donc : $\sigma_{bc} = 4.91 < \bar{\sigma}_{bc}$ Condition vérifié

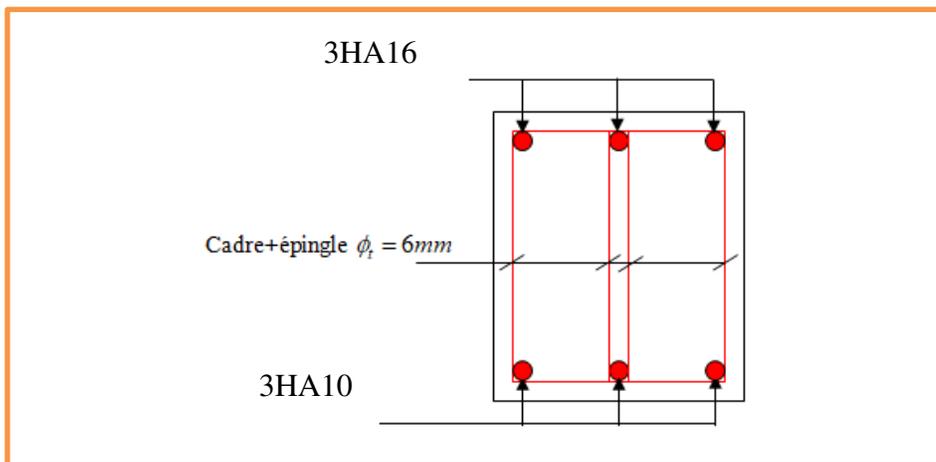


Figure IV.11: Schéma de ferrailage de poutre palière

IV.5.L'ACROTÈRE

IV.5.1.INTRODUCTION :

L'acrotère est un mur périphérique qu'on réalise en béton armé pour contourner le bâtiment au niveau de la terrasse

IV.5.2. MODE DE TRAVAIL :

L'acrotère se compte comme une console encastrée à sa base au niveau du plancher terrasse, elle est soumise à l'action de :

1. L'effet normal due à son poids propre G.
2. La surface horizontale due à la main courante

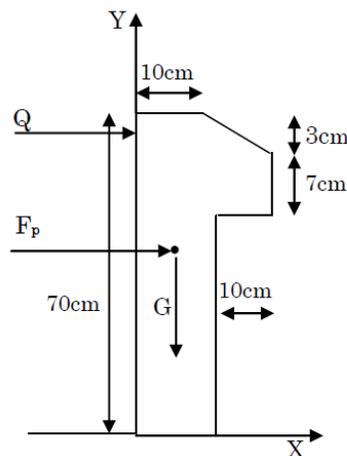


Figure IV.12 : Schéma statique de l'acrotère.

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

IV.5.3.LES Charge:

Le poids propre $G = 183.25 \text{ da N/ml}$

IV.5.4.Surcharge :

D'après D.T.R.BC.2.2

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

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

$$\begin{cases} G = 1832.5\text{N/m} \\ Q = 1000\text{N/m} \end{cases} \text{ Dans une bonde d'un mètre}$$

D'après RPA 99/ V2003 (art 6.2.3)

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

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

A : coefficient d'accélération de zone.

C_p : facteur de force horizontale.

Groupe 2, zone(IIa) donc :

$$A = 0.15 \quad \text{selon le tableau 4.1}$$

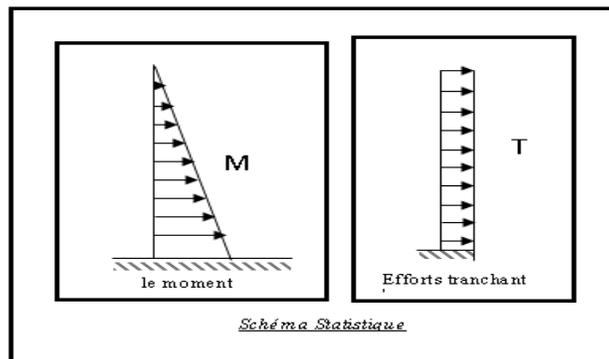
$C_p = 0.80$ élément en console tableau 6.1, donc :

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.80 \times 1832.5 \Rightarrow F_p = 879.6 \text{ N/ml.}$$

$$F = \max(Q, F_p) \Rightarrow F = Q = 1000\text{N/ml.}$$

$$G = 183.25 \text{ da N/ml} \quad Q = 100 \text{ da N/ml}$$

$$M_Q = 1000 \times 0.6 = 600 \text{ N.m}$$



D'une force tranchante $T_{\mu} = Q = 1000\text{N}$

IV.5.5.SOLLICITATION:

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

$$M = q \times h = 100 \times 0.6 = 60 \text{ kg.m}$$

$$N_u = g = 183.25 \text{ kg.}$$

$$T = q = 100 \text{ kg.}$$

IV.5.6.COMBINAISON D'ACTION :

➤ **E.L.U :**

$$N_u = 1 \times N_g = 1832.5 \text{ N/ml} ;$$

On ne le majore pas puisque le poids du béton travaille dans le sens favorable.

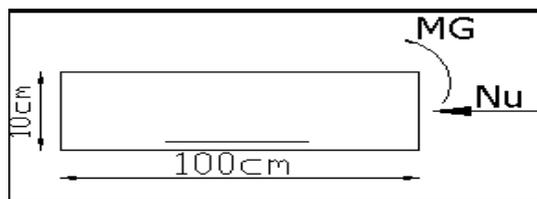
$$M_u = 1.5 M = 1.5 \times 600 = 900 \text{ N.m}$$

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

➤ **E.L.S :**

$$N^{\text{ser}} = N_g = 1832.5 \text{ N/ml}$$

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

IV.5.7.CALCUL DE FERRAILLAGE :

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

On adopte un enrobage d' armatures de type exposé aux intempéries

IV.5.7.1. Armatures longitudinales :

➤ E.L.U :

➤ Détermination de l'excentricité du centre de pression :

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{900}{1832.5} = 0.491m$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0.10}{2} = 0.05m \quad \Rightarrow e_G = 0.491m > h/2 = 0.05m$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section.

Donc la section est partiellement comprimée, et par conséquent elle sera calculée en flexion simple soumise à un moment M_1 égale au moment par rapport aux armatures tendues.

➤ Détermination de la section des armatures à la flexion simple :

$$M_1 = M_u + N_u \left[\left(\frac{h}{2} - c \right) \right] = 900 + 1832.5 \left(\frac{0.1}{2} - 0.03 \right) = 936.65 N.m$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{936.65}{14.2 \times 100 \times (7)^2} = 0.01346 < \mu_l = 0.392$$

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

$$a = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.017$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.993$$

$$A_1^u = \frac{936.65}{348 \times 0.993 \times 7} = 0.387 cm^2$$

➤ Détermination de la section des armatures à la flexion composée :

$$N \text{ est un effort de compression } \Rightarrow A = A_1 - \frac{N}{100\bar{\sigma}_s}, \quad A' = A'_1 = 0$$

$$A = 0.386 - \frac{1832.5}{100 \times 348} = 0.334 \text{ cm}^2$$

$M_1(\text{N.m})$	μ	α	β	$A_1^u (\text{cm}^2)$	$A(\text{cm}^2)$
936.65	0.01346	0.017	0.993	0.387	0.334

IV.5.7.2. Vérification :

IV.5.7.2.1.A E.L.U :

➤ **Condition De Non Fragilité : BAEL (A.4.2.1)**

$$A^{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times \left[\frac{e_G - 0.455 \times d}{e_G - 0.185 \times d} \right]$$

$$A^{\min} \geq 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1}{400} \times \left[\frac{49.1 - 0.455 \times 7}{49.1 - 0.185 \times 7} \right] = 0.812 \text{ cm}^2$$

$$A^{\min} = 0.812 \text{ cm}^2$$

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

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

Donc : $A = \max (A^{cal} ; A^{\min} ; A_l) \Rightarrow A = A_l = 2.5 \text{ cm}^2$

On adopte : $A_l = 5 \text{ } \emptyset 8 = 2.51 \text{ cm}^2$.

IV.5.7.2.2.E.L.S :

➤ **La contrainte de traction d'armature :**

D'après le livre (P.CHARON, exercices), p 89 formules (77) :

Fiss. Préjudiciables : $\bar{\sigma}_s \leq \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right)$

η : coeff.de fissuration = 1.6 pour les barres HA.

$$\overline{\sigma}_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times 400; 110 \times \sqrt{1.6 \times 2.1}\right) \Rightarrow \overline{\sigma}_s \leq \min(266.66; 201.63)$$

$$\Rightarrow \overline{\sigma}_s = 201.63 \text{ Mpa}$$

➤ **Détermination du centre de pression :**

$$G_b c = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{600}{1832.5} = 0.3274 \text{ m}$$

La section est partiellement comprimée.

Alors le point c se trouve hors de la section :

$$C = G_b c - \frac{h}{2} = 32.7 - \frac{10}{2} = 27.74 \text{ cm}$$

Compte tenu les conventions des signes : $c = -27.7 \text{ cm}$.

$$C = -27.74 \text{ cm.}$$

$$d = 7 \text{ cm.}$$

$$b = 100 \text{ cm.}$$

$$A' = 0.$$

$$A = 2.51 \text{ cm}^2.$$

$$p = -3 \times c^2 - \frac{90 \times A'}{b} \times (c - d') + \frac{90 \times A}{b} \times (d - c)$$

$$p = -3 \times (-27.74)^2 - 0 + \frac{90 \times 2.51}{100} \times (7 - (-27.74))$$

$$p = -2230.045 \text{ lcm}^2$$

$$q = -2 \times c^3 - \frac{90 \times A'}{b} \times (c - c')^2 - \frac{90 \times A}{b} (d - c)^2$$

$$q = -2 \times (-27.74)^3 - \frac{90 \times 2.51}{100} (7 - (-27.74))^2$$

$$q = 39965.9677 \text{ cm}^3$$

y_2 : racine de l'équation cubique :

$$y_2^3 + p \times y_2 + q = 0$$

$$y_2^3 - 2230.045 y_2 + 39965.967 = 0$$

Par l'utilisation du logiciel " SCIENTIFIC WORKPLACE 5.0 " on obtient les racines de cette équation qui sont :

$$y_{21} = 29.82 \text{ cm}$$

$$y_{22} = 24.54 \text{ cm}$$

$$y_{23} = -54.36 \text{ cm}$$

On adopte la racine qui a un sens physique, on retiendra pour y_2 une valeur positive telle que :

$$0 \leq y_1 = y_2 + c \leq h \quad \text{avec } C < 0 \text{ alors on prend : } y_{21} = 29.82 \text{ cm}$$

Puisqu'on aura: $y_1 = 29.82 - 27.74 = 2.08 \text{ cm}$

$$\Rightarrow s = \frac{b \times y_1^2}{2} + 15[A'(y_1 - c') - A(d - y_1)]$$

$$\Rightarrow s = \frac{100(2.08)^2}{2} + 15[-2.51(7 - 2.08)] = 31.08$$

$$k = \frac{N_{ser}}{100 \times s} = \frac{1832.5}{100 \times 31.08} = 0.589$$

$$\sigma_b = k \times y_1 = 0.589 \times 2.08 = 1.23 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 15k(d - y_1) = 15 \times 0.589(7 - 2.08) = 43.51 \text{ Mpa}$$

Alors, on peut conclure que :

$$\sigma_b \leq [\sigma_b]$$

$$et \sigma_s \leq [\sigma_s]$$

Donc et par conséquent, on accepte la valeur de la section des armatures:

$$A=2.51cm^2 \quad \text{qui égale à 5T8}$$

IV.5.7.3.Armatures de répartition : (A.8.2.41)

$$A_r = \frac{A_{adp}}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.63cm^2$$

$$soit : A_r = 3\phi6 = 0.85cm^2$$

IV.5.7.4. Espacement entre les armatures : (B.5.3.3)

$$e_l \leq \min\{2.5 \times h; 25cm\} \Rightarrow e_l \leq 25cm$$

$$soit : e_l = 20cm$$

Pour l'emplacement des armatures de répartition on prend : 3T6 par face, ces armatures longitudinales restent nécessaires pour également reprendre la traction dans le béton du aux variation de température que subit l'acrotère .

IV.5.7.5.Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0 \times d} \dots\dots\dots Ou : b_0 = b$$

$$v_u = F \times 1.5 = 1000 \times 1.5 = 1500N$$

$$\tau_u = \frac{1500}{1000 \times 70} = 0.0214Mpa$$

La fissuration est préjudiciable, alors :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4Mpa\right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5Mpa$$

$$\tau_u = 0.0214 \leq \bar{\tau}_u = 2.50Mpa \dots\dots\dots (c.v)$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

IV.5.8.PRESENTATION DU FERRAILLAGE :

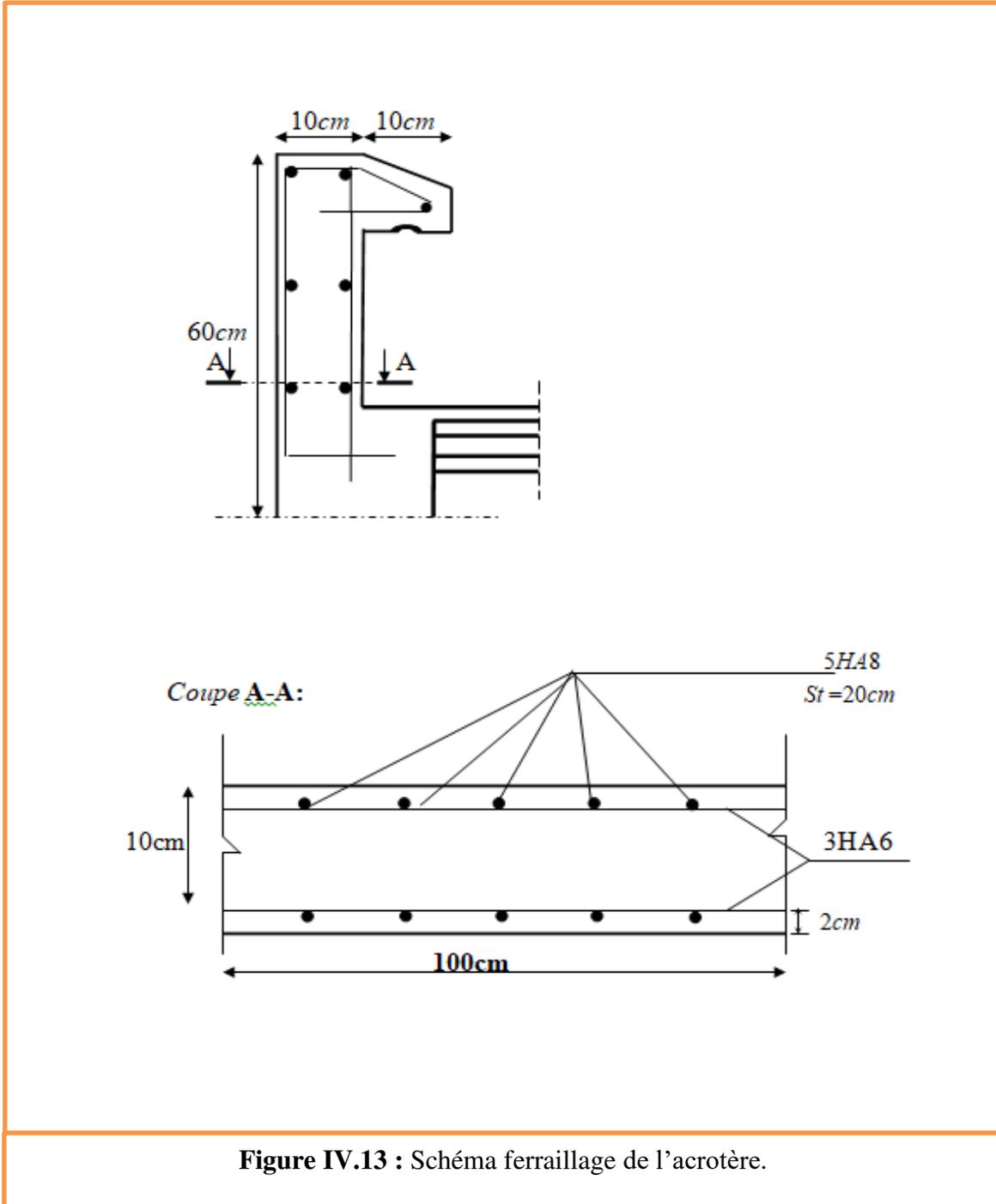


Figure IV.13 : Schéma ferrailage de l'acrotère.

IV. Etude dynamique

V.1.Introduction

Le séisme est un phénomène naturel, correspondant à des secousses qui se propagent sous forme d'onde, qui à leur tour, engendrent un mouvement du sol libérant une énergie de déformation. En présence du phénomène sismique, le bâtiment sera considéré comme un système à plusieurs degrés de liberté.

Etant donné que notre structure est implantée à Bejaïa, zone IIa selon le classement du RPA99/version2003, l'étude au séisme s'avère un passage obligatoire. A cause de l'énormité des pertes causées par les séismes, l'étude du comportement de la construction sous action dynamique ainsi que la garantie antisismique de la structure s'impose comme une nécessité absolue du point de vue socio-économique. La détermination d'un modèle qui répond aux exigences de la conception parasismique fait l'objet de ce chapitre.

V.2.Objectif de l'étude dynamique:

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ces Vibrations Libres Non Amorties (VLNA).

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

V.3.Méthode de calcul :

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

1. Par la méthode statique équivalente ;
2. Par la méthode d'analyse modale spectrale ;
3. Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

V.3.1. Méthode statique équivalente :

Le règlement parasismique Algérien permet sous certaines conditions (4.2 du RPA 99/2003) de calculer la structure par une méthode pseudo dynamique qui consiste à remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

➤ **Principe:**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par Un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés a ceux de l'action Sismique.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions des axes principales du plan horizontal de la structure.

➤ **Demain d'application:**

Les conditions d'application de la méthode statique équivalente sont citées dans l'article 4.1.2 du RPA 99.version 2003 (page 25).

V.3.1.1 Calcul de la force sismique totale : *RPA99 (Article 4.2.3)page 25*

La force sismique V ; appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$$

- **A : Coefficient d'accélération de la zone.** *RPA99 (Tableau 4.1)page 26*

Ville : Bejaïa

- Groupe d'usage : groupe 2
- Zone sismique : zone IIa $\Rightarrow A = 0.15$

- **R : Coefficient de comportement global de la structure**, il est fonction du système de contreventement. *RPA99 (Tableau 4.3)page 28*

Dans le cas des projets, on adopte un système Mixte portiques/voiles avec interaction

donc : $R = 5$

- **Q : Facteur de qualité.**

fonction des qualités de la structure qui sont :

- La redondance et la géométrie des éléments qui constitue la structure.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq$$

RPA99 (Formule 4.4) page 29

P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non".

Les valeurs à retenir sont dans le :

RPA99 (Tableau 4.4)page 30

Critère q »	P_q	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

5. Contrôle de la qualité des matériaux

Des essais systématiques sur les matériaux mis en oeuvre doivent être réalisés par l'entreprise.

6. Contrôle de la qualité de l'exécution

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier.

Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux.

Donc $Q = 1.15$

- **D : Facteur d'amplification dynamique moyen :**

Le coefficient D est le facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la période fondamentale de la structure (T), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement (η). On comprendra aisément qu'il devrait y en avoir une infinité, mais pour simplifier on est amené à prendre des courbes enveloppes et à supprimer la partie descendante de la courbe vers les valeurs faibles de la période de la structure T (ceci pour tenir compte des formules forfaitaires de la période qui donnent des valeurs faibles de T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-2)page 26}$$

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site. **RPA 99** (Tableau 4.7) page 34

Le site est considéré comme sol meuble $\sigma_{sol} = 1.9$

la classification des sites

RPA 99 (Tableau 3-2) page 15

on trouve que ces caractéristiques correspondent à un site de catégorie S3, donc on aura :

$$\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.50s \end{cases}$$

V.3.1.2. Calcul de la période fondamentale de la structure :

Le facteur de correction d'amortissement η est donné par :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} \geq 0.7 \quad \text{RPA99 (Formule 4.3) page 34}$$

Où $\zeta(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages **RPA 99** (Tableau 4.2) page 26

On prend : $\zeta = 7\%$

$$\text{Donc : } \eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0.78 > 0.7$$

$$T_c = C_T h_n^{3/4} \quad \text{RPA99 (Formule 4-6) page 31}$$

h_n : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$h_n = 30.6m$$

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage et donnée par :

RPA 99 (Tableau 4.6) page 31

Portiques auto stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie

$$\text{Donc } C_T = 0.050$$

$$T = 0.050 \times (30.6)^{3/4} = 0.65 \text{ s}$$

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

$$T_{x,y} = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{L_{x,y}}} \quad \text{RPA99 (Formule 4-7) page 31}$$

L : Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$$L_x = 27.50 \text{ m}, \quad L_y = 16.40 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.52s \\ T_y = 0.68s \end{cases}$$

$$T_x = \min(T_x; T) = 0.52s > T_2 = 0.5s$$

$$T_y = \min(T_y; T) = 0.65s > T_2 = 0.5s$$

$$\Rightarrow D = 2.5\eta\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \quad T_2 < T < 3.0s$$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} D_x = 2.5 \times 0.78 \times \left(\frac{0.5}{0.52}\right)^{2/3} = 1.90 \\ D_y = 2.5 \times 0.78 \times \left(\frac{0.5}{0.65}\right)^{2/3} = 1.64 \end{array} \right\}$$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$\left\{ \begin{array}{l} T_x = 1.3 \times 0.52 = 0.68s \\ T_y = 1.3 \times 0.65 = 0.85s \end{array} \right.$$

- **W : Poids total de la structure.**

La valeur de W comprend la totalité des charges permanentes pour les bâtiments d'habitation.

Il est égal à la somme des poids W_i ; calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi} \quad \text{RPA99 (Formule 4.5) page 30}$$

- W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

- W_{Qi} : Charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, il est donné par :

RPA99 (Tableau 4.5) page 30

le projet à usage d'habitation donc un coefficient de pondération $\beta = 0.20$.

W=35885.94 kn

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$V_x = \frac{0.15 \times 1.9 \times 1.15}{5} \times 35885.94 = 2276.66kn$$

$$V_y = \frac{0.15 \times 1.64 \times 1.15}{5} \times 35885.94 = 1965.11kn$$

V.3.2. Méthode d'analyse modale spectrale:

➤ **Principe:**

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

L'étude dynamique sismique a été faite du logiciel de calcul de Structure (Robot), par ailleurs ce calcul a été complète par des vérifications analytiques conformément aux recommandations du chapitre 04 du règle RPA99 v2003.

➤ **Demain d'application:**

La méthode analyse modale spectrale est appliquée pour tous les cas de bâtiment, et en particulier dans les cas où méthodes statique équivalente est inapplicable.

V.3.3 Méthode d'analyse dynamique par Accélérogramme :

➤ **Principe:**

Le même principe que la méthode d'analyse spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accélérogramme réels.

Cette méthode repose sur la détermination des lois de comportement et la méthode d'interprétation des résultats. Elle s'applique au cas par cas pour les structures stratégiques (Centrales nucléaires par exemple) par un personnel qualifié.

V.4. Calcul Des Actions Sismiques (Selon La Méthode Dynamique Modale Spectrale):

V.4.1. Présentation du logiciel de calcul :

Le logiciel de calcul adopté pour effectuer cette Analyse, et logiciel **ROBOT Structural**

➤ **Description de logiciel ROBOT :**

- Il est connu exclusivement pour le calcul des bâtiments, il permet de modéliser facilement et rapidement tout type de bâtiment grâce à une interface graphique.
- Il permet une descente de charge automatique et rapide.
- Calcul automatique de centre de Torsion et centre de Masse ainsi que la prise en compte implicite de l'excentricité accidentelle.
- Les voiles sont modélisés comme des éléments (dalle) à (04 nœuds).
- Les Poteaux et les Poutres sont modélisés comme des éléments (barre) à (02 nœuds), (Chaque nœud ayant (06) degré de liberté).
- Les Plancher sont considèrent rigides dans leur plans et sont simulés par des diaphragmes.

➤ **buts de l'analyse dynamique:**

- Détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure.
- Déterminer les modes et les périodes propres.

ROBOT considère un modèle brochette encastré à la base où les masses sont considérées Concentrées au niveau de chaque plancher.

- La masse des planchers est calculée de manière à inclure une partie de la surcharges d'exploitation ($\beta = 0,2$) **tab.4.5.RPA99-v2003**.

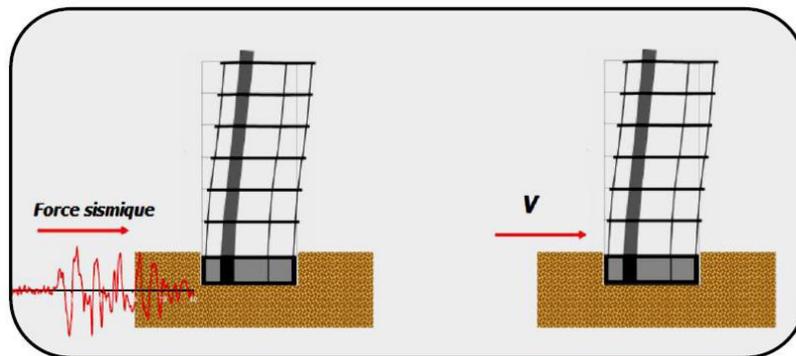


Figure. V.1. Simulation de la force sismique.

V.4.2.Spectre de réponse de calcul.

Le RPA99/version 2003 impose un spectre de réponse de calcul défini par la fonction Suivante :

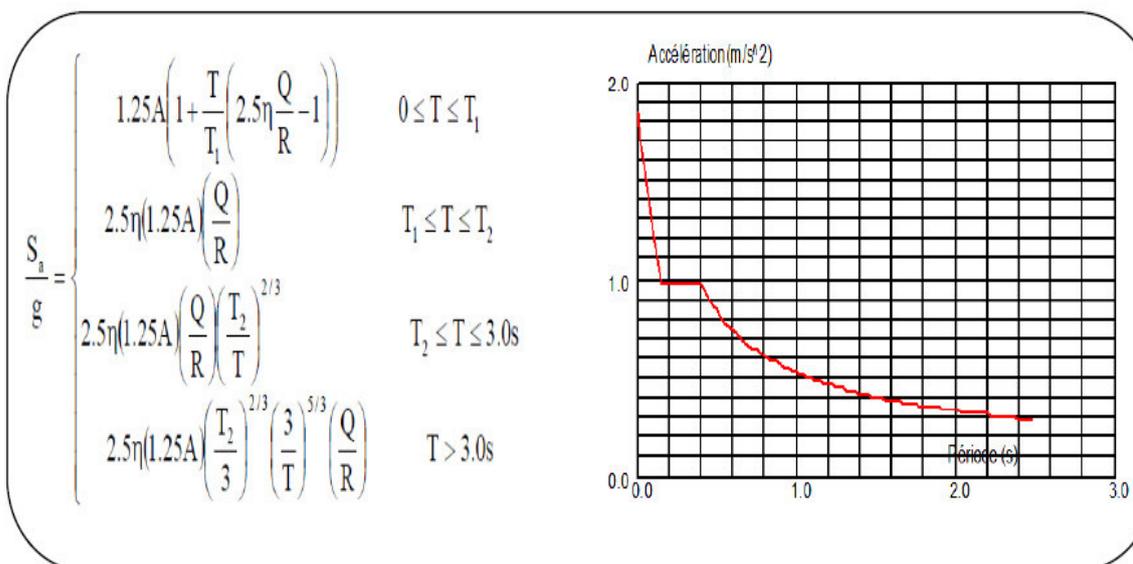


Figure V.2. Spectre de Réponse.

-Spectre de réponse 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 :

A : coefficient d'accélération de zone

η : coefficient de correction d'amortissement

Q : facteur de qualité.

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site..

R : coefficient de comportement global de la structure donnée par le *Tableau*

(4.3)RPA2003 , en fonction de système de contreventement.

R = 4 Portiques contreventés par des voiles (tableau 4.3 RPA 99 / version 2003)

$$\eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} \geq 0.7$$

Où $\zeta(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages *RPA 99 (Tableau 4.2) page 26*

On prend : $\zeta = 7\%$

$$\text{Donc : } \eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0.78 > 0.7$$

- **A** : Coefficient d'accélération de la zone.

RPA99 (Tableau 4.1)page 26

Ville : Bejaïa

- Groupe d'usage : groupe 2
- Zone sismique : zone IIa $\Rightarrow A = 0.15$

V.4.3.Nombre de modes à considérer :

Le RPA99/version2003 (article 4.3.4 -a) préconise de prendre en considération ce qui suit:

a) Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux direction orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions l'excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% a moins de la masse totale de la structure.

- où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.

V.4.4. Analyse de la structure :

V.4.4.1 .Premier variante : étude d'un bâtiment sans voiles :

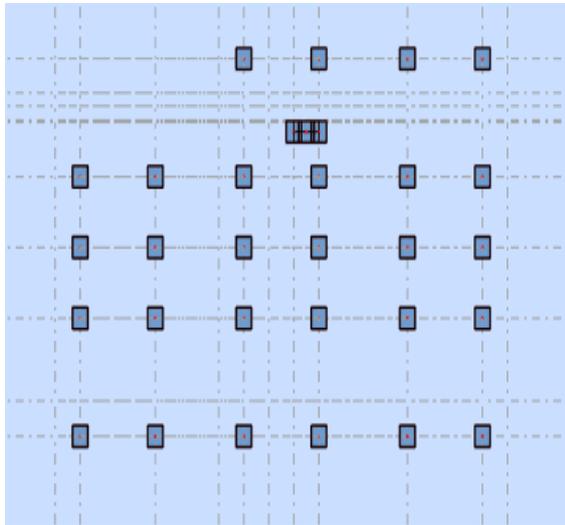


Figure .V.3: vu à la plane des fondations

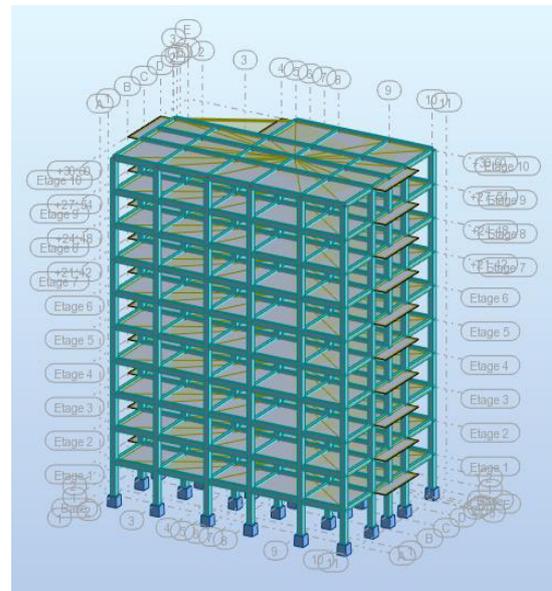


Figure .V.4: vu au plane 3d

Résultats de l'analyse dynamique par ROBOT :

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
5/ 1	0,86	1,17	0,02	63,15	0,0	0,02	63,15
5/ 2	1,01	0,99	67,46	66,00	0,0	67,44	2,85
5/ 3	1,04	0,96	79,94	79,11	0,0	12,48	13,11
5/ 4	2,68	0,37	79,94	87,39	0,0	0,00	8,28
5/ 5	3,12	0,32	89,12	87,74	0,0	9,19	0,35
5/ 6	3,24	0,31	90,48	89,61	0,0	1,35	1,88
5/ 7	4,78	0,21	90,48	92,66	0,0	0,00	3,04
5/ 8	5,50	0,18	94,04	92,71	0,0	3,57	0,06
5/ 9	5,75	0,17	94,21	93,53	0,0	0,17	0,81
5/ 10	7,22	0,14	94,21	95,26	0,0	0,00	1,74

Tableau.V.1 : Périodes et factures da participation massique modale (Premier variante).

-Note :

D'après le tableau ci-dessus on constate ce qui suit :

-le premier que le 1eret 2éme et le 3éme mode c'est modes de torsion

$$1,3 \times T_x = 1,3 \times 0,52 = 0,68 < T_x(\text{dyn}) = 1.17$$

$$1,3 \times T_y = 1,3 \times 0,65 = 0,85 < T_y(\text{dyn}) = 0.99$$

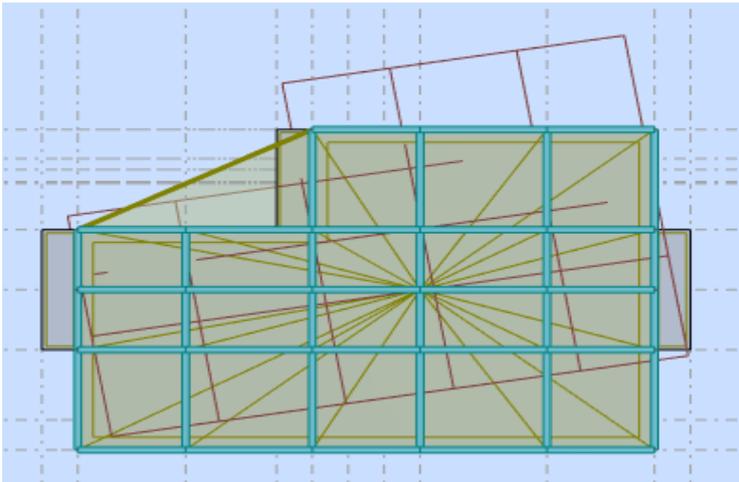


Figure.V.5 :Premier mode de vibration. vue en plan (Premier variante).

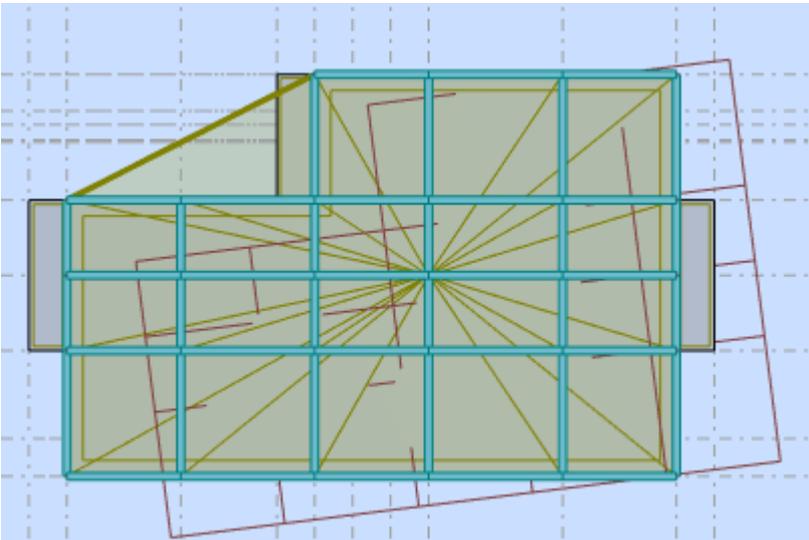


Figure.V.6 :Deuxième mode de vibration. Vue en plan (Premier variante)

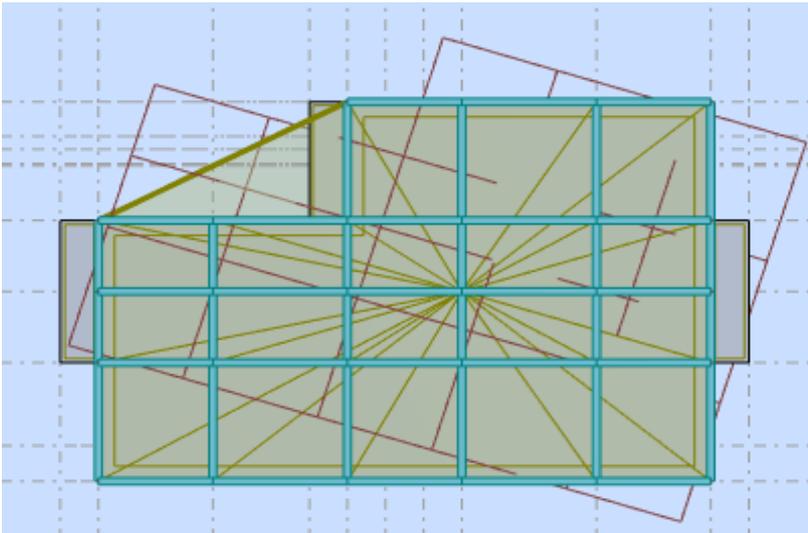


Figure.V.7 : Troisième mode de vibration. Vue en plan (Premier variante)

➤ **Problématique :**

Nous remarquons de résultats précédents que la structure est instable, selon les recommandations de l’RPA

➤ **La solution :**

On aménage le système de contreventement pour assurer la stabilité de structure et aussi ajouté des voiles.

V4.4.2. Deuxième variante : étude d’un bâtiment avec voiles :

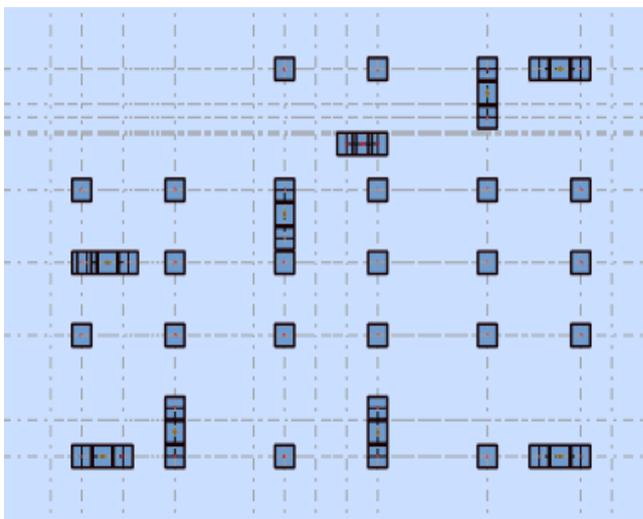


Figure .V.8: vu à la plane des fondations

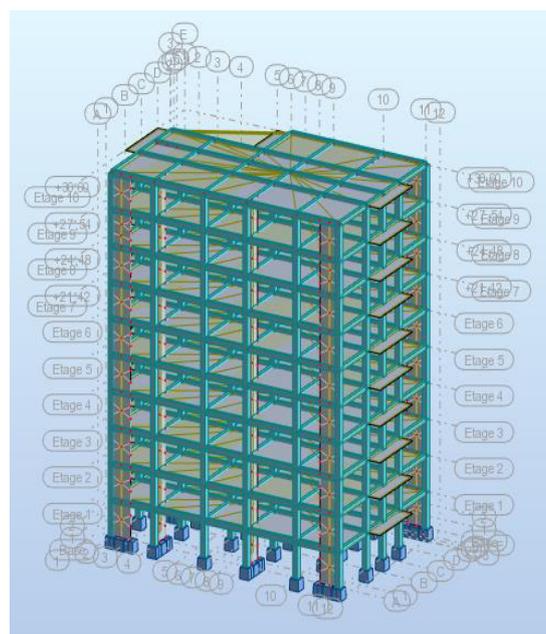


Figure .V.9: vu au plane 3d

Après le calcul obtenu les résultats suivants :

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
5/ 1	1,07	0,94	3,11	44,48	0,0	3,11	44,48
5/ 2	1,29	0,78	67,60	53,11	0,0	64,49	8,63
5/ 3	1,34	0,75	74,31	73,42	0,0	6,71	20,31
5/ 4	3,69	0,27	75,12	80,43	0,0	0,81	7,01
5/ 5	4,40	0,23	84,45	83,39	0,0	9,33	2,96
5/ 6	4,69	0,21	87,18	86,61	0,0	2,73	3,22
5/ 7	7,47	0,13	87,74	88,98	0,0	0,56	2,37
5/ 8	8,84	0,11	91,06	90,76	0,0	3,32	1,78
5/ 9	9,70	0,10	92,34	92,10	0,0	1,28	1,34
5/ 10	11,63	0,09	92,64	92,33	0,0	0,30	0,23

Tableau.V.2: Périodes et factures da participation massique modale(Deuxième variante).

-Note :

D'après le tableau ci-dessus on constate ce qui suit :

-le premier que le 1er et 2ème et le 3ème mode c'est modes de torsion

$$1,3 \times T_x = 1,3 \times 0,52 = 0,68 < T_x(\text{dyn}) = 0,94$$

$$1,3 \times T_y = 1,3 \times 0,65 = 0,85 > T_y(\text{dyn}) = 0,78$$

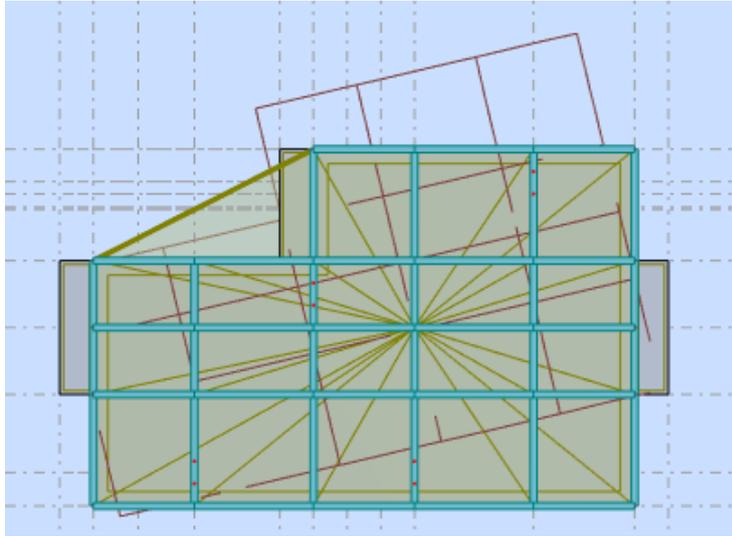


Figure.V.10 :Premier mode de vibration. vue en plan (Deuxième variante).

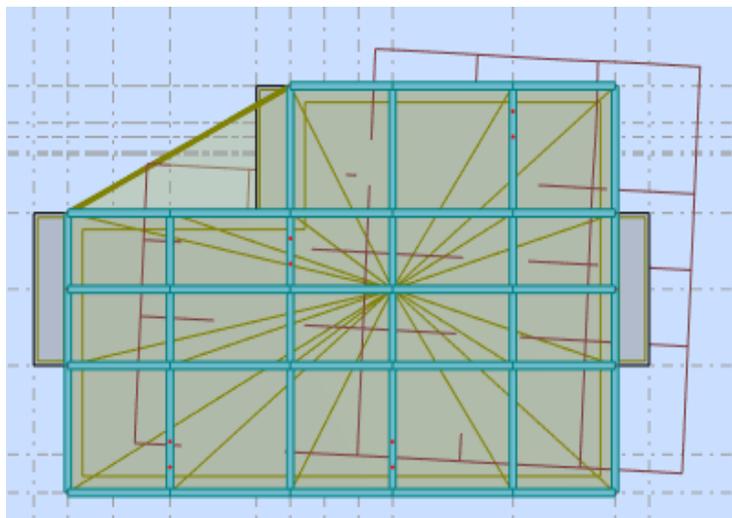


Figure.V.11 :Deuxième mode de vibration. Vue en plan (Deuxième variante)

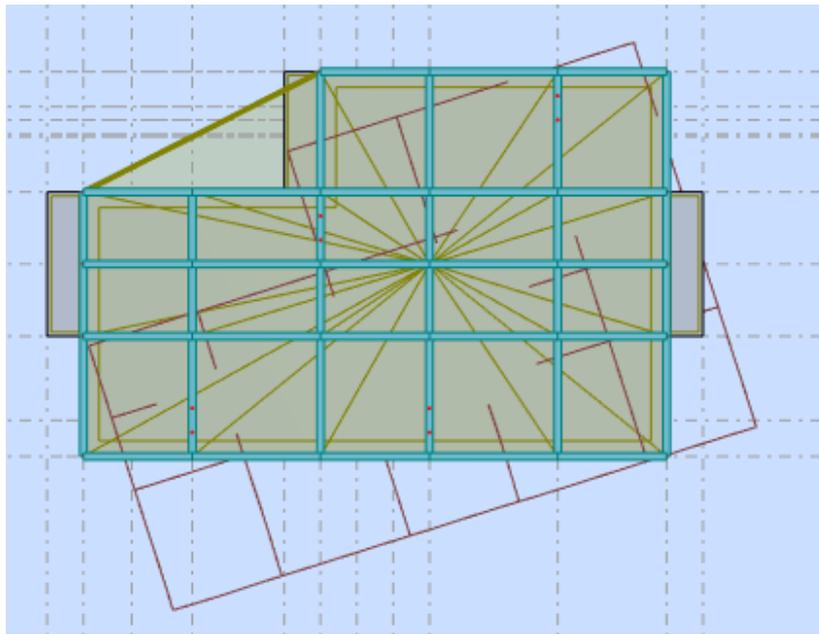


Fig.V.12.Troisième mode de vibration Vue en plan (deuxième variante).

➤ **Problématique :**

Nous remarquons de résultats précédents que la structure est instable, selon les recommandations de l’RPA

➤ **La solution :**

Changer les emplacements des voiles.

V.4.4.3. Troisième variante :

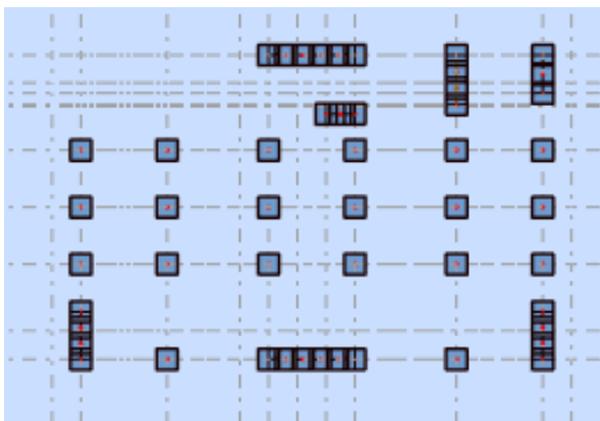


Figure .V.13: vu à la plane des fondations

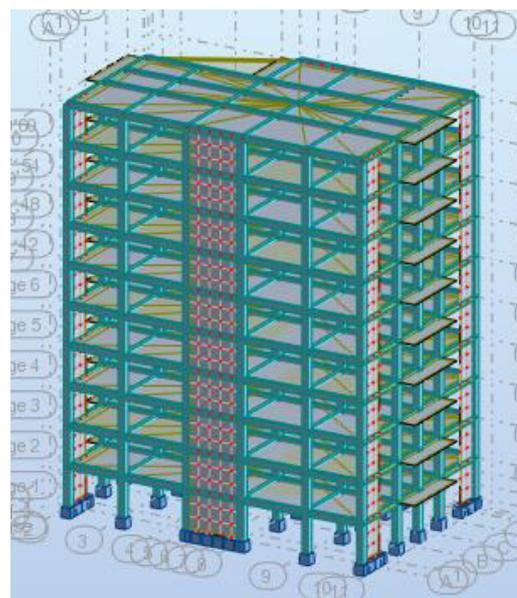


Figure .V.14: vu au plane 3d

Après le calcul obtenu les résultats suivants :

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
5/ 1	1,26	0,80	0,00	72,49	0,0	0,00	72,49	0,0	3588594,08	3588594,08
5/ 2	1,48	0,68	66,71	72,49	0,0	66,71	0,01	0,0	3588594,08	3588594,08
5/ 3	1,71	0,59	69,24	72,52	0,0	2,54	0,02	0,0	3588594,08	3588594,08
5/ 4	4,52	0,22	69,24	86,15	0,0	0,00	13,63	0,0	3588594,08	3588594,08
5/ 5	6,08	0,16	86,42	86,15	0,0	17,17	0,00	0,0	3588594,08	3588594,08
5/ 6	6,92	0,14	86,84	86,17	0,0	0,42	0,02	0,0	3588594,08	3588594,08
5/ 7	9,68	0,10	86,84	91,99	0,0	0,00	5,82	0,0	3588594,08	3588594,08
5/ 8	10,83	0,09	86,85	91,99	0,0	0,00	0,00	0,0	3588594,08	3588594,08
5/ 9	11,45	0,09	87,54	91,99	0,0	0,70	0,00	0,0	3588594,08	3588594,08
5/ 10	12,07	0,08	89,75	92,00	0,0	2,20	0,00	0,0	3588594,08	3588594,08
5/ 11	12,54	0,08	89,76	92,00	0,0	0,01	0,00	0,0	3588594,08	3588594,08
5/ 12	12,65	0,08	89,79	92,00	0,0	0,03	0,00	0,0	3588594,08	3588594,08
5/ 13	13,47	0,07	89,79	92,00	0,0	0,00	0,00	0,0	3588594,08	3588594,08
5/ 14	13,51	0,07	91,50	92,00	0,0	1,71	0,01	0,0	3588594,08	3588594,08
5/ 15	13,66	0,07	91,57	92,00	0,0	0,07	0,00	0,0	3588594,08	3588594,08

Tableau.V.3 : Périodes et factures da participation massique modale(Troisième variante).

➤ **Résultat :**

D'après le tableau ci-dessus on constate ce qui suit :

- le premier que le 1er mode est un mode de translation selon l'axe X (UX=72.49%)
- le 2ème mode est un mode de translation selon l'axe Y (UY=66.71%)
- le 3ème est un mode torsion pure

- La période fondamentale **T x (dyn)= 0,8 s.**
- La période fondamentale **T y (dyn)= 0,68 s.**

Les 9 premiers modes sont nécessaires pour que la masse modale atteigne les 90%

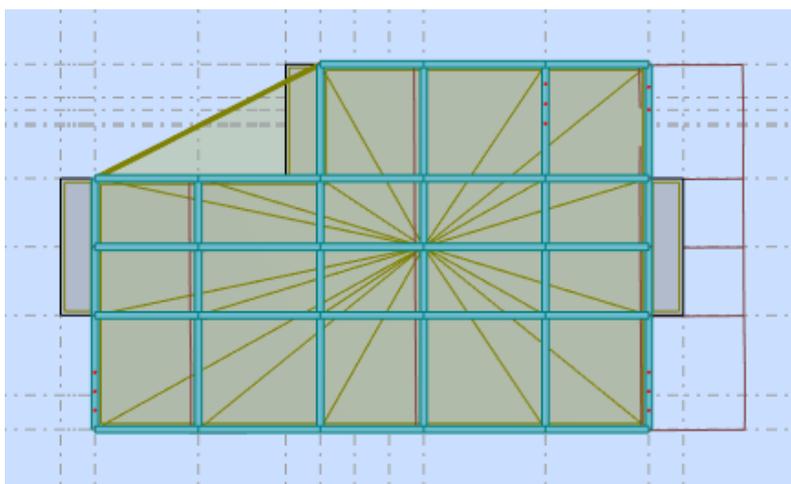


Figure.V.15 :Premier mode de vibration. vue en plan (Troisième variante).

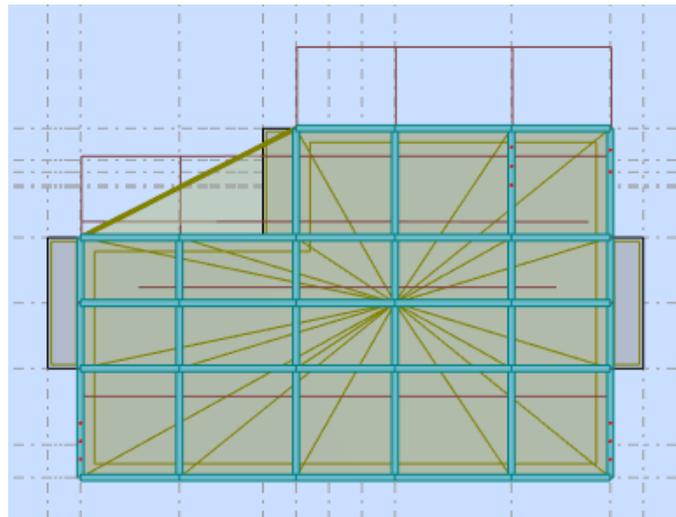


Figure.V.16 :Deuxième mode de vibration. Vue en plan (Troisième variante)

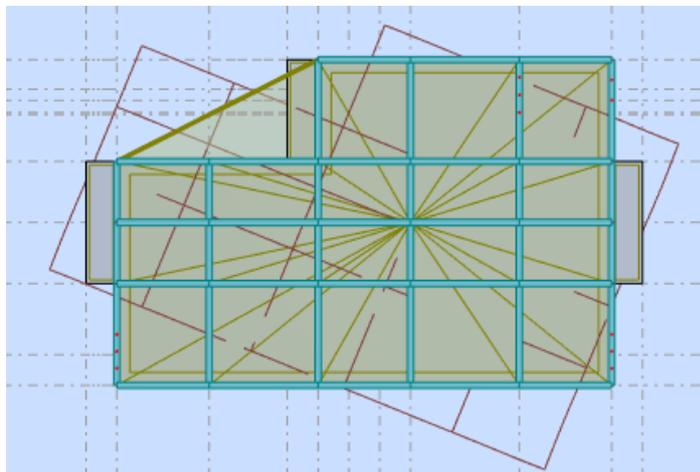


Figure.V.17 :Troisième mode de vibration Vue en plan (Troisième variante).

V4.4.4.Conclusion :

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

➤ **Résumé des résultats :**

	V_{dyn} (KN)	V_{stat} (KN)	80% V_{stat}	$0.8V_{stat} < V_{dyn}$
Sens X	2459.36	2276.66	1821.328	Vérifie
Sens Y	2322.17	1965.11	1572.088	Vérifie

Tableau.V.4 : résultats des forces sismiques

V.4.5. Distribution horizontale des forces sismiques:

Cas/Etage	FX [kN]
6/ 1	2459,36
6/ 2	2425,51
6/ 3	2341,95
6/ 4	2213,56
6/ 5	2046,37
6/ 6	1842,50
6/ 7	1601,22
6/ 8	1313,36
6/ 9	955,86
6/ 10	501,11

Tableau.V.5 :.Distribution horizontale des forces sismiques sens longitudinal

Cas/Etage	FY [kN]
8/ 1	2322,17
8/ 2	2291,38
8/ 3	2208,03
8/ 4	2081,90
8/ 5	1921,58
8/ 6	1721,50
8/ 7	1478,57
8/ 8	1198,59
8/ 9	873,17
8/ 10	467,00

TableauV.6 :.Distribution horizontale des forces sismiques sens transversal

L'effort tranchant au niveau de l'étage k est donné par la formule :

$$V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$$

➤ Sens longitudinal:

Cas/Etage	FX [kN]	FX sur les poteaux [kN]	FX sur les voiles [kN]
6/ 1	2459,36	720,46	1738,90
6/ 2	2425,51	526,60	1898,90
6/ 3	2341,95	697,57	1644,38
6/ 4	2213,56	800,11	1413,45
6/ 5	2046,37	857,09	1189,28
6/ 6	1842,50	875,39	967,11
6/ 7	1601,22	862,42	738,79
6/ 8	1313,36	829,92	483,43
6/ 9	955,86	755,73	200,12
6/ 10	501,11	890,97	-389,86

$$\frac{F_{x,poteau}}{F_{x,total}} = \frac{744,30}{2216,47} = 33,58\% > 25$$

➤ Sens transversal :

Cas/Etage	FY [kN]	FY sur les poteaux [kN]	FY sur les voiles [kN]
8/ 1	2322,17	701,47	1620,70
8/ 2	2291,38	681,36	1610,02
8/ 3	2208,03	847,72	1360,32
8/ 4	2081,90	913,81	1168,08
8/ 5	1921,58	917,91	1003,67
8/ 6	1721,50	876,06	845,44
8/ 7	1478,57	801,28	677,29
8/ 8	1198,59	713,52	485,08
8/ 9	873,17	580,75	292,42
8/ 10	467,00	680,83	-213,83

$$\frac{F_{y,poteau}}{F_{y,total}} = \frac{701,47}{2322,17} = 30,20\% > 25\%$$

➤ Sollicitations du voiles :

Cas/Etage	FZ [kN]	FZ sur les poteaux [kN]	FZ sur les voiles [kN]
10 (C) (C)	34795,81	24221,65	10574,16
10 (C) (C)	31027,75	21731,43	9296,32
10 (C) (C)	27534,72	19246,83	8287,89
10 (C) (C)	24041,70	16796,61	7245,09
10 (C) (C)	20548,69	14370,81	6177,88
10 (C) (C)	17055,70	11963,57	5092,13
10 (C) (C)	13562,74	9571,79	3990,94
10 (C) (C)	10069,84	7192,84	2877,00
10 (C) (C)	6577,12	4823,48	1753,64
10 (C) (C)	3091,05	2451,94	639,11

$$\frac{F_{z \text{ voiles}}}{F_{z \text{ total}}} = \frac{10574,16}{34795,81} = 30,38\% > 20\%$$

Selon RPA 99 version 2003 (art 3.4.4.a) :

Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques -voiles dans ce système de contreventement :

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques Proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs Interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

V.4.6.Vérification du déplacement:

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit:

$$\delta_k = R \times \delta_{ck}$$

δ_{ck} : Déplacement dû aux forces sismique Fi

R : coefficient de comportement = 4

ΔK : le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à $\Delta K = \delta_k - \delta_{k-1}$

➤ Sens longitudinal :

Cas/Etage	UX [cm]	dr UX [cm]
6/ 1	0,8	0,8
6/ 2	2,1	1,3
6/ 3	3,5	1,4
6/ 4	4,8	1,3
6/ 5	6,0	1,2
6/ 6	7,1	1,1
6/ 7	8,1	0,9
6/ 8	8,8	0,8
6/ 9	9,4	0,6
6/ 10	9,7	0,4

Tableau.V.7 : Vérification du déplacement longitudinal

➤ Sens transversal :

Cas/Etage	UY [cm]	dr UY [cm]
8/ 1	0,3	0,3
8/ 2	1,0	0,7
8/ 3	1,8	0,9
8/ 4	2,8	1,0
8/ 5	3,8	1,0
8/ 6	4,7	1,0
8/ 7	5,6	0,9
8/ 8	6,4	0,8
8/ 9	7,2	0,7
8/ 10	7,8	0,7

Tableau.V.8 : Vérification du déplacement Sens transversal

-Donc:

- $\Delta_1, \Delta_2, \dots, \Delta_{RDC}$ sont inférieurs à $\Delta_{adm} = 1\%(h) = 1\%(3,06) = 0,0306\text{m} = 3,06\text{cm}$.**V.4.7. 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 p40

$$\Theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0,10$$

Avec :

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associée au-dessus de niveau k :

V_k : effort tranchant d'étage au niveau k.

Δk : déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.

hk: hauteur de l'étage k.

➤ Sens longitudinal :

Niveau	Wi (kn)	pk (kn)	Δk (m)	Vx	hk (m)	θ	<0.1
10	3371.48	3371.48	0.004	358.59	3.06	0.01	vérifie
9	3515.76	6887.24	0.006	702.96	3.06	0.019	vérifie
8	3515.76	10403	0.008	999.09	3.06	0.027	vérifie
7	3515.76	13918.76	0.009	1254.30	3.06	0.033	vérifie
6	3515.76	17434.52	0.011	1474.62	3.06	0.043	vérifie
5	3515.76	20950.28	0.012	1665.14	3.06	0.049	vérifie
4	3515.76	24466.04	0.013	1828.65	3.06	0.056	vérifie
3	3515.76	27981.8	0.014	1960.23	3.06	0.065	vérifie
2	3515.76	31497.56	0.013	2053.87	3.06	0.065	vérifie
1	3515.76	35013.32	0.008	2096.36	3.06	0.44	vérifie

Tableau.V.9.: Vérification a L'effet (P- Δ) Sens Longitudinal.

➤ Sens transversal :

Niveau	Wi (kn)	pk (kn)	Δk (m)	Vy	hk (m)	θ	<0.1
10	3371.48	3371.48	0.007	439.18	3.06	0.017	vérifie
9	3515.76	6887.24	0.007	832.76	3.06	0.018	vérifie
8	3515.76	10403	0.008	1147.33	3.06	0.024	vérifie
7	3515.76	13918.76	0.009	1414.29	3.06	0.028	vérifie
6	3515.76	17434.52	0.01	1644.33	3.06	0.034	vérifie
5	3515.76	20950.28	0.01	1835.56	3.06	0.037	vérifie
4	3515.76	24466.04	0.01	1990.06	3.06	0.04	vérifie
3	3515.76	27981.8	0.009	2110.20	3.06	0.039	vérifie
2	3515.76	31497.56	0.007	2187.93	3.06	0.03	vérifie
1	3515.76	35013.32	0.003	2216.47	3.06	0.015	vérifie

Tableau.V.10: Vérification a L'effet (P- Δ) Sens transversal.

Remarque :

Puisque tous les coefficients θ_k sont inférieurs à 0.10, donc l'effet P- Δ peut être négligé pour les deux sens.

V.4.8.L 'excentricité accidentelle :

Cas/Etage	Nom	Masse [kg]	G (x,y,z) [m]	R (x,y,z) [m]	ex0 [m]	ey0 [m]
6/ 1	Etage 1	351576,66	14,51 7,46 1,53	17,18 9,72 2,25	2,67	2,27
6/ 2	Etage 2	351576,66	14,51 7,46 4,59	17,18 9,72 5,31	2,67	2,27
6/ 3	Etage 3	351576,66	14,51 7,46 7,65	17,18 9,72 8,37	2,67	2,27
6/ 4	Etage 4	351576,66	14,51 7,46 10,7	17,18 9,72 11,4	2,67	2,27
6/ 5	Etage 5	351576,66	14,51 7,46 13,7	17,18 9,72 14,4	2,67	2,27
6/ 6	Etage 6	351576,66	14,51 7,46 16,8	17,18 9,72 17,5	2,67	2,27
6/ 7	Etage 7	351576,66	14,51 7,46 19,8	17,18 9,72 20,6	2,67	2,27
6/ 8	Etage 8	351576,66	14,51 7,46 22,9	17,18 9,72 23,6	2,67	2,27
6/ 9	Etage 9	351576,66	14,51 7,46 26,0	17,18 9,72 26,7	2,67	2,27
6/ 10	Etage 10	337148,87	14,57 7,33 29,0	17,18 7,44 29,8	2,61	0,11

V.4.9.Détermination la force de chaque niveau :

$$F_i = V \frac{w_i \cdot h_i}{\sum w_i \cdot h_i}$$

➤ **Sens longitudinal:**

niveau	w_i (kn)	h_i (m)	$w_i \cdot h_i$	$\sum w_i \cdot h_i$	v_x (kn)	F_{ix} (kn)	v_{ix}
10	3371.48	30.6	103167.29	587417.4	2276.66	399.85	399.85
9	3515.76	27.54	96824.03	587417.4	2276.66	375.26	775.11
8	3515.76	24.48	86090.28	587417.4	2276.66	333.66	1108.77
7	3515.76	21.42	75307.58	587417.4	2276.66	291.87	1400.64
6	3515.76	18.39	64654.83	587417.4	2276.66	250.58	1651.22
5	3515.76	15.3	53791.13	587417.4	2276.66	208.48	1859.7
4	3515.76	12.24	43032.9	587417.4	2276.66	166.78	2026.48
3	3515.76	9.18	32274.68	587417.4	2276.66	125.09	2151.57
2	3515.76	6.12	21516.45	587417.4	2276.66	83.39	2234.96
1	3515.76	3.06	10758.23	587417.4	2276.66	41.7	2276.66

❖ vérification du moment de renversement :

$$\frac{M_s}{M_R} > 1.5$$

$$M_R = \sum F_i \cdot h_i$$

$$M_R = (399.85 \times 30.6) + (375.26 \times 27.54) + (333.66 \times 24.48) + (291.87 \times 21.42) + (250.58 \times 18.39) + (208.48 \times 15.3) + (166.78 \times 12.24) + (125.09 \times 9.18) + (83.93 \times 6.12) + (41.7 \times 3.06) = 48618.8 \text{ kn} \cdot \text{m}$$

$$M_s = w \times l_y / 2 = 34731.6 \times 27.50 / 2 = 477559.5$$

$$\frac{M_s}{M_R} = \frac{477559.5}{48618.8} = 9.8 > 1.5 \text{ cv}$$

➤ Sens transversal :

niveau	w_i (kn)	h_i (m)	$w_i \cdot h_i$	$\sum w_i \cdot h_i$	v_y (kn)	F_{iy} (kn)	v_{iy}
10	3371.48	30.6	103167.29	587417.4	1965.11	343.55	343.55
9	3515.76	27.54	96824.03	587417.4	1965.11	322.43	665.98
8	3515.76	24.48	86090.28	587417.4	1965.11	286.68	952.66
7	3515.76	21.42	75307.58	587417.4	1965.11	250.77	1203.43
6	3515.76	18.39	64654.83	587417.4	1965.11	215.30	1418.73
5	3515.76	15.3	53791.13	587417.4	1965.11	179.13	1597.86
4	3515.76	12.24	43032.9	587417.4	1965.11	143.30	1741.16
3	3515.76	9.18	32274.68	587417.4	1965.11	107.47	1848.63
2	3515.76	6.12	21516.45	587417.4	1965.11	71.65	1920.28
1	3515.76	3.06	10758.23	587417.4	1965.11	35.83	1965.11

❖ **Vérification du moment de renversement :**

$$\frac{M_s}{M_R} > 1.5$$

$$M_R = \sum F_i \cdot h_i$$

$$M_R = (343.55 \times 30.6) + (322.43 \times 27.54) + (286.68 \times 24.48) + (250.77 \times 21.42) + (215.30 \times 18.39) + (179.13 \times 15.3) + (143.30 \times 12.24) + (107.47 \times 9.18) + (71.65 \times 6.12) + (35.83 \times 3.06) = 41770.53 \text{ kn.m}$$

$$M_s = w \times l_y / 2 = 34731.6 \times 16.40 / 2 = 284799.12$$

$$\frac{M_s}{M_R} = \frac{284799.12}{41770.53} = 6.82 > 1.5 \text{ cv}$$

✚ La structure est stable, elle est vérifiée vis-à-vis du renversement selon les deux directions.

Après les changements et les modifications faites, les dimensions retenues définitivement sont les suivantes :

1-Poutres principales : (30×50) cm²

2-Poutres secondaires : (30×40) cm²

3-Epaisseur des voiles : e=15 cm

4- Poteaux : (50×55)= cm²

V.5.Conclusion:

Après toutes ces vérifications on peut dire que notre structure est une structure parasismique.

Le résultat obtenu pour le logiciel ROBOT 2018 (différentes sollicitation des éléments principaux) seront utilisés pour calcules les armatures de ces éléments ce qui va venir dans Notre prochain chapitre (calcul des éléments principaux).

VI. Etude au vent

VI.1. Introduction

Le vent est un phénomène de mouvement de l'air qui se déplace d'une zone de haute pression vers une zone de basse pression. Dans le domaine du génie civil, les actions climatiques ont une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela il faut tenir compte des actions dues au vent sur les différentes parois d'une construction.

VI.2. détermination de la pression statique due au vent :

La pression due au vent P_h qui s'exerce sur une construction à la hauteur (h) est donnée par la formule suivante :

$$q_j = C_d \times q_{dyn} \times (C_{pe} - C_{pi}) \text{ N/m}^2$$

« C_d » : coefficient dynamique de la constriction

« q_h » : pression dynamique du vent calculée à la hauteur h considérée.

« C_{pe} » : coefficients de pression extérieure.

« C_{pi} » : coefficients de pression intérieure

VI.2.1. calcul de la pression dynamique q_h :

La pression dynamique q_h qui s'exerce sur un élément de surface au niveau de la hauteur h est

donnée comme suit :

$$q_{dyn}(Z) = q_{ref} \times C_e(Z) \text{ (daN/m}^2\text{)}$$

Où :

q_{ref} : est la pression dynamique de référence pour les constructions permanentes donnée par le tableau ci-dessous en fonction de la zone du vent.

C_e : est le coefficient d'exposition au vent.

VI.2.2. valeur de la pression dynamique de référence :

La pression dynamique de référence pour les constructions permanentes donnée par le tableau 1 ci-dessous en fonction de la zone du vent.

zone	$q_{ref}(\text{N/m}^2)$
<i>I</i>	375
<i>II</i>	470
<i>III</i>	575

Tableau.VI.1 : pression dynamique de référence (tab 2.3 du R.N.V99 p46)

Notre bâtiment est situé à **bejaia** qui est classé en zone **II** : $q_{ref} = 470 \text{ N/m}^2$.

VI.2.3.calcul du coefficient d'exposition :

Le coefficient d'exposition au vent C_{ex} tient compte des effets de la rugosité du terrain, de la Topographie du site et de la hauteur h au-dessus du sol. En outre, il tient compte de la nature Turbulente du vent.

1. Cas de structures peu sensibles aux excitations dynamiques :

$$C_e(Z) = C_t(Z)^2 \times C_r(Z)^2 \times \left[1 + \frac{7 \times K_T}{C_r(Z) \times C_t(Z)} \right]$$

2. cas de structures sensibles aux excitations dynamiques :

$$C_e(Z) = C_r(Z)^2 \times C_t(Z)^2 \times [1 + 2 \times g \times I_v(Z)]$$

Avec :

C_r : coefficient de rugosité

C_t : coefficient de topographie

g : facteur de pointe

I_v : l'intensité de la turbulence

K_T : facteur du terrain

Notre structure peu sensible aux excitations dynamiques

$$C_e(Z) = C_t(Z)^2 \times C_r(Z)^2 \times \left[1 + \frac{7 \times K_T}{C_r(Z) \times C_t(Z)} \right]$$

VI.3.calcul des facteurs de site :

VI.3.1.catégories de terrain :

Les catégories de terrain sont données dans le tableau2 ci-dessous ainsi que les valeurs des paramètres suivants :

K_T : facteur du terrain

Z_0 : (en m), paramètre de rugosité

Z_{min} : (en m), hauteur minimale

ε : coefficient utilisé pour le calcul du coefficient dynamique C_d

Catégories de terrain (tab 2.4du RNV99 p47) :

Notre terrain est de catégorie IV dont : $K_T = 0,24$; $Z_0 = 1 m$; $Z_{min} = 16 m$; $\varepsilon = 0,46$.

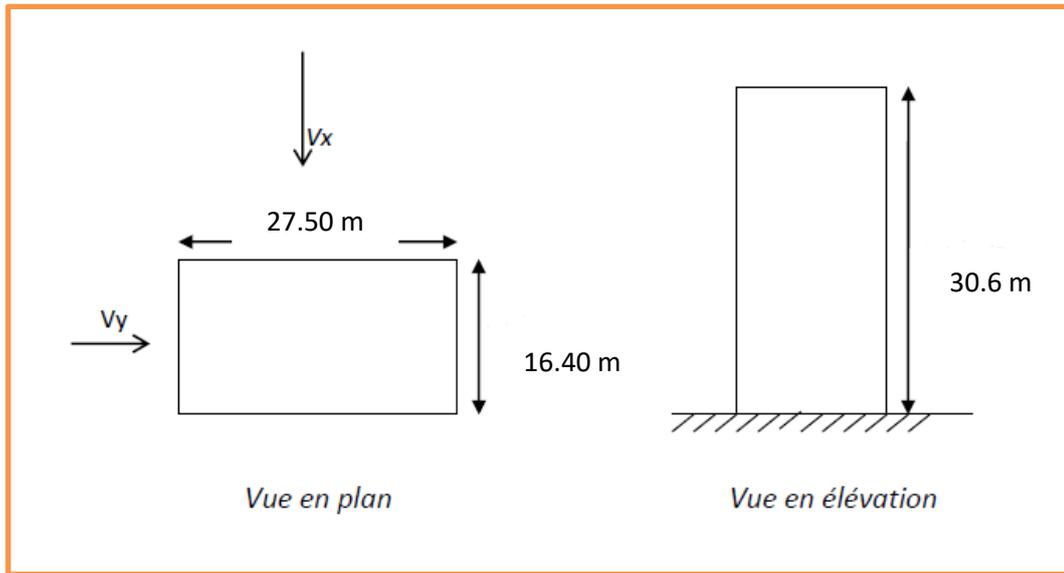
VI.3.2.coefficient de rugosité :

Le coefficient de rugosité $C_r(Z)$ traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse

Moyenne du vent. Il est défini par la loi logarithmique (logarithmique népérien)

$$Cr(Z) = KT \times Ln(Z/Z0) \rightarrow \text{pour : } Z_{min} \leq Z \leq 200 \text{ m}$$

$$Cr(Z) = KT \times Ln(Z_{min}/Z0) \rightarrow \text{pour : } Z < Z_{min}$$



Donc :

$$Cr(Z) = KT \times Ln(Z/Z0)$$

VI.3.3. coefficient de topographie (tab 2.5RNV 99 p48) :

Le coefficient de topographie C_t prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent lorsque celui-ci souffle sur des obstacles tels que les collines, les dénivellations isolées, etc.

Il est donné dans le tableau 3 ci-dessous en fonction de la nature du site

Pour un site plat comme il est le cas de notre site « $C_t = 1$ ».

Les valeurs de C_r , C_e et q_{dyn} en fonction de « Z » sont résumées dans le tableau suivant:

Z	Ct	Cr	Ce	qref(daN/m ²)	qdyn(daN/m ²)	qdyn(N/m ²)
3.06	1	0.665	1.559	47	73.273	732.73
6.12	1	0.665	1.559	47	73.273	732.73
9.18	1	0.665	1.559	47	73.273	732.73
12.24	1	0.665	1.559	47	73.273	732.73
15.3	1	0.665	1.559	47	73.273	732.73
18.36	1	0.698	1.659	47	77.973	779.73
21.42	1	0.735	1.775	47	83.425	834.25
24.48	1	0.767	1.877	47	88.219	882.19
27.54	1	0.795	1.968	47	92.496	924.96

30.6	1	0.821	2.053	47	96.491	964.91
------	---	-------	-------	----	--------	--------

Tableau VI.2 : calcul du coefficient qdyn(daN/m²)- qdyn(N/m²)

VI.4.calcul du coefficient dynamique :

Le coefficient dynamique Cd tient compte des effets de réduction dus à l'imparfaite corrélation des pressions exercées sur les parois ainsi que des effets d'amplification dus à la partie de turbulence ayant une fréquence proche de la fréquence fondamentale d'oscillation de la structure.

Le coefficient Cd est déterminé à l'aide des abaques (voir annexe). Ces abaques correspondent à des bâtiments ou cheminées, il y a lieu d'interpoler ou d'extrapoler linéairement.

Cd est donné en fonction de :

- b(en m) qui désigne la dimension horizontale perpendiculaire à la direction du vent prise à la base de la construction.
- h (en m) qui désigne la hauteur totale de la construction

Sens XX :

b=27.5 m

h=30.6 m donc Cd =0.92 (voir RNV99 p51)

Sens YY :

b=16.40 m

h=30.6 m donc Cd =0.95 (voir RNV99 p51)

VI.5.Détermination des coefficients de pression

VI.5.1.Coefficient de pression extérieure

Sens XX :

h=30.6m ; b=27.5m ; d=16.4m

$e = \min(b ; 2h)$

Donc : e = 27.5 m

e/5 = 5.5 m

d = 16.40 m < e = 27.5 m

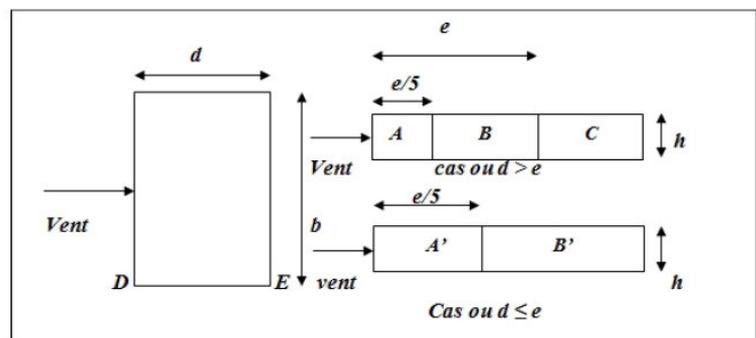


Figure VI.1: Répartition des Zones de Pression extérieur sur les parois

	A,A'	B,B'	D	E
C_{pe10}	-1.0	-0.8	+0.8	-0.3

Tableau VI.3: coefficient de pression extérieure

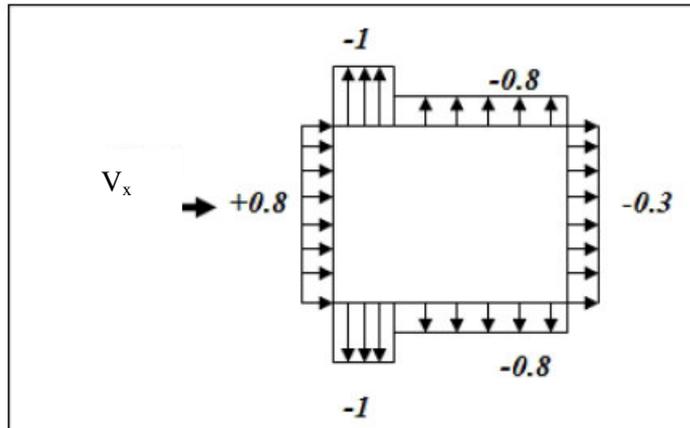


Figure VI.2: C_{pe} : Pour les parois verticales du bâtiment à base rectangulaire (V_x)

➤ Sens YY :

$h=30.6m$; $b=16.4m$; $d=27.5m$

$e=\min(b ; 2h)$

Donc : $e=16.75m$

$d = 27.5 m > e = 16.75$

	A,A'	B,B'	C	D	E
C_{pe10}	-1.0	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

Tableau.VI.4: coefficient de pression extérieure

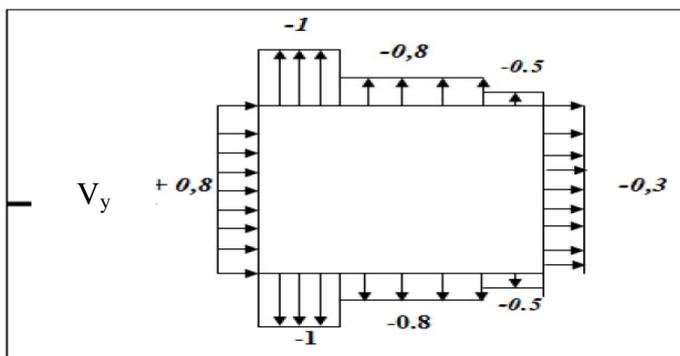


Figure VI.3: C_{pe} : Pour les parois verticales du bâtiment à base rectangulaire (V_y)

b) Toitures plates: (RNV 99 page 65).

Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale 4° il convient de Diviser la toiture comme la figure suivant:

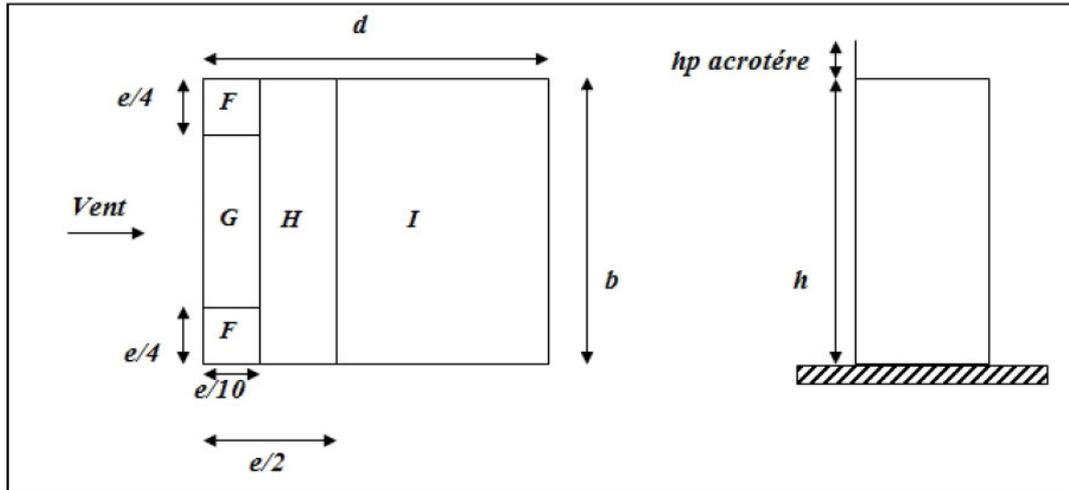


Figure VI.4: Répartition des zones de pression extérieure sur la toiture

D'après le tableau 5.2 (RNV P.66) on a:

$$\frac{h_p}{h} = \frac{0.60}{30.6} = 0.02$$

	F	G	H	I
C_{pe10}	-1.60	-1.1	-0.7	± 0.2

VI.5.2. Evaluation de la pression intérieure (Cpi) :

(chap 05 - §2.2.2 : RNV99 p 79)

Dans le cas de bâtiments avec cloisons intérieure ; les valeurs suivantes doivent être utilisées : **Cpi = 0.8** et **Cpi = -0.5**

On prend : Cpi = 0,8.

VI.5.3. Détermination du coefficient de pression de vent Cp

Le calcul se fait à l'aide de la formule suivante :

$$Cp = Cpe - Cpi$$

On a Cpi = 0,8. Le tableau suivant montre les résultats de CP:

Zone	C _{pi}	C _{p10}	C _p
A,A'	0.8	-1.0	-1.8
B,B'	0.8	-0.8	-1.6
C	0.8	-0.5	-1.3
D	0.8	+0.8	0
E	0.8	-0.3	-1.1
F	0.8	-1.6	-2.4
G	0.8	-1.1	-1.9
H	0.8	-0.7	-1.5
I	0.8	-0.2	-1
I	0.8	+0.2	-0.6

Tableau.VI.5: du coefficient de pression de vent C_p

VI.6.Détermination de la pression dynamique du au vent:

La pression du au vent q_j qui s'exerce sur une construction à la hauteur z est donnée par la formule suivante :

$$q_j = C_d \times q_{dyn} \times (C_{pe} - C_{pi})$$

$$q_j = C_d \times q_{dyn}(Z) \times C_p$$

VI.7.Calcul des forces de frottement:

Dans notre structure le calcul de la force de frottement est inutile parce que les deux conditions de l'article 1.4.2 page 41.

Les forces de frottement qui doivent être calculées sont celles pour lesquelles le rapport $(d/b \geq 3)$, et le rapport $(d/h \geq 3)$, soient vérifiés.

$$b=27.5m; d=16.4m; h=30.6m.$$

$$(d/b) = (16.4 / 27.5) = 0.60 < 3 \dots\dots\dots \text{Non vérifiée.}$$

$$(d/h) = (16.4/30.6) = 0.54 < 3 \dots\dots\dots \text{Non vérifiée.}$$

Alors la force de frottement $F_r = 0$

VI.8.Force résultante :

La force résultante R se décompose en deux forces :

→ Une force globale horizontale F_W .

→ Une force de soulèvement F_u .

Dans notre structure la force de soulèvement F_u est négligeable parce que il y a des planchers très lourds $F_u = 0$

Action d'ensemble:

ce sont les forces résultantes des pressions q_j appliquées sur notre bâtiment. On les note par R_x ; R_y ; R_z ; dirigées respectivement suivant les sens x ; y et z .

La force résultante R est donnée par : (art 2.1.2 page 44).

$$R = \sum (q_j \times s_j) + \sum F_{frj}$$

q_j (N/m²) : la pression du vent sur un élément de surface j .

s_j en (m²) : est l'air de l'élément de surface.

F_{Frj} en N: La force de frottement.

Zj (m)	zone	s(x,x) m2	s(y,y) m2	Qdyn (N/m2)	qj(x)	qj(y) ²	R(x)N	R(y)N
3.06	E	84.15	50.18	732.73	-741.52	-765.70	-62398.91	-38422.83
6.12	E	84.15	50.18	732.73	-741.52	-765.70	-62398.91	-38422.83
9.18	E	84.15	50.18	732.73	-741.52	-765.70	-62398.91	-38422.83
12.24	E	84.15	50.18	732.73	-741.52	-765.70	-62398.91	-38422.83
15.3	E	84.15	50.18	732.73	-741.52	-765.70	-62398.91	-38422.83
18.36	E	84.15	50.18	779.73	-789.09	-814.82	-66401.92	-40887.67
21.42	E	84.15	50.18	834.25	-844.26	-871.79	-71044.48	-43746.42
24.48	E	84.15	50.18	882.19	-892.78	-921.89	-75127.43	-46260.44
27.54	E	84.15	50.18	924.96	-936.06	-966.58	-78769.45	-48502.98
30.6	E	84.15	50.18	964.91	-976.49	-1008.33	-82171.63	-50597.99

Tableau.VI.6 :résultat de vent

➤ **les résultats :**

$$R_{xx} = -835.51KN$$

$$R_{yy} = -422.11KN$$

VI.9. Conclusion

En comparant les actions du vent à celles du séisme, on remarque que ces dernières sont plus importantes et vu que la probabilité d'avoir les deux actions simultanément est faible, la suite de l'étude se fera en tenant compte uniquement des actions sismiques.

VII. Ferrailage des éléments porteurs :

VII.1. Introduction :

Les éléments principaux sont soumis aux actions dues aux charges permanentes et aux charges d'exploitation ainsi qu'aux actions sismiques.

Leurs ferrailages doivent être réalisés de façon à résister aux combinaisons des Différentes actions en considérant les combinaisons les plus défavorables.

La réglementation en vigueur **BAEL 91** et **RPA 99 version 2003** nous dictent un certain nombre de combinaisons avec lesquelles nous allons travailler.

VII.2. Les combinaisons d'actions :

VII.2.1. Selon les BAEL 91 :

Ce sont des combinaisons qui prennent en compte uniquement les charges permanentes **G** et les charges d'exploitation **Q**

$$1,35 G + 1,5 Q \quad \text{à l'E.L. U}$$

$$G + Q \quad \text{à l'E.L.S}$$

VII.2.2. Selon les R.P.A 99 :

Situation accidentelle (article 5.2 page 40)

$$G+Q+E$$

$$G+Q-E$$

$$0.8G+E$$

$$0.8G-E$$

a) Pour le portique :

- *Les poteaux :*

À l'ELU : $1,35 G + 1,5 Q$ (BAEL 91)

À l'ELS : $G + Q$

Accidentelle : $G + Q \pm E$ (RPA99 -2003)
 $0.8G \pm E$

Sachant que :

- La combinaison ($G + Q \pm E$) 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 : $1,35 G + 1,5 Q$ (BAEL 91)

À l'ELS : $G + Q$

Accidentelle : $G + Q \pm E$ (RPA99 -2003)
 $0.8G \pm E$

- 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.

• **b/Les voiles :**

$G + Q \pm E$ (RPA99v2003)
 $0.8G \pm E$

VII.3. FERRAILLAGE DES ELEMENTS PORTEURS

Le ferrailage des éléments résistants doit respecter les règlements en vigueur en l'occurrence le **RPA99 version 2003** et le **BAEL 91**.

VII.3.1. 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 ». Ils sont calculés en flexion composée.

Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

Situation	Béton			Acier (TYPE 1 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

Tableau.VII.1 : Contraintes caractéristiques du béton et de l'acier.

VII.3.1.1. Combinaisons des charges :

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

❖ **Selon BAEL 91 :**

E.L.U : Situation durable : $1.35 G + 1.5 Q$

À l'ELS : $G + Q$

❖ **Selon les R.P.A 99 :**

Situation accidentelle (article 5.2 page 40)

$$G + Q \pm E$$

$$0.8G \pm E$$

VII.3.1.2. Recommandations des RPA99/Version 2003 :

• **Armatures longitudinales :**

D'après l'article 7.4.2 des RPA99/Version 2003, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet. Leur pourcentage minimal sera de :

0.8 % en zone IIa

Leur pourcentage maximal sera de :

- 3% en zone courante
- 6% en zone recouvrement
- Le diamètre minimal est de 12 mm
- La longueur minimale des recouvrements est de : 40Φ en zone IIa

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25 cm en zone IIa

Armatures transversales : BAEL 91/99 (art :A.8.1.3)

1/ Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3}$

2/ leur espacement : $S_t \leq \min(15\phi_l; 40cm; a+10cm)$

3/ La quantité des armatures transversales $\frac{A_t}{S_t \cdot b_1}$ est donnée comme suit:

Si $\lambda_g \geq 5 \rightarrow 0.3\%$

Si $\lambda_g \leq 5 \rightarrow 0.8\%$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédents

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 ($l_f = 0.7L$)

➤ **RPA99(VER2003):**

1/ Les armatures transversales des poteaux sont calculées par la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique des aciers transversaux (fe 235MPa).

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par les efforts tranchants

$\rho_a = 2.5$ Si $\lambda_g \geq 5$.

$\rho_a = 3.75$ Si $\lambda_g < 5$.

S_t : est l'espace des armatures transversales

- La zone nodale : $S_t \leq \min(10 \phi_l, 15 \text{ cm})$

- La zone courante : $S_t \leq 15 \phi_l$

ϕ : Le diamètre minimal des armatures longitudinales.

VII.3.1.3. calcul le ferrailage :

$C = 5 \text{ cm}$; $S = 50 \times 55 (\text{cm}^2)$; acier Fe E400; $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$.

$F_{bu} = 0.85 f_{c28} / \gamma_b = 14.20 \text{ Mpa}$;

$L = 3.06 \text{ m}$: hauteur totale du Poteau.

ELU (1, 35G + 1, 5Q)		0.8G ± E		G + Q ± E		ELS (G + Q)	
N _{MAX} [KN]	M _{Corr} [KN. m]	N _{MIN} [KN. m]	M _{Corr} [KN. m]	M _{MAX} [KN. m]	N _{Corr} [KN]	N _{MAX} [KN]	M _{Corr} [KN. m]
2090.08	44.19	285.76	34.02	87.78	1439.27	1567.06	32.91

Tableau.VII.2 : combinaisons des charges.

VII.3.1.4. Ferrailage longitudinal

VII.3.1.4.1. L'ELU : 1.35G+1.5Q

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 BAEL99 en adoptant une excentricité totale de calcul :

$$e = e_1 + e_2 \quad ; \quad e_1 = e_o + e_a$$

$$e_o = \frac{M}{N} = \frac{44.19}{2090.08} = 0.021 \text{ m} = 2.1 \text{ cm}$$

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (après

$$\text{exécution}) e_a = \max\left(2 \text{ cm} ; \frac{L}{250}\right) \rightarrow e_a = \max\left(2 \text{ cm} ; \frac{306}{250}\right) \rightarrow e_a = 2 \text{ cm}$$

e_1 : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.

$$e_1 = 2.1 + 2 = 4.1 \text{ cm}$$

e_2 : Excentricité due aux effets du second ordre d'une manière forfaitaire :

$$\text{Si } l_f/h < \max(15; 20 \times e_1/h)$$

h : Hauteur de la section du Poteau

l_f : Longueur de flambement de poteau.

l_0 : La hauteur du Poteau

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 3.06 = 2.14 \text{ m}$$

$$3.89 < \max(15; 1.5) = 15.$$

Donc : les effets du second ordre doivent être considérés d'une manière forfaitaire :

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \Phi)$$

Φ : Généralement on prend ($\Phi=2$).

(Le rapport de déformation finale due au fluage, a la déformation instantanée sous la charge considérée)

$$\lambda = 3.46 \frac{l_f}{h} = 3.46 \times \left(\frac{2.14}{0.55}\right) = 13.46$$

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1+0.2(\lambda/35)^2} = \frac{0.85}{1+0.2(13.46/35)^2} = 0.83$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.14^2}{10^4 \times 0.55} (2 + (0.83 \times 2)) = 0.0091 \text{ m} = 0.91 \text{ cm}.$$

$$e = e_1 + e_2 = 4.12 + 0.91 \Rightarrow e = 5.03 \text{ cm} = 0.0503 \text{ m}$$

- Les efforts corrigés seront :

$$N_{MAX} = 2090.08 \text{ KN}$$

$$M_{Corrigé} = N_{ult} \times e = 2090.08 \times 0.0503 = \mathbf{105.13 \text{ KN.m}}$$

N: Est effort de compression

$$A = (0.337 h - 0.81c') \times b \times h \times \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 0.55 - 0.81 \times 0.05) \times 0.50 \times 0.55 \times 14.2 \times 10^3 = 565.64 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u \times (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_{Corrigé} + N_u \times (d - h/2) = 105.13 + 2090.08 \times (0.50 - 0.55/2) \\ = 591.88 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u \times (d - c') - M_{ua} = 2090.08 \times (0.50 - 0.05) - 591.88 = 375.61 \text{ KN.m}$$

Alors : **A = 565.64 KN.m > B = 375.61 KN.m**

Donc : La section est entièrement Comprimée.

- Détermination des Armatures a la flexion Simple :

$$\mu = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{591880}{50 \times 50^2 \times 14.2} = 0.333$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 14.2 \text{ MPa} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu = 0.333 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{Pas d'armatures comprimées}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.333}) = 0.527$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.50(1 - 0.4 \times 0.527) = 0.39 \text{ m}$$

$$A_f = \frac{M_{ua}}{Z \times f_{St}} = \frac{591.88 \times 10^{-3}}{0.39 \times 348} = 43.61 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 43.61 \text{ cm}^2$$

- Détermination des Armatures a la flexion Composée :

$$A_{s1} = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 43.61 - \frac{2149970}{100 \times 348} = -18.17$$

VII.3.1.4.2. 0,8G ± E :

$$e = e_1 + e_2 \quad ; \quad e_1 = e_o + e_a$$

$$e_o = \frac{M}{N} = \frac{34.02}{285.76} = 0.119 \text{ m} = 11.9 \text{ cm}$$

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (après

exécution) $e_a = \max\left(2 \text{ cm} ; \frac{L}{250}\right) \rightarrow e_a = \max\left(2 \text{ cm} ; \frac{306}{250}\right) \rightarrow e_a = 2 \text{ cm}$

e_1 : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.

$$e_1 = 11.9 + 2 = 13.9 \text{ cm}$$

$$e_2 = 0.91 \text{ cm}$$

$$\mathbf{e = e_1 + e_2 = 13.9 + 0.91 \Rightarrow e = 14.81 \text{ cm} = 0.15 \text{ m}}$$

- **Les efforts corrigés seront :**

$$N_{\min} = 285.76 \text{ KN}$$

$$M_{\text{Corrigé}} = N \times e = 285.76 \times 0.15 = \mathbf{42.86 \text{ KN.m}}$$

N: Est effort de compression

$$A = (0.337 h - 0.81 c') \times b \times h \times \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 0.55 - 0.81 \times 0.05) \times 0.50 \times 0.55 \times 18.5 \times 10^3 = 736.92 \text{ KN.m}$$

$$B = N \times (d - c') - M_{ua}$$

$$\begin{aligned} M_{ua} &= M_{\text{Corrigé}} + N \times (d - h/2) = 34.02 + 285.76 \times (0.50 - 0.55/2) \\ &= 112.6 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

$$B = N \times (d - c') - M_{ua} = 285.76 \times (0.50 - 0.05) - 112.6 = 15.99 \text{ KN.m}$$

$$\text{Alors : } \mathbf{A = 739.92 \text{ KN.m} > B = 15.99 \text{ KN.m}}$$

Donc : La section est entièrement Comprimée

Détermination des Armatures a la flexion Simple :

$$\mu = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{112600}{50 \times 50^2 \times 18.5} = 0.048$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 18.5 \text{ MPa} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \Rightarrow \text{situation accidentelle.}$$

$$\mu = 0.048 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{Pas d'armatures comprimées}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.048}) = 0.062$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.50(1 - 0.4 \times 0.062) = 0.48 \text{ m}$$

$$A_f = \frac{M_{ua}}{Z \times f_{st}} = \frac{112.6 \times 10^{-3}}{0.48 \times 400} = 5.86 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 5.86 \text{ cm}^2$$

- **Détermination des Armatures a la flexion Composée :**

$$A_{s2} = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 5.86 - \frac{285.76}{100 \times 400} = 5.85 \text{ cm}^2$$

VII.3.1.4.3. G + Q ± E :

$$e = e_1 + e_2 \quad ; \quad e_1 = e_o + e_a$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{87.78}{1439.27} = 0.061 \text{ m} = 6.1 \text{ cm}$$

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (après

$$\text{exécution}) e_a = \max\left(2 \text{ cm}; \frac{L}{250}\right) \rightarrow e_a = \max\left(2 \text{ cm}; \frac{306}{250}\right) \rightarrow e_a = 2 \text{ cm}$$

e_1 : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.

$$e_1 = 6.1 + 2 = 8.1 \text{ cm}$$

$$e_2 = 0.91 \text{ cm}$$

$$e = e_1 + e_2 = 8.1 + 0.91 \Rightarrow e = 9.01 \text{ cm} = 0.09 \text{ m}$$

- **Les efforts corrigés seront :**

$$N_{\text{corr}} = 1439.27 \text{ KN}$$

$$M_{\text{Corrigé}} = N_{\text{corr}} \times e = 1439.27 \times 0.09 = 129.53 \text{ KN.m}$$

N: Est effort de compression

$$A = (0.337 h - 0.81 c') \times b \times h \times \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 0.55 - 0.81 \times 0.05) \times 0.50 \times 0.55 \times 18.5 \times 10^3 = 736.92 \text{ KN.m}$$

$$B = N \times (d - c') - M_{\text{ua}}$$

$$M_{\text{ua}} = M_{\text{Corrigé}} + N \times (d - h/2) = 129.53 + 1439.27 \times (0.50 - 0.55/2) \\ = 453.36 \text{ KN.m}$$

$$B = N \times (d - c') - M_{\text{ua}} = 1439.27 \times (0.50 - 0.05) - 453.36 = 417.37 \text{ KN.m}$$

$$\text{Alors : } \quad \mathbf{A = 736.92 \text{ KN.m} > B = 417.37 \text{ KN.m}}$$

Donc : La section est entièrement Comprimée.

- **Détermination des Armatures a la flexion Simple :**

$$\mu = \frac{M_{\text{ua}}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{453360}{50 \times 50^2 \times 18.5} = 0.196$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 18.5 \text{ MPa} \Rightarrow \overline{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \Rightarrow \text{situation accidentelle.}$$

$$\mu = 0.196 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{Pas d'armatures comprimées}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.196}) = 0.28$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.50(1 - 0.4 \times 0.28) = 0.44 \text{ m}$$

$$A_f = \frac{M_{\text{ua}}}{Z \times f_{sr}} = \frac{453.36 \times 10^{-3}}{0.44 \times 400} = 25.8 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 25.8 \text{ cm}^2$$

- **Détermination des Armatures a la flexion Composée :**

$$A_{s3} = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 25.8 - \frac{1439270}{100 \times 400} = -10.18 \text{ cm}^2$$

VII.3.1.4.4. G+Q :

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 BAEL99 en adoptant une excentricité totale de calcul :

$$e = e_1 + e_2 \quad ; \quad e_1 = e_o + e_a$$

$$e_o = \frac{M}{N} = \frac{32.91}{1567.06} = 0.021 \text{ m} = 2.1 \text{ cm}$$

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (après

$$\text{exécution}) e_a = \max\left(2 \text{ cm} ; \frac{L}{250}\right) \rightarrow e_a = \max\left(2 \text{ cm} ; \frac{306}{250}\right) \rightarrow e_a = 2 \text{ cm}$$

e_1 : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.

$$e_1 = 2.1 + 2 = 4.1 \text{ cm}$$

$$e_2 = 0.91$$

$$e = e_1 + e_2 = 4.1 + 0.91 \quad \Rightarrow \quad e = 5.01 \text{ cm} = 0.0501 \text{ m}$$

- Les efforts corrigés seront :

$$N_{MAX} = 1567.06 \text{ KN}$$

$$M_{Corrigé} = N_s \times e = 1567.06 \times 0.0501 = 78.51 \text{ KN.m}$$

N: Est effort de compression

$$A = (0.337 h - 0.81c') \times b \times h \times \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 0.55 - 0.81 \times 0.05) \times 0.50 \times 0.55 \times 14.2 \times 10^3 = 565.64 \text{ KN.m}$$

$$B = N_s \times (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_{Corrigé} + N_s \times (d - h/2) = 78.51 + 1567.06 \times (0.50 - 0.55/2) = 431.1 \text{ KN.m}$$

$$B = N_s \times (d - c') - M_{ua} = 1567.06 \times (0.50 - 0.05) - 431.1 = 274.077 \text{ KN.m}$$

$$\text{Alors : } \quad A = 565.64 \text{ KN.m} > B = 274.077 \text{ KN.m}$$

Donc : La section est entièrement Comprimée.

- Détermination des Armatures a la flexion Simple :

$$\mu = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{431100}{50 \times 50^2 \times 14.2} = 0.243$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 14.2 \text{ MPa} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu = 0.243 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{Pas d'armatures comprimées}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.243}) = 0.354$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.50(1 - 0.4 \times 0.354) = 0.43 \text{ m}$$

$$A_f = \frac{M_{ua}}{Z \times f_{st}} = \frac{431.1 \times 10^{-3}}{0.43 \times 348} = 28.81 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 28.81 \text{ cm}^2$$

- **Détermination des Armatures a la flexion Composée :**

$$A_{s4} = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 28.81 - \frac{1567060}{100 \times 348} = -16.22 \text{ cm}^2$$

VII.3.1.5. Vérification des sections : RPA (99 ver 2003) :

Le RPA99/version 2003 exige une section minimale : $A_{s \text{ min}} = 0.8\% (b \cdot h)$ (zone IIa).

$$A_{\text{min}} = 0.8\% (b \cdot h) = 0.008 \times 50 \times 55 = 22 \text{ cm}^2.$$

VII.3.1.6. Leur pourcentage maximal :

- **Zone courante :**

$$A_{\text{max}} = 3\% (b \times h) = 0.03 \times 50 \times 55 = 82.5 \text{ cm}^2.$$

- **Zone de recouvrement :**

$$A_{\text{max}} = 6\% (b \times h) = 0.06 \times 50 \times 55 = 165 \text{ cm}^2.$$

VII.3.1.7. Vérification de la condition de non fragilité : BAEL91 art A.4.2

$$A_{\text{min}} = 0.23 b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{400} = 0.23 \times 50 \times 55 \times \frac{2.1}{400} = 3.32 \text{ cm}^2$$

On adopte pour une section totale : 4HA20 + 8HA16 = 28.65 cm²

DONC : $A = \max (A_{cal} ; A_{\text{min}}^{\text{RPA}} ; A_{\text{min}}^{\text{BAEL}})$

Section	A _{T1} (cm ²)	A _{T2} (cm ²)	A _{T3} (cm ²)	A _{T4} (cm ²)	A _{min} ^{RPA} (cm ²)	A _{min} ^{BAEL} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	CHOIX	A _{corr} (cm ²)
50x55	(-) 18.17	(-) 5.85	(-) 10.18	(-) 16.22	22	3.32	22	8HA16+4HA1 4	22.24

Tableau VII.3 : récapitulatif du résultat

VII.3.1.8. 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'E LS 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.

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{32.91}{1567.06} = 0.021m$$

$$e_0 = 0.021 < \frac{h}{6} = \frac{0.55}{6} = 0.09$$

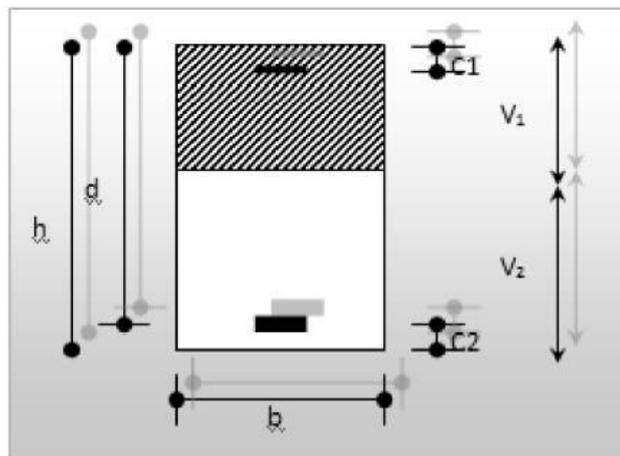
La section est entièrement comprimée et il faut vérifier que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

Nous avons les notions suivantes :

$$B_0 = b \times h + 15 (A) = 50 \times 55 + 15 \times 22.24 = 3083.6 \text{ cm}^2$$

$$v_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{bh^2}{2} + 15(A_1 \cdot c + A_2 \cdot d) \right] = \frac{1}{3083.6} \left[\frac{50 \times 55^2}{2} + 15(11.12 \times 5 + 11.12 \times 50) \right] = 27.5 \text{ cm}$$

$$v_2 = h - v = 55 - 27.5 = 27.5 \text{ cm}$$



$$I_{xx} = \frac{b}{3} (v_1^3 + v_2^3) + 15(A_1 \times (v_1 - c)^2 + A_2 \times (v_2 - c_2)^2)$$

$$I_{xx} = \frac{50}{3} (27.5^3 + 27.5^3) + 15(11.12 \times (27.5 - 5)^2 + 11.12 \times (27.5 - 5)^2)$$

$$I_{xx} = 862114.17 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}}$$

M_G : Moment de flexion par rapport au centre de gravité de la section rendue homogène

$$M_G = 32910 \text{ N.m}$$

$$\sigma_0 = \frac{N}{100 \times B_0} = \frac{1567060}{100 \times 3083.6} = 5.08 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{32910}{862114.17} = 0.038$$

$$\sigma_b = \sigma_0 + K \times v_1 = 5.08 + (0.038 \times 27.5) = 6.125 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 6 \text{ Mpa} < 15 \text{ .cv}$$

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 :

$$\sigma_s^1 = 15[\sigma_0 + K(v_1 - c')] = 15[5.08 + 0.038(27.5 - 5)] = 89.025 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s^2 = 15[\sigma_0 + K(d - v_1)] = 15[5.08 + 0.038(50 - 27.5)] = 89.025 \text{ Mpa}$$

VII.3.1.9. Armatures transversales :

VII.3.1.9.1. Vérification du poteau à l'effort tranchant :

On prend l'effort tranchant max et on généralise la section d'armatures pour tous les poteaux. La combinaison (G + Q ± E) donne l'effort tranchant max.

$$V_{\max} = 69.47 \text{ KN}$$

VII.3.1.9.2. Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau = \frac{V}{b.d} \frac{69.47 \times 10^3}{500 \times 500} = 0.278 \text{ Mpa}$$

τ : contrainte de cisaillement

V_u : effort tranchant de la section étudiée

b_0 : la largeur de la section étudiée

d : la hauteur utile

$$\bar{\tau} = \min(0.2 f_{c28} / \gamma_b, 5 \text{ Mpa}) = 0.2 \times 25 / 1.5 = 3.33 \text{ Mpa} \text{ Pour une fissuration peu nuisible.}$$

$\tau < \bar{\tau}$ conditions vérifiées.

VII.3.1.9.3. Calcul d'armature transversale:

Selon (RPA99 version 2003) les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide

de la formule suivante : $\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h \cdot f_e}$

V_u : Effort tranchant de calcul

h : Dimension du poteau

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier transversale

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant,

$\rho_a = 2.50$ si l'élançement géométrique $\lambda_g \geq 5$

$\rho_a = 3.75$ si l'élançement géométrique $\lambda_g < 5$

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 .

$$\lambda_g = \left(\frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right) = \left(\frac{2.14}{0.50}; \frac{2.14}{0.55} \right) = (4.28; 3.89)$$

On prend $\rho_a = 3.75$

VII.3.1.10. L'espaceur :

D'après l'article 7.4.2.2 des RPA99/ Version 2003 l'espaceur des armatures transversales est fixé comme suit :

- **Dans la zone nodale :**

$S_t \leq \min (10\phi_l ; 15\text{cm})$ en zones IIa

$S_t \leq \min (16 \text{ cm} ; 15\text{cm}) = 15 \text{ cm}$ en prend $t = 10$

- **Dans la zone courante :**

$S_t' \leq 15 \phi_l$ en zones II

$S_t' \leq 30$ = en prend $S_t' = 15 \text{ cm}$

Avec :

ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

On adopte alors un espaceur de 10 cm en zone nodale et de 15 cm en zone courante :

VII.3.1.11.Détermination d'Armature transversal A_t :

$$A_t = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h \cdot f_e} S_t = \frac{3.75 \times 69470}{55 \times 400} \times 0.15 = 1.78 \text{ cm}^2$$

Soit 2 cadres en HA10 Pour (4HA10 = 3.14 cm²).

❖ **Vérification des cadres des armatures minimales :**

d'après :

- **RPA99 version 2003 (7.4.2.2):**

Soit la quantité d'armature minimale.

$$\frac{A_t}{S_t b} (\%) = \begin{cases} 0,3\% & \Rightarrow \text{si } \lambda g \geq 5 \\ 0,8\% & \Rightarrow \text{si } \lambda g \leq 5 \end{cases}$$

Si $3 \leq \lambda g \leq 5$: 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)**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.67 \text{ mm} \text{ condition vérifiée}$$

2/ leur espacement : $S_t \leq \min (15 \phi_l ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$

$S_t \leq \min (30 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$ Condition Vérifier

Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Section	A_{\min}^{RPA} (cm ²)	Barres long	A_{choisie} (cm ²)	A_t choisie (cm ²)	S_t (cm) (nodale)	S_t (cm) (courante)
50x55	22	8HA16 + 4HA14	22.24	3.14	10	15

Tableau.VII.4. Résultat ferrailage de poteaux

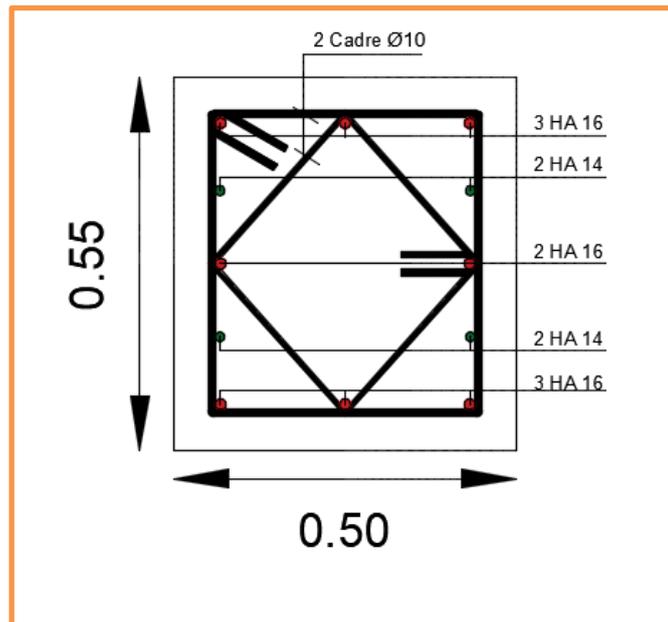


Figure VII.1. Schéma de ferrailage des poteaux.

VII.3.2. Ferrailage des poutres :

Les poutres sollicitées sont soumises à des moments de flexion, et des efforts tranchants, pour la simplification on ne tiendra pas compte des efforts normaux, les poutres seront alors étudiées en flexion simple.

D'après les annexes des combinaisons d'actions, on prendra les moments max en travées et aux appuis. On calculera la section d'armatures à l'ELU puis on effectuera la vérification nécessaire à l'E.L.S.

La section des armatures calculée doit satisfaire les conditions suivantes :

•BAEL91:

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} \geq 0.23 \times d \times b \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \quad (\text{A.4.2.1})$$

- **Le pourcentage minimal d'armature :**

$$A_{\min}^{BAEL} = 0.001 \times b \times h \quad (\text{B.6.4})$$

- **Vérification de l'effort tranchant :**

La contrainte de cisaillement est donnée par :

$$\tau_u^{\max} = \frac{V_u^{\max}}{b \times d}$$

On doit vérifier que : $\tau_u^{\max} \leq \bar{\tau}$ avec :

• **Selon le CBA93 :**

- $\bar{\tau} = \min (0.15f_c28/\gamma_b, 4\text{MPa})$ Pour une fissuration préjudiciable, ou très préjudiciable
- $\bar{\tau} = \min (0.2 f_c28/\gamma_b, 5\text{MPa})$ Pour une fissuration peu nuisible.

VII.3.2.1. Détermination de l'armatures transversales :

Ces armatures doivent faire avec l'axe un angle $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$.

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

Espacement $S_t \leq \min (0,9d, 40 \text{ cm})$.

Section minimale A_t des cours transversaux (BAEL A5.1.2.2)

$$\frac{A_t \cdot F_t}{S_t b_0} \geq 0.4 \text{ Mpa} \quad \text{Soit pratiquement} \quad S_t \leq \frac{A_t \cdot F_t}{0.4 \cdot b_0}$$

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.)

h : hauteur totale de la poutre.

b_0 : largeur de l'âme.

La justification vis-à-vis de l'E.L.U des armatures d'âmes s'exprime par la relation:

$$\frac{A_t}{S_t b_0} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{tj} \cdot k)}{0.9 f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

Dans le cas courant de la flexion simple sans prise de bétonnage et avec des armatures droites : $K=1, \alpha=\pi/2$ alors :

$$\frac{A_t}{S_t b_0} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj}}{0.8 f_e}$$

➤ **Condition de non fragilité:**

$$\frac{A}{b_0 d} \geq \frac{0.23 f_{tj}}{f_e}$$

➤ **Vérification de la flèche :** (BAEL B.6.5) :

On peut admettre de ne pas justifier l'E.L.U de déformation des poutres par un calcul de flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\diamond \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0}$$

$$\diamond \frac{A}{b_0 d} \geq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\diamond \frac{1}{L} \geq \frac{1}{16}$$

Avec:

- ❖ Mt : moment MAX en travée.
- ❖ Mo: moment isostatique minimal
- ❖ B0 : largeur de la poutre.
- ❖ d: hauteur utile.
- ❖ A: Section d'armature.

VII.3.2.2.Recommandation : RPA 99/version2003:

Les armatures longitudinales : (RPA 7.5.2.1)

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante.

- 6% en zone de recouvrement.

La longueur minimale de recouvrement est de : **40 ϕ en Zone (IIa)**

Les cadres des nœuds sont constitués de 2U superposées formant un carré ou un rectangle.

Exemple de calcul :

VII.3.2.3.Ferraillage longitudinal :

➤ **Pour les poutres principales :**

$$S = 30 \times 50 \text{ cm}^2.$$

$$\phi < \frac{h}{10} = \frac{50}{10} = 5 \text{ cm}, c \geq 1 + \frac{\phi}{2} = 1 + \frac{5}{2} = 3.5 \text{ cm}$$

$$C = 3.5 \text{ cm}$$

➤ **Pour les poutres secondaires**

$$S = 30 \times 40 \text{ cm}^2.$$

$$\phi < \frac{h}{10} = \frac{40}{10} = 4 \text{ cm}, c \geq 1 + \frac{\phi}{2} = 1 + \frac{4}{2} = 3 \text{ cm}$$

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

Situation	Béton			Acier (TYPE 1 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

Tableau VII.5. Contraintes caractéristiques du béton et de l'acier.

VII.3.2.3.1.ELU :

$$\mu = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 14.2 \text{ MPa} \Rightarrow \overline{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_l = 0.392$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$A_f = \frac{M_{ua}}{Z \times f_{st}}$$

VII.3.2.3.2.ELS :

- La fissuration est peut nuisible Il n'y a aucune vérification concernent σ_s .
- Pour le béton : section rectangulaire + flexion simple + acier type FeE400, donc la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

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

VII.3.2.3.3.Condition de non fragilité : BAEL91 (Art :4.2) (p :23 ;24)

$$A^{BAEL} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

➤ Pour les poutres principales :

$$A^{BAEL} \geq 0.23 \times 30 \times 46.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.68 \text{ cm}^2$$

➤ Pour les poutres secondaires

$$A^{BAEL} \geq 0.23 \times 30 \times 37 \times \frac{2.1}{400} = 1.34 \text{ cm}^2$$

VII.3.2.3.4. Le pourcentage minimal d'armature :

➤ Pour les poutres principales :

$$A_{\min}^{BAEL} \geq 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 30 \times 50 = 1.5 \text{ cm}^2$$

➤ Pour les poutres secondaires

$$A_{\min}^{BAEL} \geq 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 30 \times 40 = 1.2 \text{ cm}^2$$

VII.3.2.3.5. Le pourcentage minimal d'armature RPA 99 version 2003 (art :7.5.2.1):

➤ Pour les poutres principales :

$$A_{\min}^{RPA} \geq 0.5\% \times b \times h = 0.005 \times 30 \times 50 = 7.5 \text{ cm}^2$$

➤ Pour les poutres secondaires

$$A_{\min}^{RPA} \geq 0.5\% \times b \times h = 0.005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$$

❖ En Travée :

	b [cm]	h [cm]	d [cm]	$\sigma_{bc(d)}$ [MPa]	$\sigma_{bc(A)}$ [MPa]	σ_s [MPa]	$\sigma_{s(A)}$ [MPa]
Poutre Principale	30	50	36.5	14.2	18.5	348	400
Poutre Secondaire	30	40	37	14.2	18.5	348	400

	Combinaison	M_{max} [N. m]	μ	μ_1	α	Z (m)	A_{cal} (cm ²)
Poutre Principale	ELU	48570	0.053	0.392	0.068	0.45	3.10
	ELS	35410	0.038	0.392	0.048	0.46	2.21
Poutre Secondaire	ELU	44950	0.077	0.392	0.100	0.35	3.69
	ELS	32410	0.056	0.392	0.072	0.36	2.59

• E.L.S : (G+Q)

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

	M_u [N. m]	M_{ser} [N. m]	$\bar{\alpha}$	α	condition
Poutre Principale	48570	35410	0.436	0.068	Vérifier
Poutre Secondaire	44950	32410	0.441	0.100	Vérifier

❖ En Appui :

	Combinaison	Cas	M_{max} [N. m]	σ_{bc} [MPa]	σ_s [MPa]
Poutre Principale	ELU	1.35G+1.5Q	105800	14.20	348
	ELA	G+Q+EX	94170	18.50	400
Poutre Secondaire	ELU	1.35G+1.5Q	91360	14.20	348
	ELA	G+Q+EY	99370	18.50	400

	Combinaison	μ	μ_1	α	Z	A_{cal} (cm ²)
Poutre Principale	ELU	0.111	0.392	0.147	0.44	6.70
	ELA	0.078	0.392	0.102	0.45	5.23
Poutre Secondaire	ELU	0.156	0.392	0.213	0.33	7.96
	ELA	0.131	0.392	0.176	0.34	7.31

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

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad ; \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 0.095/0.114$$

	M_u [N. m]	M_{ser} [N. m]	$\bar{\alpha}$	α	condition
Poutre Principale	102560	77230	0.41	0.102	Vérifier
Poutre Secondaire	91360	65760	0.44	0.176	Vérifier

VII.3.2.3.6. Tableaux récapitulatifs :

$$A = \max (A_{cal} ; A_{min}^{RPA} ; A_{min}^{BAEL} ; A^{BAEL})$$

- **Poutre principale :**

	$A_{cal \max}$ (cm ²)	A^{BAEL} (cm ²)	A_{min}^{RPA} (cm ²)	A_{min}^{BAEL} (cm ²)	A_{adopte} (cm ²)	CHOIX
En travée	3.10	1.68	7.5	1.5	7.70	5HA14
En appui	6.70	1.68			8.01	3HA12+3HA14

- **Poutre secondaire :**

	$A_{cal \max}$ (cm ²)	A^{BAEL} (cm ²)	A_{min}^{RPA} (cm ²)	A_{min}^{BAEL} (cm ²)	A_{adopte} (cm ²)	CHOIX
En travée	3.96	1.34	6	1.2	6.03	3HA16
En appui	7.96	1.34			8.01	3HA12+3HA14

VII.3.2.3.7.Vérification de la Flèche (poutre principale) : BAEL91**(Art :6.5.1) (p :90 ;91)**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad ; \quad \frac{4.2}{f_e} \geq \frac{A}{b \times d}$$

➤ **Poutre principale :**

$$\frac{h}{L} = \frac{50}{530} \geq \frac{1}{16} \quad \Rightarrow \quad 0.094 > 0.0625$$

$$\frac{h}{L} = \frac{50}{530} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad \Rightarrow \quad 0.094 > 0.085$$

$$\frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} \geq \frac{A}{b \times d} = \frac{7.7}{30 \times 46.5} \quad \Rightarrow \quad 0.0105 > 0.0055$$

donc le calcul de flèche n'est pas nécessaire➤ **Poutre secondaire :**

$$\frac{h}{L} = \frac{40}{500} \geq \frac{1}{16} \quad \Rightarrow \quad 0.08 > 0.0625$$

$$\frac{h}{L} = \frac{40}{500} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad \Rightarrow \quad 0.08 > 0.085$$

$$\frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} \geq \frac{A}{b \times d} = \frac{6.03}{30 \times 27} \quad \Rightarrow \quad 0.0105 > 0.0074$$

donc le calcul de flèche n'est pas nécessaire**VII.3.2.3.8.Ferrailage des armatures transversales :**❖ **Vérification De La Contrainte De Cisaillement : BAEL 91 (art. A.5.1.1)**➤ **Poutre principale :**

$$V_u^{\max} = 106.64 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{V_u^{\max}}{b.d} \leq \bar{\tau} = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPA} \right) \quad (\text{Fissuration peu préjudiciable}).$$

$$\tau = \frac{106640}{300 \times 465} = 0.76 \text{MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{MPa} \dots\dots\dots(\text{Condition vérifiée})$$

➤ **Poutre secondaire :**

$$V_u^{\max} = 106.31 \text{KN}$$

$$\tau = \frac{106310}{300 \times 370} = 0.95 \text{MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{MPa} \dots\dots\dots(\text{Condition vérifiée})$$

❖ **Influence De L'effort Tranchant Au Voisinage Des Appuis : BAEL 91 (art A.5.1,313)**

➤ **Poutre Principale :**

$$V_u \leq 0.267 \times a \times b \times f_{c28} ; \quad a = 0.9 \times d = 41.85$$

$$V_u = 106.64 \leq 0.267 \times 41.85 \times 30 \times 25 \times 10^2 = 3138.75 \text{kn}$$

➤ **Poutre Secondaire :**

$$V_u \leq 0.267 \times a \times b \times f_{c28} ; \quad a = 0.9 \times d = 33.3$$

$$V_u = 106.31 \leq 0.267 \times 33.3 \times 30 \times 25 \times 10^2 = 666.832 \text{kn}$$

➤ **Influence De L'efforts Tranchants Sur Les Armatures Longitudinales :**

Au droit d'un appui ou existe un moment M (Moment de continuité), la Section des Armatures inférieurs doit être que l'on ait :

➤ **Poutre Principale :**

$$A \geq \frac{1.15}{f_e} \left(V + \frac{M}{0.9 \times d} \right)$$

$$V_{\max} = 106.64 \text{ KN} \quad M_{\max} = 48.57 \text{ KN}$$

$$A_s = 7.70 \text{ cm}^2 > \left(\frac{1.15}{400} \times \left(106.64 + \left(\frac{48.57}{0.9 \times 0.465} \right) \right) \right) = 0.37 \quad \text{Condition vérifié}$$

➤ **Poutre Secondaire :**

$$A \geq \frac{1.15}{f_e} \left(V + \frac{M}{0.9 \times d} \right)$$

$$V_{\max} = 106.31 \text{ KN} \quad M_{\max} = 44.950 \text{ KN}$$

$$A_s = 4.62 \text{ cm}^2 > \left(\frac{1.15}{400} \times \left(106.31 + \left(\frac{44.95}{0.9 \times 0.37} \right) \right) \right) = 0.34 \quad \text{Condition vérifié}$$

Armatures transversales :**VII.3.2.3.8.1. Les Poutres Principales**

-En zone nodale :RPA99 (art. A.7.5.2.2)

$$St \leq \min(h/4, 12\phi_t) = \min(12.5, 14.4) \dots \dots \dots \text{en prend } St = 10\text{cm}$$

St: l'espacement des cours d'armatures transversales.

-En zone courante:RPA99 (art. A.7.5.2.2)

$$St \leq h/2 \quad St \leq 25\text{cm} \dots \dots \dots \text{on prend } St = 15 \text{ cm}$$

➤ **Section minimale des armatures transversales :BAEL91 (A.5.1.23) :**

$$St \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow A_t \geq \frac{S_t \times 0.4 \times b_0}{f_e} = \frac{15 \times 0.4 \times 30}{400} = 0.45\text{cm}^2$$

➤ **Condition exigée par le RPA2003**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$At = 0,003 \cdot St \cdot b$$

$$At = 0,003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } At = 1.35 \text{ cm}^2 = 3\Phi 8 = 1.51 \text{ cm}^2$$

VII.3.2.3.8.2. Les Poutres Secondaires :

-En zone nodale :RPA99 (art. A.7.5.2.2)

$$St \leq \min(h/4, 12\phi_t) = \min(10, 14.4) \dots \dots \dots \text{en prend } St = 10\text{cm}$$

St: l'espacement des cours d'armatures transversales.

-En zone courante:RPA99 (art. A.7.5.2.2)

$$St \leq h/2 \quad St \leq 20\text{cm} \dots \dots \dots \text{on prend } St = 15 \text{ cm}$$

➤ **Section minimale des armatures transversales :BAEL91 (A.5.1.23) :**

$$St \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow A_t \geq \frac{S_t \times 0.4 \times b_0}{f_e} = \frac{15 \times 0.4 \times 30}{400} = 0.45\text{cm}^2$$

➤ **Condition exigée par le RPA2003**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$At = 0,003 \cdot St \cdot b$$

$$At = 0,003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } At = 1.35 \text{ cm}^2 = 3\Phi 8 = 1.51 \text{ cm}^2$$

Schéma de ferrailage

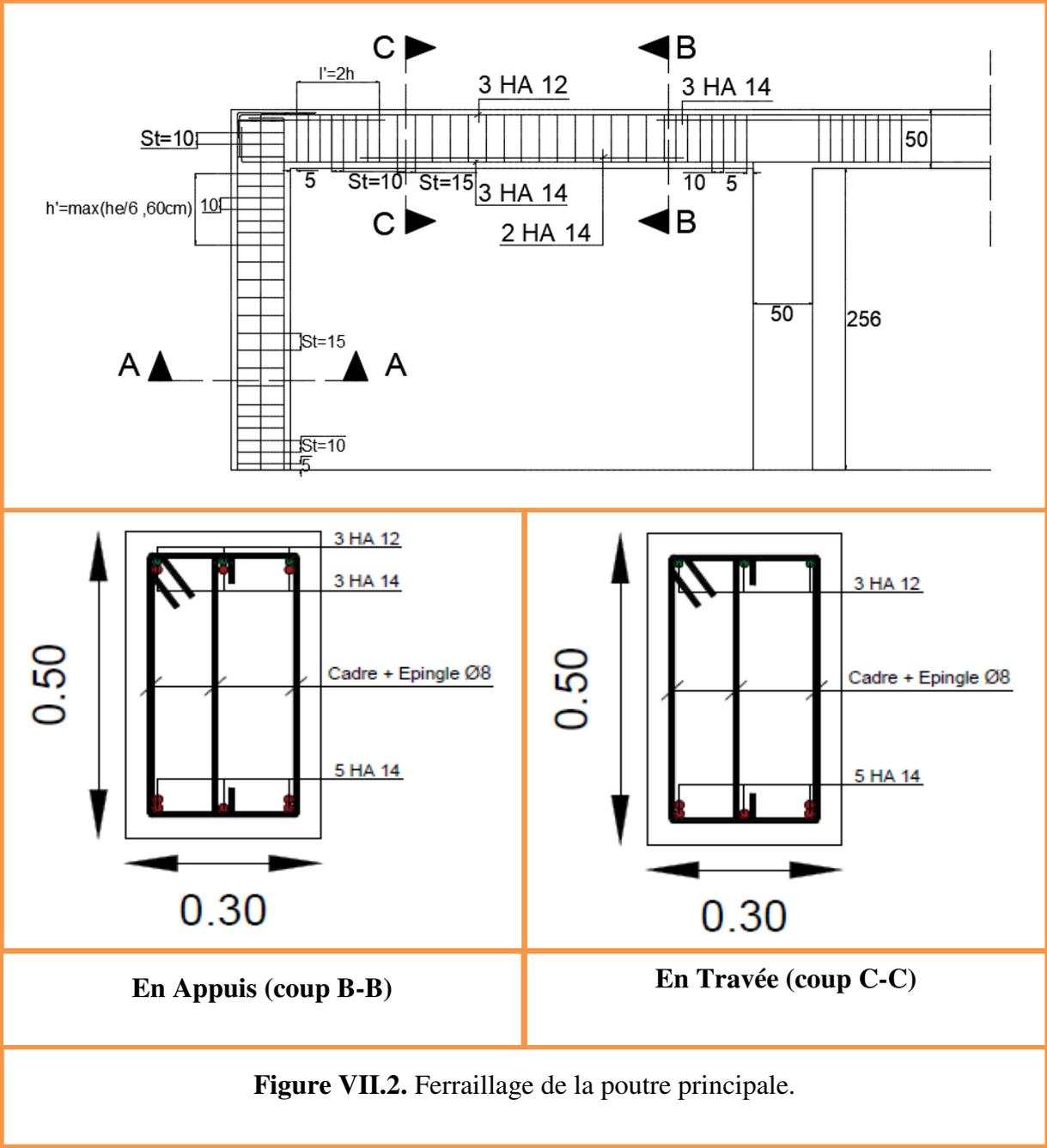


Figure VII.2. Ferrailage de la poutre principale.

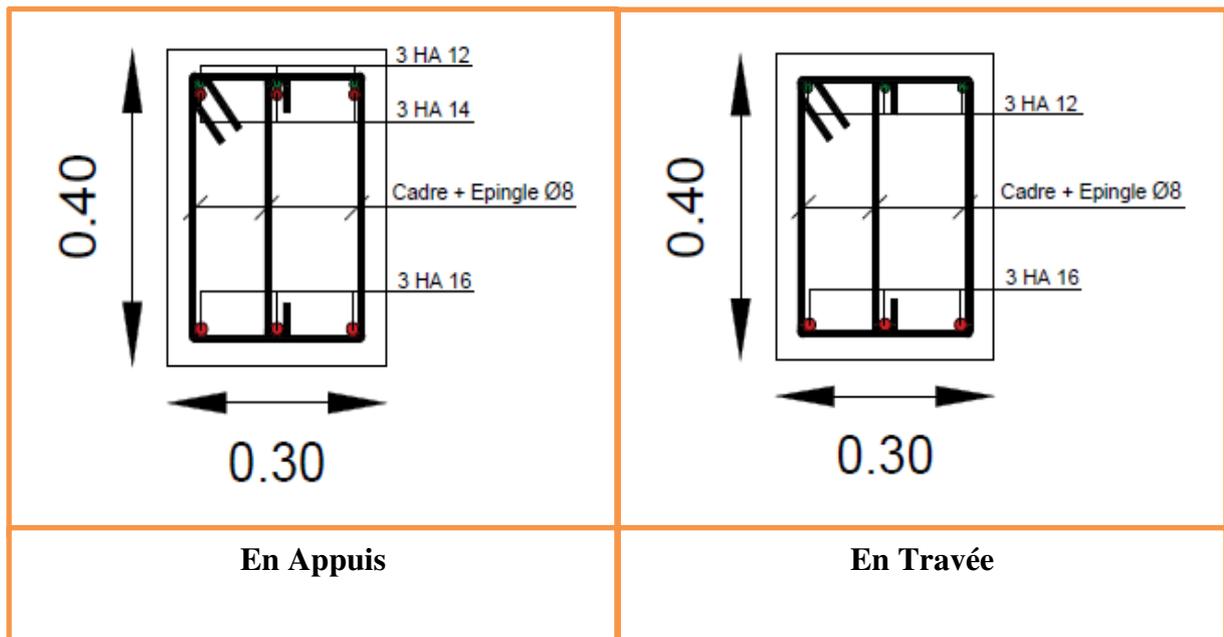


Figure VII.3. Ferrailage de la poutre secondaire.

VII.3.3. Ferrailage des voiles :

VII.3.3.1.Introduction :

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon les règles Parasismiques Algériennes RPA 99/Version 2003.

Sous l'action des forces horizontales (séisme, vent) ainsi que les forces dues aux charges Verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal du à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la Charge sismique.

VII.3.3.2.Voiles pleins :

VII.3.3.2.1.Ferrailage vertical :

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de la flexion composée, en tenant compte des prescriptions du RPA 99/version 2003, citées ci-dessous:

1. L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les Armatures dont le pourcentage minimal est de 0.2% de la section horizontal du béton tendu.
2. Les barres verticales des zones extrêmes devraient être accrochées avec des cadres

horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile .

3. Les barres verticales de ces derniers doivent être munies de crochets (jonction de recouvrement).
4. A chaque extrémité du voile (trumeau), l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile, cet espacement est au plus égal à 15cm (le ferrailage vertical doit être symétrique en raison du changement du signe du moment).
5. Le pourcentage minimal d'armatures longitudinales des trumeaux dans chaque direction est donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile égale à 0.15%.
 - En zone courante égale à 0.10%.
6. Si il Ya des efforts importants de compression agissant sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées au poteau.

VII.3.3.2.Ferrailage horizontal :

Les armatures transversales sont des cadres disposés selon la hauteur du voile permettant la couture des fissures inclinées à 45° engendrées par l'effort tranchant. Ces barres doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ .

ϕ :Diamètre des barres horizontales.

- Règles communes :

Dans le calcul du ferrailage des voiles, le RPA 99/version 2003 préconise les recommandations suivantes :

- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :
 - $S \leq 1.5a$ (a : Epaisseur du voile).
 - $S \leq 30\text{cm}$.
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au moins avec quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur ,Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about)ne devrait pas dépassé 1/10de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être de 40ϕ pour les barres situées dans la zone ou le renversement du signe des efforts est possible .
- Les longueurs de recouvrement doivent être de 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges.

VII.3.3.2.3.Armatures transversales :

Elles sont perpendiculaires aux faces du voile et servent de lien entre les deux nappes d'armatures verticales et empêchent leur flambement éventuel.

Ces armatures sont généralement des épingles au nombre au moins de quatre par mètre carré

VII.3.3.3.Calcul de la section d'armature (Ferrailage vertical)

VII.3.3.3.1.Les combinaisons d'action (RPA 99) :

$$\checkmark G + Q + E$$

$$\checkmark 0.8G \pm E$$

VII.3.3.3.2.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).

VII.3.3.3.3.Etapes de calcul :

➤ **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 :

$$a_1 = \left(\frac{h}{2}\right) - c' + e$$

$$a_2 = \left(\frac{h}{2}\right) - c' - e$$

Les équations d'équilibres écrivent alors :

$$N_u = A' \sigma_s + A \sigma_{s10\%}$$

$$M_a = A' \sigma_s (d - c)$$

Donc les sections d'armatures seront :

$$A = \frac{N_u a_1}{(a_1 + a_2) \sigma_{s10\%}} \quad A' = \frac{N_u a_2}{(a_1 + a_2) \sigma_{s10\%}} \quad \text{Avec: } \sigma_2 \rightarrow \varepsilon = 2\text{‰}$$

-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 :

$$N.(d - c') - M_A > (0.33h - 0.81d).b.h^2.\sigma_{bc}$$

Ou : M_A : Moment par rapport aux aciers inférieurs.

Si : $N.(d - c') - M_A > (0.33h - 0.81c').b.h^2.\sigma_{bc}$

Les sections d'armatures sont données par :

$$A' = \frac{[M_A - (d - 0.5h).b.h.\sigma_{bc}]}{(d + c').\sigma_2} \quad A = \frac{N_u.b.h.\sigma_{bc}}{\sigma_2} - A'$$

➤ **Section partiellement comprimée :**

- 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'intérieur de la section et la condition suivante soit vérifiée :

$$N.(d - c') - M_A \leq (0.33h - 0.81c').b.h^2.\sigma_{bc}$$

Ou : M_A : moment par rapport aux aciers inférieurs.

$$M_A = M_g + N \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$A = A'_f \quad A = A'_f - \frac{N}{\sigma_s}$$

Il faut déterminer la section tendue pour cela nous appliquons la formule suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = \frac{N}{a.h} + \frac{6.M}{a.h^2} \\ \sigma_2 = \frac{N}{a.h} - \frac{6.M}{a.h^2} \end{array} \right\} \text{pour les voiles pleins}$$

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) : $\sigma_1 \geq 0$; $\sigma_2 \geq 0$; $l_t = 0$

$$A_{\min 1}^{RPA} = 0,002.a.l_t$$

$$A_{\min 2}^{RPA} = 0,0015.a.h$$

$$A_{\min 3}^{RPA} = 0,001.a.h \text{ (en zone courante)}$$

2) Aciers horizontaux :

- Les aciers horizontaux seront disposés perpendiculairement aux faces du voile.
- Elles doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10 \emptyset .
- Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

c) Règles communes :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

- $S \leq 1.5e$ e : Epaisseur du voile.
- $S \leq 30 \text{ cm}$

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- 40 \emptyset pour les barres situées dans les zones où le reversement du signe des efforts est possible.
- 20 \emptyset pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les

Combinaisons possibles des charges.

Le calcul se fera pour des bandes verticales dont la largeur d est déterminée à partir de :

$$d \leq \min(h_e / 2; 2l' / 3)$$

Où L' : la longueur de la zone comprimée.

Pour déterminer les armatures verticales, on utilisera la méthode des contraintes.

Pour le ferrailage on a partagé l'ouvrage en deux zones.

VII.3.3.4. Armatures verticales :

Exemple de Calcul:

Calcul de la section d'armature : selon les règles BAEL 91

Soit le voile 'VL (L=2.70m)

G+Q+ E

NIVEAU	M(KN.m)	N(KN)	T(KN)
RDC	2409.57	1897.04	325.28

$$\rightarrow M_{max} = 2409.57 \text{ KN.m} \rightarrow N_{corr} = 1897.04 \text{ KN}$$

$$h = 2.70 \text{ m} ; c = 5 \text{ cm}$$

$$d = h - c = 2.65 \text{ m} ; a = 0.15 \text{ m}$$

VII.3.3.4.1. Détermination de l'excentricité e :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{2409.57}{1897.04} = 1.27 \text{ m} < l$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') \times b \times h \times \overline{\sigma}_b$$

$$A = (0.337 \times 2.70 - 0.81 \times 0.05) 0.15 \times 2.70 \times 18.5 \times 10^3$$

$$A = 6513.98 \text{ KN.m}$$

$$B = N (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M + N \times (d - h/2) = 2409.57 + 1897.04 (2.65 - 1.35) = 4875.72 \text{ KN.m}$$

$$B = 1897.04 (2.65 - 0.05) - 4875.72 = 56.58$$

$B < A \Rightarrow$ donc la section est partiellement comprimée.

VII.3.3.4.2. Vérification de flambement

$$\frac{l_f}{h} \leq \max\left(15; \frac{20e}{h}\right)$$

$$\frac{20 \times e}{h} = \frac{20 \times 1.27}{2.70} = 9.41$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{0.5 \times 3.06}{2.70} = 0.56 < 15 \dots \dots \dots (c.v)$$

VII.3.3.4.3. Calcul de ferrailage :

➤ Calcul des armatures à la flexion simple :

$$M_A = M_u + N \left(d - \frac{h}{2} \right) = 4875.72 + 1897.04 (2.65 - 1.35) = 7341.87 \text{ Kn.m}$$

$$\sigma_b = 18,5 \text{ MPa cas accidentel}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa } (\gamma_s = 1 ; \text{cas accidentel})$$

$$\mu = \frac{M_A}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{7341872}{15 \times 265^2 \times 18.5} = 0.376$$

$\mu = 0.376 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ Pas d'armatures comprimées

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.376}) = 0.628$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 2.65(1 - 0.4 \times 0.628) = 1.98m$$

$$A_f = \frac{M_A}{Z \times f_{St}} = \frac{7341.87 \times 10^{-3}}{1.98 \times 400} = 92.7 \times 10^{-4} m^2 = 92.7 cm^2$$

➤ **Calcul des armatures à la flexion composée**

$$A_{cal} = A_f - \frac{N}{\sigma_s} = 92.7 - \frac{1897.04 \times 10^3}{100 \times 400} = 45.27 cm^2$$

➤ **L' armature verticale minimale:**

-d'après (RPA99.version 2003) Suivant la formule de Navier Bernoulli

$$\sigma_1 = \frac{N}{a.h} + \frac{6.M}{a.h^2} = \frac{1897.04 \times 10^3}{150 \times 2700} + \frac{6 \times 2409.57 \times 10^6}{150 \times 2700^2} = 17.9 Mpa$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{a.h} - \frac{6.M}{a.h^2} = \frac{1897.04 \times 10^3}{150 \times 2700} - \frac{6 \times 2409.57 \times 10^6}{150 \times 2700^2} = -8.54 Mpa$$

$$\sigma_1 > 0; \sigma_2 \leq 0 ; l_t = h \cdot \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} = 2.70 \frac{8.54}{17.9 + 8.54} = 0.87m$$

$$\text{Alors : } A_{min}^{RPA} = 0,002.a.l_t = 0.002 \times 15 \times 87 = 2.61 cm^2$$

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)

$$A_{min}^g = 0,0015.a.h = 0.0015 \times 15 \times 270 = 6.08 cm^2$$

➤ **Résultats final :**

➤ **Dans la zone tendue :** $A = \max(A_{cal}, A_{min}^{RPA}) = 45.27 cm^2$

➤ **En zone courante :**

$$h' = h - 2l_t > 0 = 2.70 - (2 \times 0.87) = 0.96 m.$$

$$A_{min2} = 0.001.b.h' = 0.001 \times 15 \times 96 = 1.44 cm^2$$

$$A_{tot} = 2 A_{tendu} + A_c > A_{min}^g$$

$$A_{tot} = (2 \times 45.27) + 1.44 = 91.98 cm^2 > A_{min}^g = 6.08 cm^2$$

VII.3.3.4.4.L'espace

d'après (RPA99 version 2003)

$$S < \min (1.5a ; 30 \text{ cm}) = \min (1.5 \times 15 ; 30 \text{ cm})$$

On prendre : $S = 20 \text{ cm}$

Dans la zone h/10 :

$$D \leq \frac{S}{2} = \frac{20}{2} = \min \left\{ \frac{1,5a}{2}; \frac{30}{2} \text{ cm} \right\} \Rightarrow D = 10 \text{ cm}$$

On prendre : $D=10 \text{ cm}$

$$A_{nap1} = A_{nap2} = \frac{A_{adop}}{2} = \frac{91.98}{2} = 45.99 \text{ cm}^2$$

Soit :

$$A_{nap1} = 6\text{HA}20+14\text{HA}16 = 46.99 \text{ cm}^2$$

$$A_{nap2} = 6\text{HA}20+14\text{HA}16 = 46.99 \text{ cm}^2$$

VII.3.3.4.5.Vérification des contraintes de cisaillement :

$$\bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times T_{cal}}{a.d} = \frac{1.4 \times 325.28 \times 10^3}{150 \times 2650} = 1.15 \text{ MPa} \dots\dots \text{cv}$$

VII.3.3.5.Armatures horizontales

Le pourcentage minimum d’armatures horizontales pour une bande de 1 m de largeur.

Globalement dans la section du voile : (RPA99 version 2003) 7.7.4.3

$$A_{min}^g = 0.0015 \times a \times 1m = 0.0015 \times 15 \times 100 = 2.25 \text{ cm}^2$$

➤ **En zone courante**

$$A_{min}^c = 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 15 \times 100 = 1.5 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : $A_{hor} = 4\text{T}12 = 4.52 \text{ cm}^2 .ml$

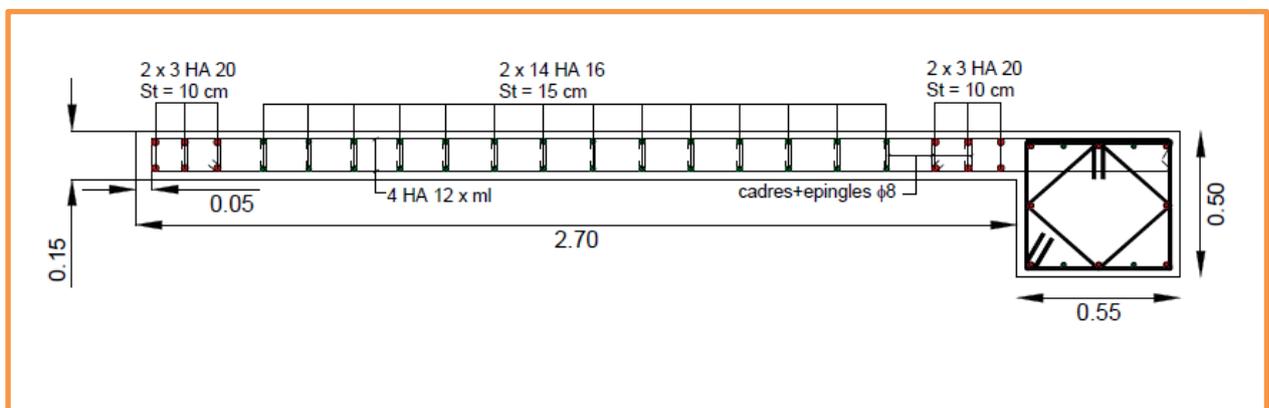


Figure VII.4. Ferraillage de voile.

VIII. ETUDE DE FONDATION

VIII.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.

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

VIII.1.1. 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...)

VIII.1.2. Étude de sol :

La valeur de la contrainte du sol est donnée par l'expérience, en raison de la connaissance que l'on peut avoir du terrain sur lequel des ouvrages ont déjà été réalisés, soit à partir des résultats de sondage effectués au laboratoire de mécanique des sols.

Une étude préalable du sol à donner la valeur **1.9 bars** pour la contrainte admissible du sol (σ_{sol}).

- L'infrastructure doit constituer en ensemble rigide capable de remplir les fonctions suivant :
 - Réaliser l'encastrement de la structure dans le Terrain.
 - Jouer le rôle d'Appuis.
 - Assurer la liaison.
 - Limier les tassements différentiels jusqu'à une valeur acceptable

VIII.2. Etude des fondations :

VIII.2.1. Charge admissible au sol : (σ_{sol})

C'est une quantité déterminée par un bureau d'étude technique spécialisé, donc cette charge est une donnée du problème au moment de la conception des semelles en béton armé.

$$\sigma_{sol} = 1.5 \text{ bars.}$$

VIII.2.2. Choix du type de fondation :

❖ **Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :**

- Le poids de la structure.
- La capacité portante du sol.
- L'économie dans la réalisation.
- La rapidité et la facilité d'exécution.
- Stabilité totale de L'ouvrage.

❖ **Choix de type de fondation**

Avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égal à 1.7 bars, il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelle filante.
- Semelle isolé.
- Radier général.

Pour le cas de la structure étudiée, l'ouvrage a un poids élevé est un grand important on adopter un mode de fondation dont la modalité d'exécution du (coffrage et ferrailage) et facile de réaliser : (Le radier général)

VIII.2.3.Radiers :

VIII.2.3.1. Généralités :

Un radier est une dalle plane, éventuellement nervurée, constituant l'ensemble des fondations d'un bâtiment.il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage.

Elle comporte parfois des débords (consoles extérieures).

Comme toute fondation, elle transmet les charges du bâtiment, sur l'ensemble de sa surface, au sol.

Avantages de la semelle unique :

- diminution des risques de tassement
- très bonne liaison donc rigidité de la base du bâtiment.

VIII.2.3.2. Ce mode de fondation est utilisé dans deux cas :

– Lorsque la capacité portante du sol est faible : le radier est alors conçu pour jouer un rôle

Répartisse de charges. Son étude doit toujours s'accompagner d'une vérification du tassement Général de la construction ;

– Lorsque le sous-sol d'un bâtiment est inondable : le radier joue alors le rôle d'un cuvelage étanche

Pouvant résister aux sous-pressions.

Ce type d'ouvrage ne doit pas être soumis à des charges pouvant provoquer des tassements Différentiels trop élevés entre les différentes zones du radier.

VIII.2.3.3. 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.

VIII.2.3.4. Justification :

$$\text{Si } \frac{S_{\text{semelle}}^{\text{total}}}{S^{\text{total}}} \geq 50\% \text{ (Radier général)}$$

$$N_{\text{ser}} = N_G + N_Q = 1593.86 \text{ kn}$$

$$\sigma_{\text{sol}} = 1.5 \text{ bars}$$

N=Nombre de poteaux au niveau d'étage = 28.

Surface de semelle (S semelle) :

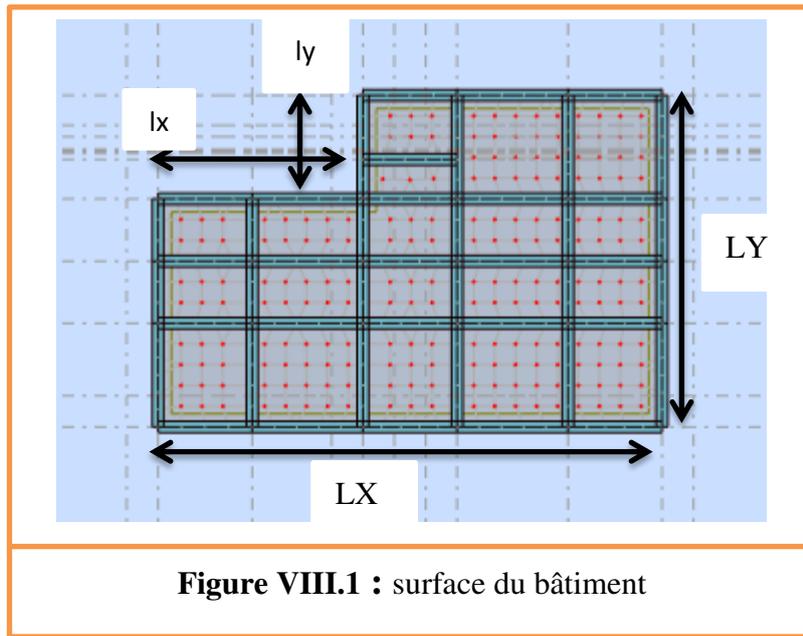
$$S \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{1593.86 \times 10^{-3}}{0.15} = 10.6 \text{ m}^2$$

$$S = A \times B \text{ (semelle carrée } A=B)$$

$$A^2 = 10.6 \Rightarrow A = 3.25 \text{ m}$$

$$S_{\text{semelle}}^{\text{total}} = N \times S = 28 \times 10.6 = 296.8 \text{ m}^2$$

Surface du bâtiment total :



$$S^{total} = (Lx \times Ly) - (lx \times ly) = 336.60m^2$$

$$\frac{S^{semelle}}{S^{total}} = \frac{296.8}{336.60} = 88.17\% > 50\% \text{ (Radier général)}$$

VIII.2.4. : Calcul le Radier :

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constituées par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuées du poids propre de radier.

VIII.2.4.1. Combinaison D' action :

- Pour le dimensionnement : ELS (G+Q).
- Pour le Ferrailage : ELU (1.35G + 1.5Q).
- pour la vérification : Accidentelle (0.8G ± E)

VIII.2.4.2 .Pré-dimensionnement :

a) Epaisseur du radier :

L'épaisseur du radier (h) doit satisfaire les conditions suivantes

b) Condition forfaitaire :

- Sous voiles : $\frac{L_{max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{max}}{5}$

hr: Épaisseur du radier.

L_{max} : le plus grand travail.

$$L_{max} = 530\text{cm} \Rightarrow 66.25\text{cm} \leq hr \leq 106\text{cm}$$

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est : $hr = 70\text{ cm}$

• **Sous poteaux :**

-La dalle :

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$h_r \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{530}{20} = 26.5\text{cm}$$

Avec : L_{max} : la plus grande distance entre deux poteaux.

Une hauteur minimale de 25 cm

La valeur de l'épaisseur de dalle est : $hr = 50\text{ cm}$

-la nervure : $b \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{530}{10} = 53\text{cm}$

L_{max} : distance maximal Entre deux files successives.

c)condition de rigidité : (Longueur élastique).

$$L_e = \sqrt{\frac{4EI}{KB}} \geq \frac{2L_{max}}{\pi}$$

- **L_{max} :**la plus grande distance entre deux poteaux. $L_{max}=4.80\text{ m}$
- **L_e :**Longueur élastique.
- **E :**Pour un chargement de long durée ; $E = 3216420\text{ t/m}^2$
- **I:**Inertie de la section de radier.($b=1\text{ ml}$)
- **K :** Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. $K = 40\text{MN/m}^3$
- **b:**Largeur du radier (bande de 1 mètre).

$$L_e = \sqrt{\frac{4EI}{KB}} \quad ; \quad I = \frac{bh^3}{12} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48KL_{max}^4}{E\pi^4}} \quad ; \quad K=4000\text{t/m}^3$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 4000 \times 4.80^4}{3216420 \times 3.14^4}} = 0.68\text{m}$$

Conclusion:

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est :

$h_t = 70\text{ cm}$ pour les nervure.

$h = 50\text{cm}$ pour le radier.

$b = 55\text{ cm}$

Vérification :

$$L_e = \sqrt{\frac{4EI}{KB}} \geq \frac{2L_{\max}}{\pi}$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216420 \times 0.029}{4000 \times 1}} = 3.31 \geq 3.05$$

VIII.2.4.3. Calcul de la surface minimale du radier

➤ **Détermination des efforts**

ELU: $N_u = 55109.73 \text{ KN}$

ELS: $N_s = 40169.48 \text{ KN}$

$$\text{ELU: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1.33 \bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{55109.73}{1.33 \times 150} = 276.62 \text{ m}^2$$

$$\text{ELS: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{1.33 \bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{40169.48}{1.33 \times 150} = 151.22 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{batiment}} = 336.60 \text{ m}^2 > \text{Max}(S_1; S_2) = 276.62 \text{ m}^2$$

Alors : La surface de bâtiment > a la surface de Radier

La surface du bâtiment est supérieure à la surface de radier, à cet effet, nous avons prévu un débord minimum prescrit par le règlement pour des raisons techniques de réalisation.

L'emprise totale avec un débordement (D) sera:

$$S' = S + D \times 2(L_x + L_y)$$

L_x : longueur en plan (27.5 m).

L_y : largeur en plan (16.4 m).

➤ **Calcul de débordement D :**

$$D \geq \text{Max}(h_r / 2; 30 \text{ cm}) \Rightarrow D \geq \text{Max}(25 \text{ cm}; 30 \text{ cm})$$

On prend $D = 0.4 \text{ m}$ alors l'emprise totale avec D est:

$$S' = S + D \times 2(L_x + L_y) = 336.60 + 0.4 \times 2(27.5 + 16.4) = 371.72 \text{ m}^2$$

➤ **Poids du radier :**

$$G = 371.72 \times 0.7 \times 25 = 6505.1 \text{ kn}$$

➤ **Poids remplissage du sol :**

$$P_{\text{sol}} = \frac{h_{\text{total}}}{10} - h_{\text{radier}} \times \gamma_{\text{sol}} \times S_{\text{radier}} = \frac{30.6}{10} - 0.7 \times 18 \times 371.72 = 15790.66 \text{ kn}$$

➤ **Poids dalle flottante :**

$$p_{df} = S \times e \times \gamma_b = 371.72 \times 0.15 \times 25 = 1393.95kn$$

➤ **Combinaison d'action :**

$$N_u = 55109.73 + 1.35 \times (6505 + 1393.95 + 15790.66) = 78397.38kn$$

$$N_s = 40169.48 + 6505 + 1393.95 + 15790.66 = 63859.09kn$$

VIII.2.5. Vérifications de radier

VIII.2.5.1. Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \min \left\{ \frac{0.15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 4MPa \right\} : \dots\dots\dots \text{BAEL 91 (Art : 5.1)} :$$

Avec : b = 100 cm ; d = 0,9 h = 45 cm

$$T_u^{\max} = q_u \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \frac{L_{\max}}{2} = \frac{78397.38 \times 1 \times 5.3}{371.72 \times 2} = 558.90kn$$

$$\tau_u = \frac{558.9 \times 10^3}{1000 \times 450} = 1.24MPa < \bar{\tau} = 2.5MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VIII.2.5.2. Vérification de l'effort de sous pression :

Cette vérification justifiée le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$G \geq \alpha \cdot S_{rad} \cdot \gamma_w \cdot z = 1.5 \times 371.72 \times 10 \times 1.8 = 10036.44kn$$

G : Poids total du bâtiment à la base du radier =NG + Gradier

α : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement α = 1.5

wγ : Poids volumique de l'eau (wγ = 10KN/m3)

Z : Profondeur de l'infrastructure (h =1.8 m)

$$G = 46674.48KN > 10036.44KN$$

⇒ Pas de risque de soulèvement de la structure.

VIII.2.5.3. 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 :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4}$$

e: l'excentricité de la résultante des charges verticales.

	Sens(X-X)	Sens (Y-Y)
N (KN)	46674.48	46674.48
M(KN.m)	3618.05	816.35
e(m)	0.07	0.017
L/4(m)	6.875	4.1
Condition	vérifier	vérifier

Tableau VIII.1 : résultat du M et T

VIII.2.5.4. Vérification au non soulèvement des fondations (G+Q+E)

➤ Les moments d'inertie suivant les deux directions sont :

$$I_{x-x} = \frac{b \times h^3}{12} = 28422.39m^4$$

$$I_{y-y} = \frac{b \times h^3}{12} = 10108.41m^4$$

➤ Le centre de gravité :

$$X = \frac{\sum s_i \times x_i}{\sum s_i} = \frac{107.8 \times 4.9 + 228.8 \times 16.95}{107.8 + 228.8} = 13.09m$$

$$Y = \frac{\sum s_i \times y_i}{\sum s_i} = \frac{107.8 \times 5.5 + 228.8 \times 8}{107.8 + 228.8} = 7.20m$$

$$\sigma_m \leq \bar{\sigma}_{sol} \quad ; \quad \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M \times V}{I} \quad ; \quad \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 1.33 \times \sigma_{adm} = 1.33 \times 190 = 252.7kn / m$$

	I (m ⁴)	N(KN)	M(KN.m)	Srad(m ²)
X-X	28422.39	46674.48	4108.37	371.72
Y-Y	10108.41	46674.48	1542.37	371.72

	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	σ_m (KN/m ²)	$\bar{\sigma}_{sol}$	$\sigma_m \leq \bar{\sigma}_{sol}$
X-X	138.19	134.41	137.25	252.7	C.V
Y-Y	137.40	135.20	136.85	252.7	C.V

Tableau VIII.2 : Vérification au non soulèvement des fondations

VIII.3. Ferrailage du radier

Le radier se calculera comme plancher renverser appuyer sur les voiles et les poteaux. Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux la méthode proposée par le CBA 93.

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut être alternativement noyé, émergé en eau douce.

Les panneaux constituant le radier sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la contrainte du sol, pour cela on utilise la méthode de PIGEAUD pour déterminer les moments unitaires μ_x, μ_y qui dépend du rapport ($\rho = LX / LY$) et du coefficient de POISSON (ν)

VIII.3.1. Méthodes de calcul

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2$

- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \cdot M_x$

Tel que :

$\mu_x ; \mu_y$: 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:

	Le panneau de rive	Le panneau intermédiaire
En travée	$M_{tx} = 0.85 M_x$ $M_{ty} = 0.85 M_y$	$M_{tx} = 0.75 M_x$ $M_{ty} = 0.75 M_y$
Sur appui	$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 M_x$	$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_x$

Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux, la méthode proposée par le règlement BAEL91. La fissuration est considérée comme étant préjudiciable.

➤ **Calcul des moments fléchissant :**

ELU	ELS
$q_u = (1.35G + 1.5Q) / S_{rad}$	$q_{ser} = (G + Q) / S_{rad}$
$q_u = 78397.38 / 371.72$	$q_{ser} = 63859.09 / 371.72$
$q_u = 210.90 \text{ KN/m}^2$	$q_{ser} = 171.79 \text{ KN/m}^2$

VIII.3.2. Ferrailage de la dalle de radier : BAEL91/99 Annexe E3

✓ Le plus grand panneau est le panneau du $(5.30 \times 5.00) \text{ m}^2$. \Rightarrow Panneau de rive.

❖ L'ELU : $v = 0$; $q_u = 210.9 \text{ KN/m}$

$\alpha = 5.30 / 5.00 = 0.95 > 0.4 \Rightarrow$ Alors le panneau travaille dans les deux sens.

A partir du tableau:

$$\mu_x = 0.041$$

$$\mu_y = 0.887$$

Donc les moments sont:

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0.041 \times 210.9 \times 5^2 = 216.17 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \Rightarrow M_y = 0.887 \times 216.17 = 191.74 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{tx} = 0.85 \times M_x \Rightarrow M_{tx} = 0.85 \times 191.74 = 183.74 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_y \Rightarrow M_{ty} = 0.85 \times 135 = 163 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 \times M_x \Rightarrow 0.3 \times 216.17 = 64.85 \text{ KN.m/ml.}$$

➤ **Calcul des armatures :**

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times \sigma_b} \quad ; \quad \alpha = 1.25 \times \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right] \quad ; \quad \beta = (1 - 0.4\alpha) \quad ; \quad \mu_l = 0.392$$

$$\sigma_b = 14.2 \text{ MPa} \quad ; \quad b = 100 \text{ cm} \quad ; \quad \phi \leq \frac{h}{10} = \frac{500}{10} = 50 \text{ mm} \quad ; \quad A_s = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$dx = h - c - \frac{\phi_x}{2} = 50 - 5 - \frac{5}{2} = 42.5 \text{ cm}$$

$$dy = dx - \frac{\phi_x + \phi_y}{2} = 42.5 - 5 = 37.5 \text{ cm}$$

➤ **Condition de non fragilité : BAEL91 (art. A.4.2)**

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

$$\text{Sens- X : } A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 42.5 \times \frac{2.1}{400} = 5.13 \text{ cm}^2$$

Sens- Y : $A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 37.5 \times \frac{2.1}{400} = 4.53 \text{cm}^2$

➤ **Pourcentage minimal des armatures ; BAEL91 (art B.6.4) :**

$A \geq 0.001 \times b \times h = 5 \text{cm}^2$

	SENS X- X		SENS Y-Y	
	sur appui	En travée	sur appui	En travée
Mu (KN ×m)	64.85	183.74	64.85	163
μ	0.025	0.072	0.032	0.082
$\mu < \mu_t$	CV	CV	CV	CV
As' (cm²)	00	00	00	00
α	0.031	0.093	0.040	0.107
B	0.988	0.963	0.984	0.957
σs	348	348	348	348
As (cm²/ml)	4.44	11.90	5.05	13.05
As min (cm²/ml)	5.13	5.13	5	5
Choix des barres/ml	5 HA 12	6 HA 16	5 HA 12	3 HA 14+3HA 20
AScorres (cm²/ml)	5.65	12.09	5.65	14.04
Espacement (cm)	20	16	20	16

Tableau VIII.3 : résultat des ferrillages de radier a L'ELU

❖ **ELS :** $v = 0.2$; $q_s = 171.79 \text{ KN/m}$

$\alpha = 5.30/5.00 = 0.95 > 0.4 \Rightarrow$ Alors le panneau travaille dans les deux sens.

$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{MPa}$ BAEL91(Art.4.5.2)

$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ (2/3) fe; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right\}$ FeE400 $\Rightarrow \eta = 1.6$

$\bar{\sigma}_s = \min \{ 266.67; 201.63 \} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{MPa}$

A partir du tableau:

$\mu_x = 0,044$

$\mu_y = 0,98$

Donc les moments sont :

$M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 188.97 \text{ KN.m/ml.}$

$M_y = \mu_y \times M_x \Rightarrow M_y = 185.19 \text{ KN.m/ml.}$

$$M_{tx} = 0.85 \times M_x \Rightarrow M_{tx} = 160.62 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_y \Rightarrow M_{ty} = 157.41 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 \times M_x \Rightarrow 56.69 \text{ KN.m/ml.}$$

➤ **Calcul des armatures :**

	SENS X- X		SENS Y-Y	
	sur appui	En travée	sur appui	En travée
Mser (KN ×m)	56.69	160.62	56.69	157.41
μ	0.022	0.063	0.028	0.079
μ < μ_l	CV	CV	CV	CV
A_s' (cm²)	00	00	00	00
α	0.028	0.081	0.043	0.077
B	0.99	0.97	0.98	0.969
σ_s	348	348	348	348
As (cm²/ml)	3.91	11.19	4.43	12.44
As min (cm²/ml)	5.13	5.13	5	5
Choix des barres/ml	5 HA 12	6 HA 16	5 HA 12	3 HA 14+3HA 20
A_{Scorres} (cm²/ml)	5.65	12.06	5.65	14.04
Espacement (cm)	20	16	20	20

Tableau VIII.4 : résultat des ferrailages de radier a L'ELS

VIII.3.3.Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL 91 (A.5.1 ,21)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \dots\dots\dots(\text{Art.5.1.1})$$

$$T_u = \frac{p_u \times l_x \times l_y}{2l_y + l_x} = \frac{136.30 \times 5 \times 5.3}{2 \times 5.3 + 5} = 231.54 \text{ kn}$$

$$\tau_u = \frac{231.54 \times 10^3}{1000 \times 450} = 0.51 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \dots\dots\dots \text{cv}$$

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

VIII.3.4.Etude de débord du radier :

Le débord du radier est assimilé à une console de largeur L=0.50 m. Le calcul du

Ferrailage se fait pour une bande de largeur égale à un mètre liner.

$h = 0.50\text{m}$

$b = 1\text{m}$

$d = 0.9 h = 0.45\text{m}$

$L = 50\text{ cm}$

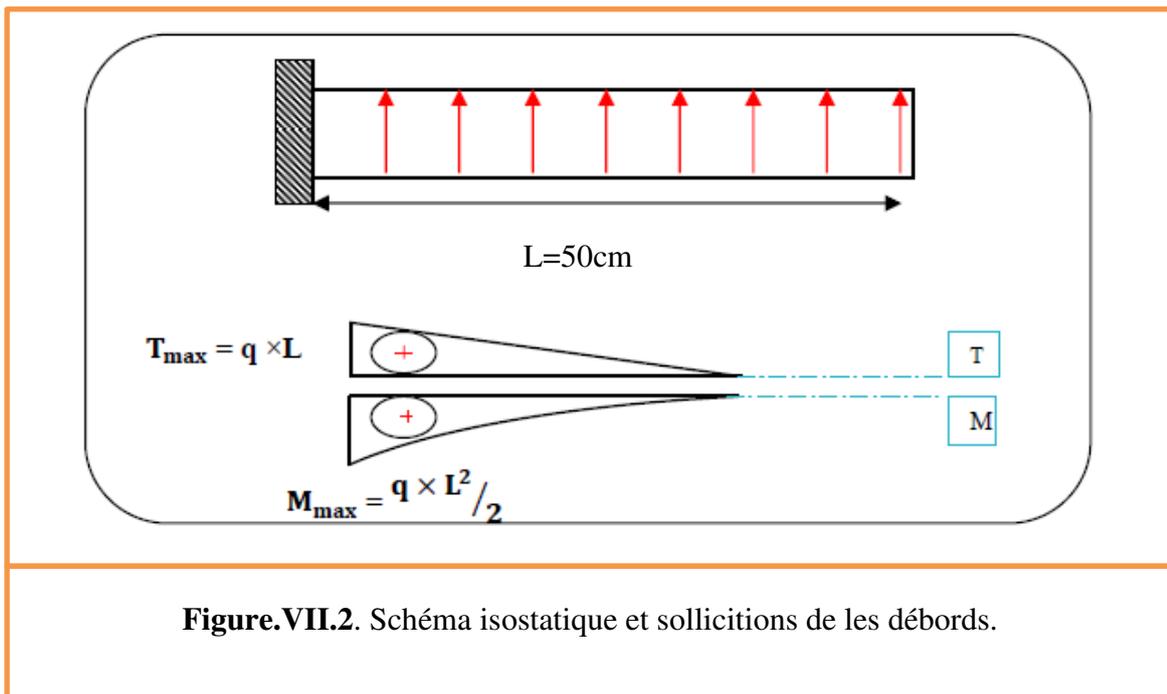
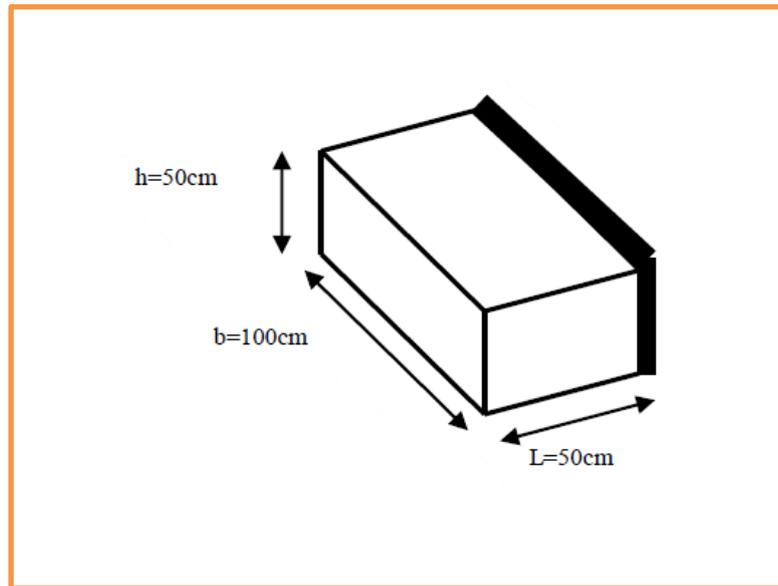


Figure.VII.2. Schéma isostatique et sollicitations de les débords.

■ L'ELU

$$M_{\max} = \frac{q_u \times L^2}{2} = \frac{210.90 \times 0.5^2}{2} = 26.36 \text{kn.m}$$

■ L'E LS : (fissuration préjudiciable) :

$$M_{\max} = \frac{q_s \times L^2}{2} = \frac{171.79 \times 0.5^2}{2} = 21.47 \text{kn.m}$$

	M _{max}	μ	α	β	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{Adop} (cm ²)	Section adoptée
ELU	26.36	0.0092	0.011	0.996	1.69	5.43	5.65	5 HA 12
ELS	21.47	0.0075	0.0094	0.996	1.37	5.43	5.65	5 HA 12

Tableau VIII.5: résultat des ferrailages de débord du radier

➤ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0.05 f_{c28} = 1.25$$

$$b = 1m \quad ; \quad d = 0.9h = 0.45m$$

$$V_u = q_u \cdot L = 136.30 \times 0.5 = 68.15kn$$

$$\tau_u = \frac{68.15 \times 10^3}{1000 \times 450} = 0.15 < \bar{\tau}_u = 1.25 \quad \dots\dots\text{condition vérifiée}$$

Note: On peut prolonger les armatures adoptées dans les panneaux de rive jusqu'à l'extrémité du débord pour avoir un bon accrochage des armatures.

VIII.4. Etude de la nervure

Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastrées.

$$h = 70 \text{ cm} \quad ; \quad d = 65 \text{ cm}$$

$$b = 55 \text{ cm} \quad ; \quad c = 5 \text{ cm}$$

VIII.4.1. Calcul les charges revenant à la nervure :

$$q_u = \frac{N_u}{S_r} = 210.90kn / m^2$$

$$q_s = \frac{N_s}{S_r} = 171.79kn / m^2$$

Sens X-X

ELU :

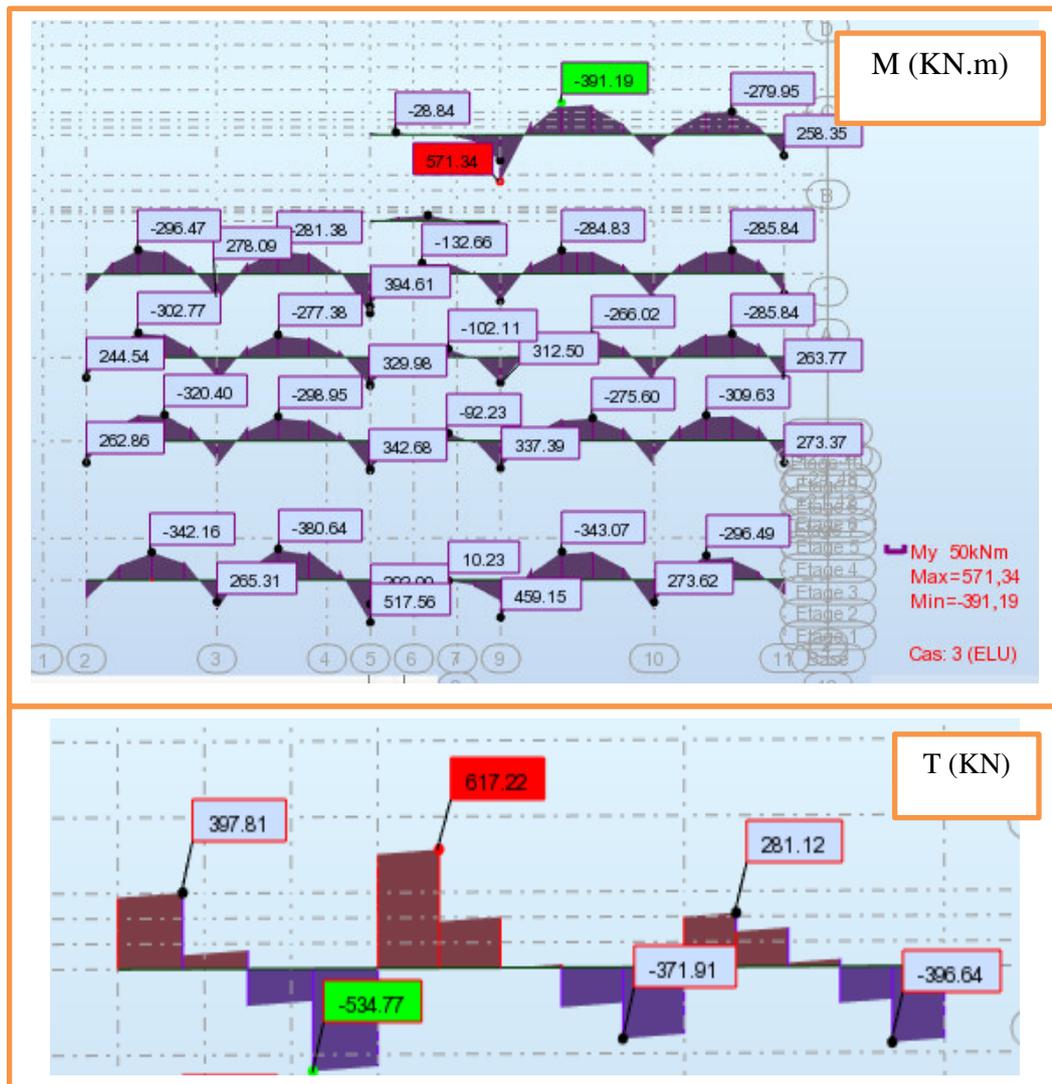


Figure.VIII.3. Sollicitation des nerverais sens X-X (ELU).

ELS :

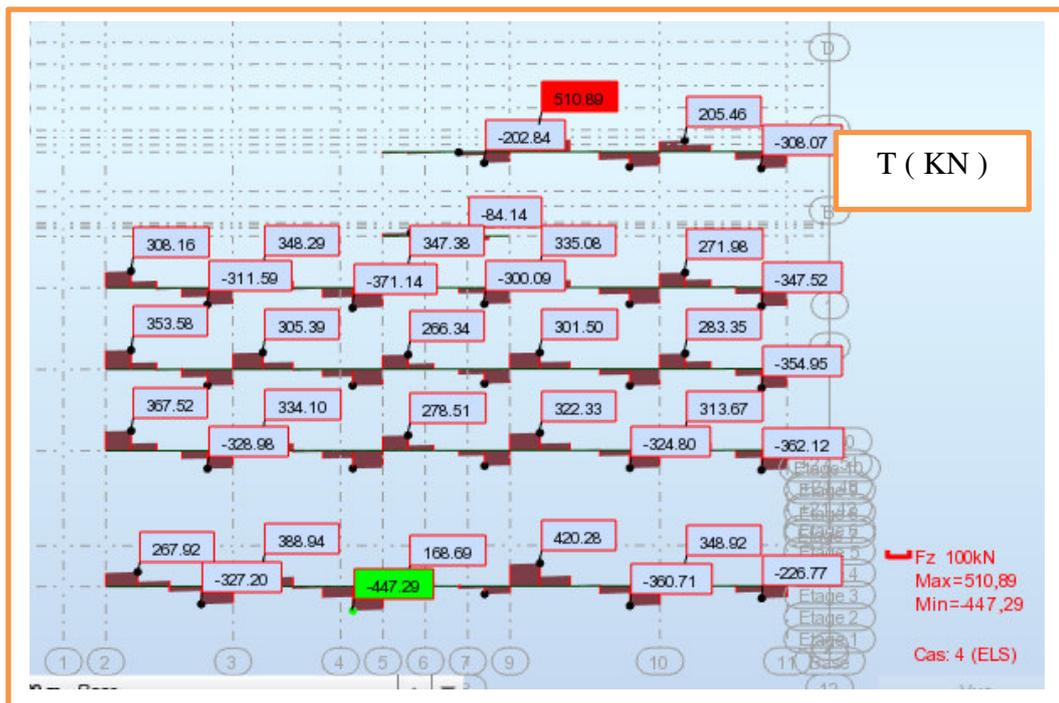
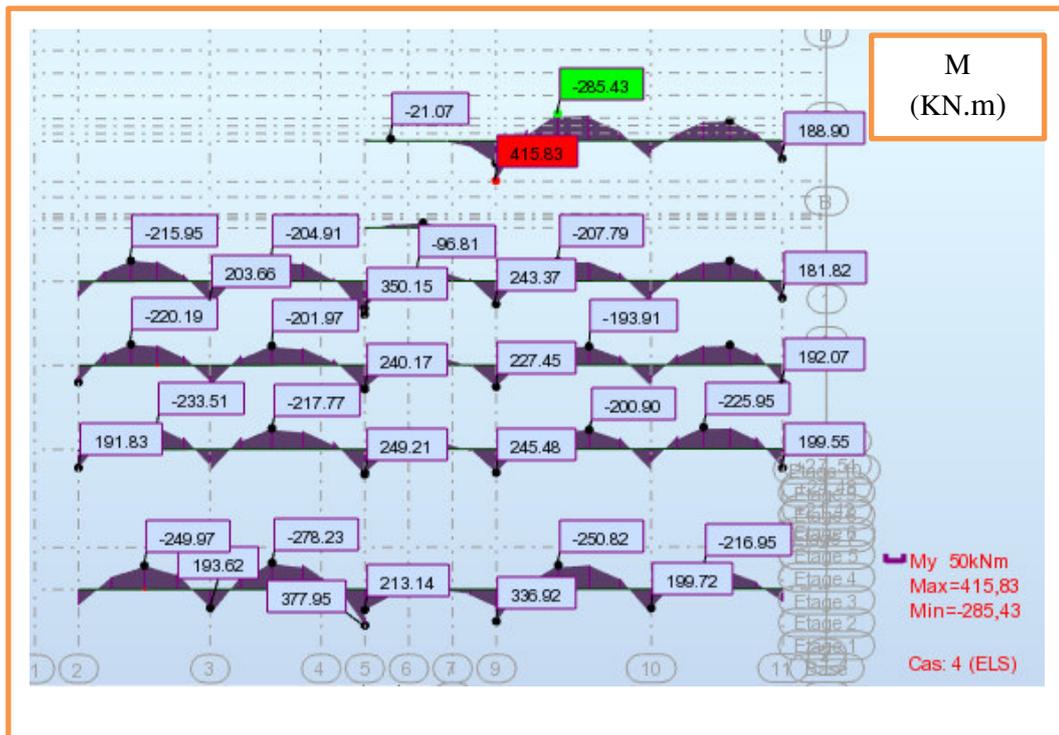
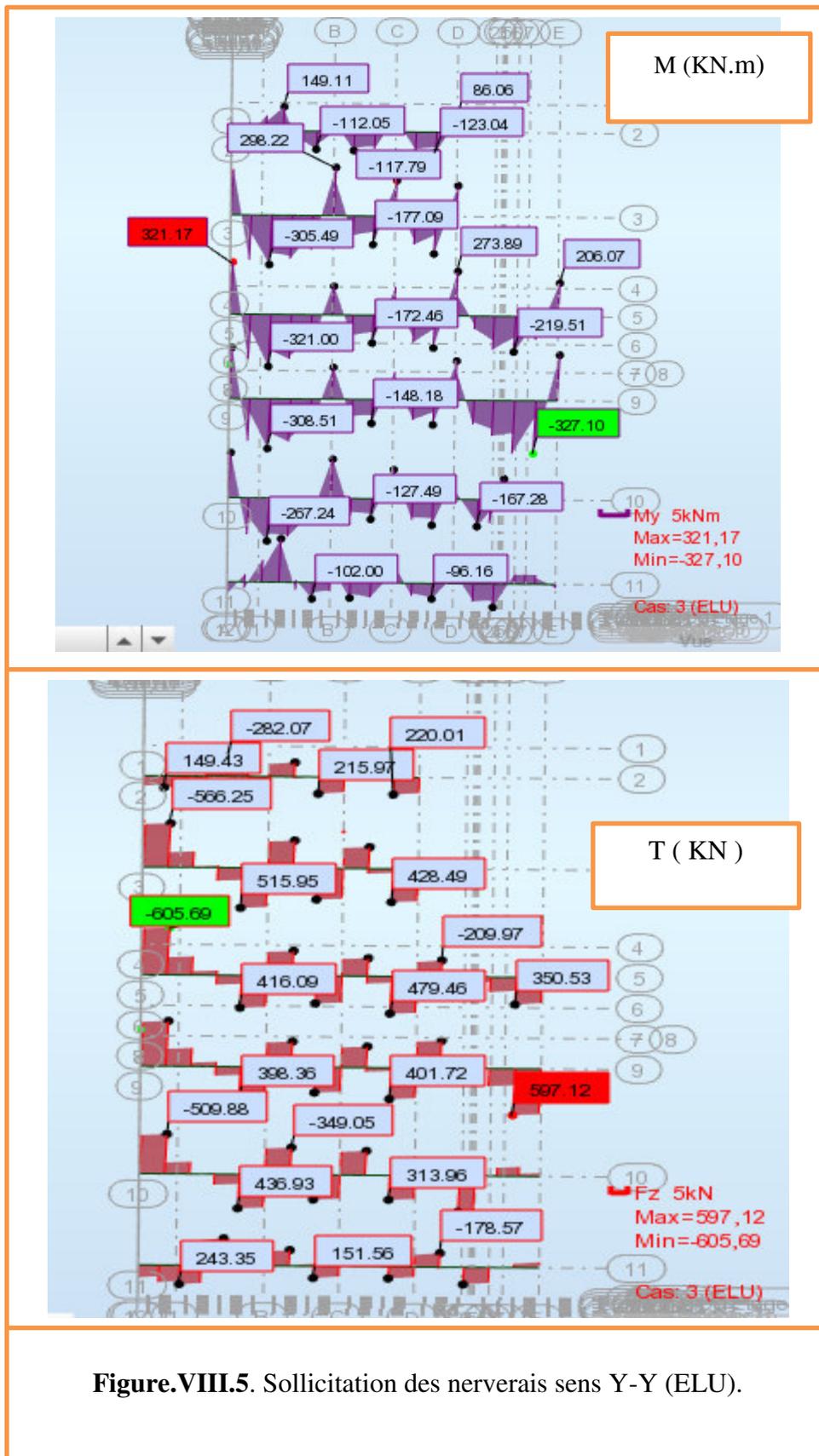


Figure.VIII.4. Sollicitation des nerverais sens X-X (ELS).

-Sens Y-Y

ELU



ELS :

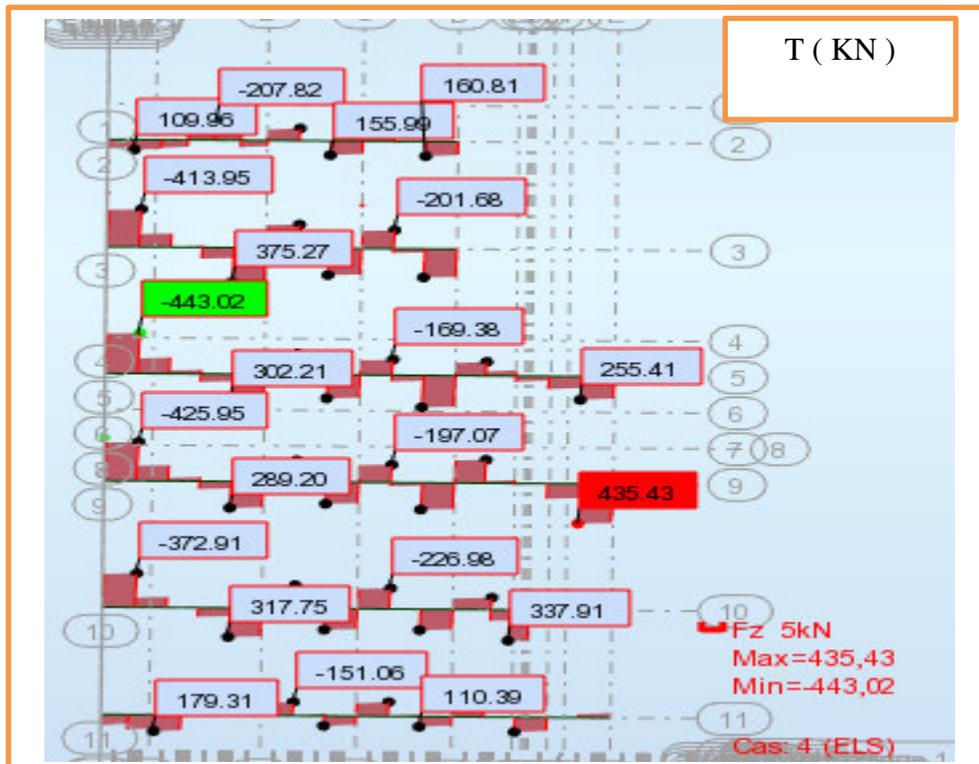
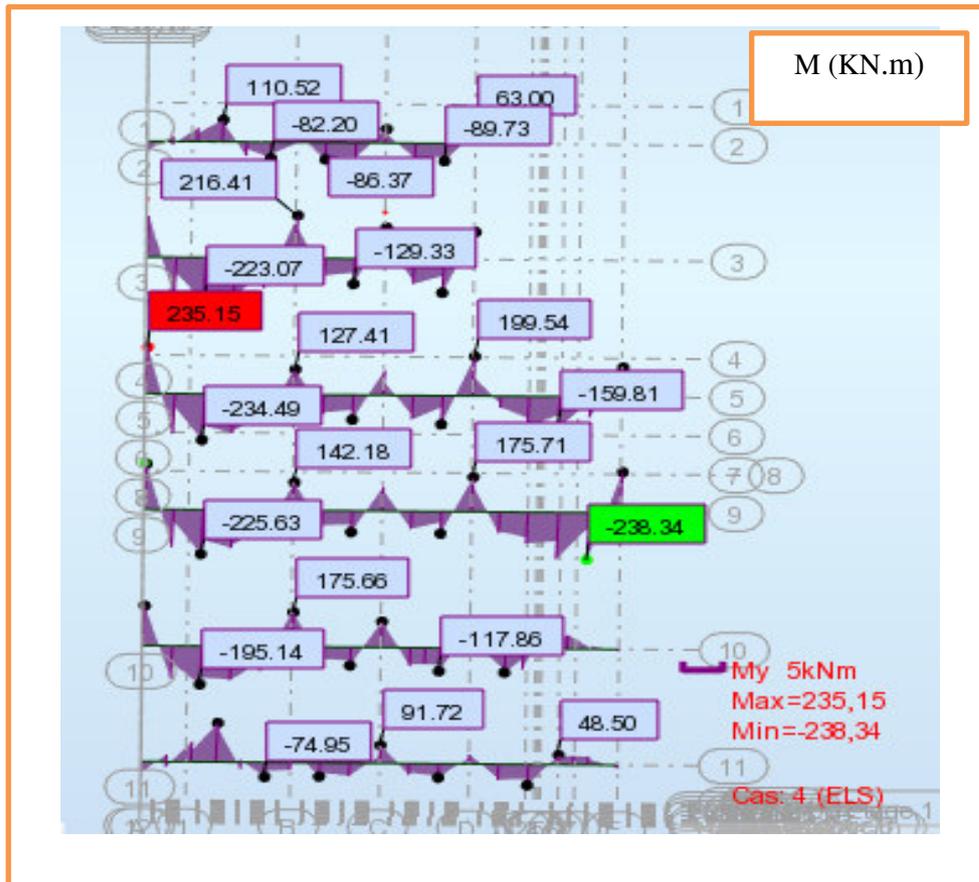


Figure.VIII.6. Sollicitation des nerveris sens Y-Y (ELS).

$$ELU \left\{ \begin{array}{l} (X-X) : M_t = -391.19 \text{ KN.m} ; M_a = 571.34 \text{ KN.m} \\ (Y-Y) : M_t = -327.10 \text{ KN.m} ; M_a = 321.17 \text{ KN.m} \end{array} \right\}$$

$$ELS \left\{ \begin{array}{l} (X-X) : M_t = -285.43 \text{ KN.m} ; M_a = 415 \text{ KN.m} \\ (Y-Y) : M_t = -238.34 \text{ KN.m} ; M_a = 235.15 \text{ KN.m} \end{array} \right\}$$

VIII.4.2.ferrailage de nervure a la ELU

Sens		M_u	μ_b	α	β	A_{cal}	A_{min}	$A_{adoptée}$	choix
X-X	Appuis	571.34	0.173	0.239	0.904	27.44	19.25	27.67	4HA16+4HA25
	Travée	391.19	0.118	0.157	0.937	18.46	19.25	20.61	4HA16+4HA20
Y-Y	Appuis	321.17	0.097	0.128	0.949	14.96	19.25	20.61	4HA16+4HA20
	Travée	327.10	0.099	0.131	0.948	15.25	19.25	20.61	4HA16+4HA20

Tableau VIII.6 : résultat des ferrillages nervure a L' ELU

VIII.4.3.ferrailage de nervure a la ELS :

Sens		M_u	μ_b	α	β	A_{cal}	A_{min}	$A_{adoptée}$	choix
X-X	Appuis	415	0.126	0.169	0.932	19.68	19.25	20.61	4HA16+4HA20
	Travée	285.43	0.086	0.112	0.955	13.21	19.25	20.61	4HA16+4HA20
Y-Y	Appuis	235.15	0.071	0.092	0.963	10.79	19.25	20.61	4HA16+4HA20
	Travée	238.34	0.072	0.093	0.963	10.94	19.25	20.61	4HA16+4HA20

Tableau VIII.7 : résultat des ferrillages nervure a L' ELS

VIII.4.4.Vérifications nécessaires pour les nerveux :

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} \geq 0.23.b.d. \frac{f_{t28}}{f_e} \dots\dots \text{BAEL91 (art. A.4.2)}$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times 55 \times 65 \times \frac{2.1}{400} = 4.32 \text{ cm}^2$$

➤ **Le pourcentage minimal d' armature :**

➤ Selon BAEL91 :

$$A_{\min}^{BAEL} = 0.001 \times h \times b \quad (BAEL91.B.6.4)$$

$$A_{\min}^{BAEL} = 0.001 \times 70 \times 55 = 3.85 \text{ cm}^2$$

➤ Selon PPA99/2003 :

$$A_{\min}^{RPA} = 0.5\% \times b \times h \quad \dots (\text{art.7.5.2.1})$$

$$A_{\min}^{RPA} = 0.5\% \times 55 \times 70 = 19.25 \text{ cm}^2$$

VIII.4.5. Armatures transversales minimales :

$$\phi \leq \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_t \right) = (20, 55, 20) \Rightarrow \text{On prend } \phi = 10 \text{ mm}$$

Armatures transversales minimales :

$$A_t = 0.003 \cdot S_t \cdot b$$

$$A_t = 0.003 \times 20 \times 55 = 3.3 \text{ cm}^2$$

Nous prenons : $A_t = 6\text{HA}10 = 4.71 \text{ cm}^2$

VIII.4.6. Espacement des armatures transversales :

➤ En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}, 12\phi_t \right) \Rightarrow S_t \leq \min(17.5, 24)$$

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

➤ En zone courante :

$$S_t = \frac{h}{2} = \frac{70}{2} \Rightarrow S_t \leq 35$$

On prend $S_t = 20 \text{ cm}$

Schémas ferrailage

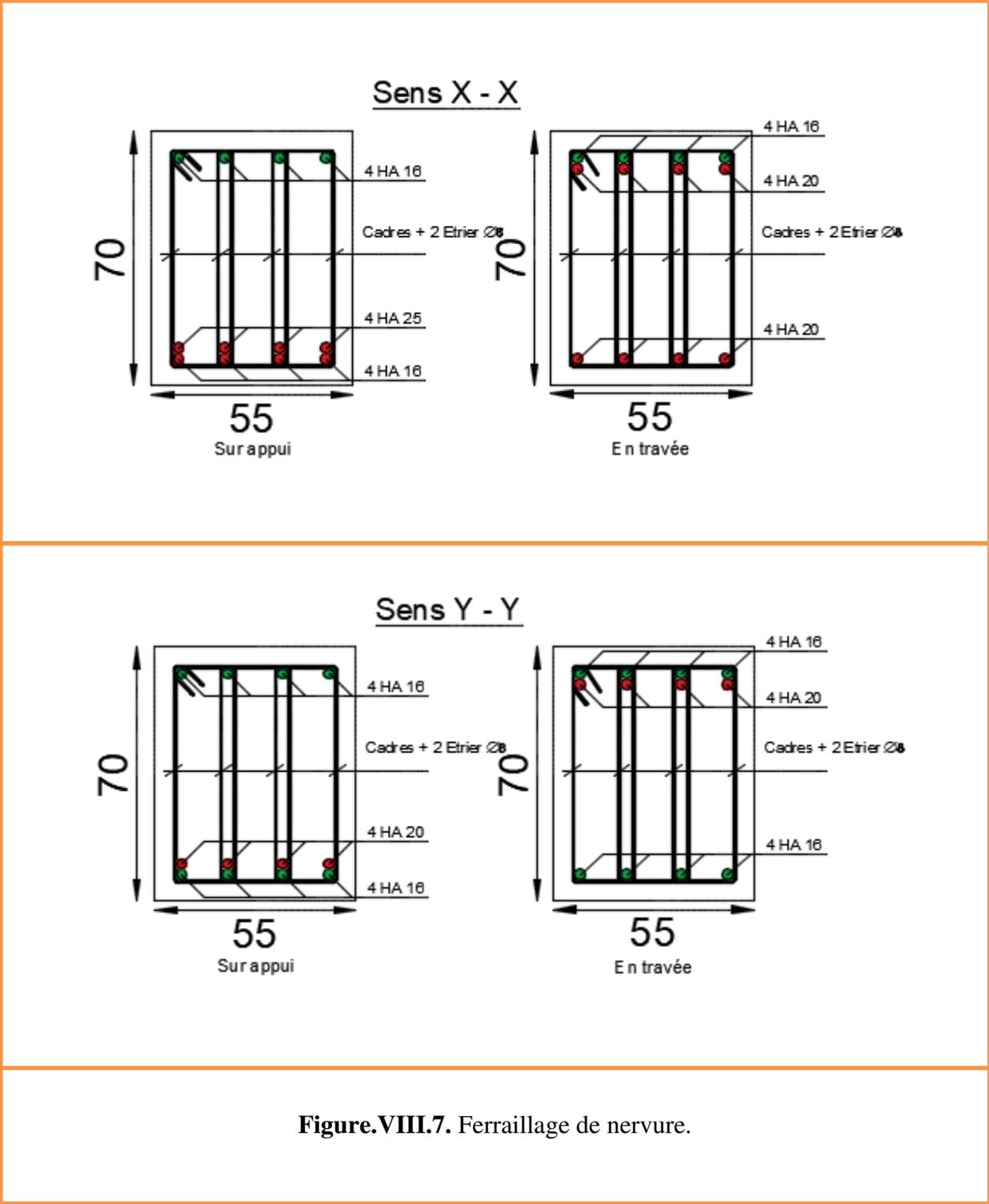


Figure.VIII.7. Ferrailage de nervure.

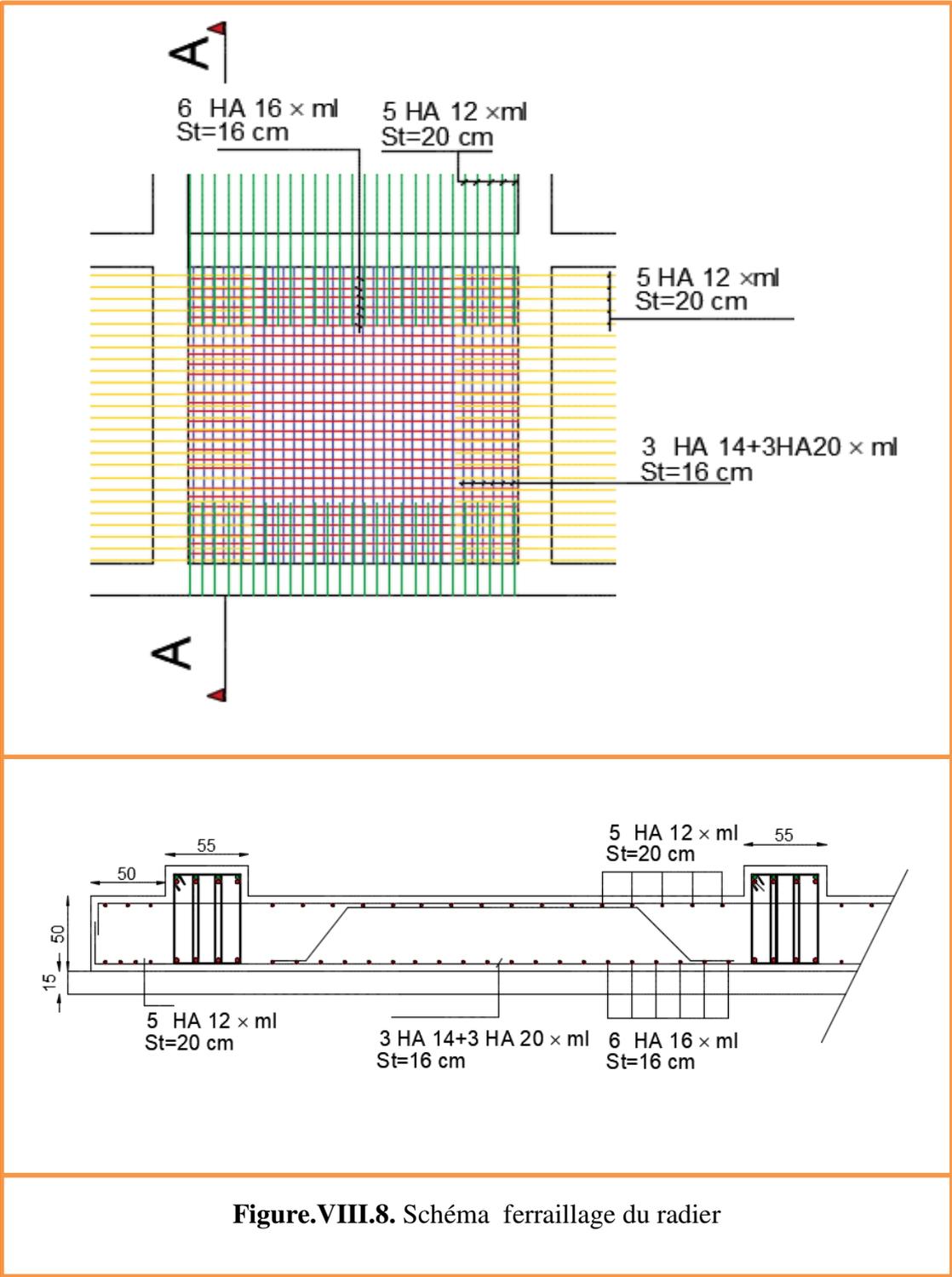


Figure.VIII.8. Schéma ferrailage du radier

VIII.5.La Longrine

VIII.5.1.Introduction :

Il est à noter que des longrines doivent être prévues au même niveau que le sous-sol afin de cadrer le dallage qui sera coulé sur un remblai de rattrapage de niveau par panneau limité par ces mêmes longrines. La présence de ces longrines permettra d'éviter les grandes surfaces de dallage pouvant engendrer des désordres éventuels tels que fissures, tassement, soulèvement si les dispositions nécessaires ne sont pas prises....

D'après le règlement RPA99 (art 10.1.1)

Les longrines (ou les dispositifs équivalents) doivent être calculées pour résister à la traction

sous l'action d'une force égale à : $F = \frac{N}{\alpha} \geq 20kn$ RPA99/2003 (art :10.1.1)

Avec : N : égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considéré (tableau10.1)
site S3.zone IIa → $\alpha=12$

Les dimensions minimales de la section transversales des longrines soit la section du béton :

$A=25 \times 30 \text{cm}^2$:Site de catégorie S3

donc : on adopte $A=30 \times 40 \text{cm}^2$

VIII.5.2.CALCUL DES ARMATURES LONGITUDINALES :

- **E.L.U :**

$$A_s = \frac{F}{\sigma_s}$$

$$F_u = \frac{N_u}{12} = \frac{2656.90}{12} = 221.40 > 20kn \text{cv}$$

$$A_s = \frac{221.40 \times 10^3}{348 \times 100} = 6.36 \text{cm}^2$$

- **Le ferrailage minimal : D'après RPA99**

$$A_{\min}^{RPA} = 0.006 \times 30 \times 40 = 7.2 \text{cm}^2$$

Donc : $A = \max(A_u; A_{\min}^{RPA}) = 7.2 \text{cm}^2$

On adopte : $3HA12+3HA14= 8.01 \text{ cm}^2$

- **Vérification à L'E.L. S :**

$$F_{ser} = \frac{N_{ser}}{\alpha} = \frac{1933.04}{12} = 161.09 > 20kn$$

$$\sigma_s = \frac{F_{ser}}{A} = \frac{161.09 \times 10^3}{12 \times 100} = 134.24mpa$$

La fissuration est préjudiciable, donc $\bar{\sigma}_s = 201,63MPa$

$$\sigma_s = 134.24mpa < \bar{\sigma}_s = 201.63mpa \quad cv$$

- **LES ARMATURES TRANSVERSALES :**

Pour les armatures transversales, elles seront utilisées seulement pour le montage des armatures longitudinales, soit des cadres $\Phi 6$ +étrier $\Phi 6$

- **L'espacement : Selon RPA99**

$$St \leq \min(20 \text{ cm} ; 15\phi l)$$

$$St \leq \min(20cm; 18)$$

Soit : $St = 15 \text{ cm}$.

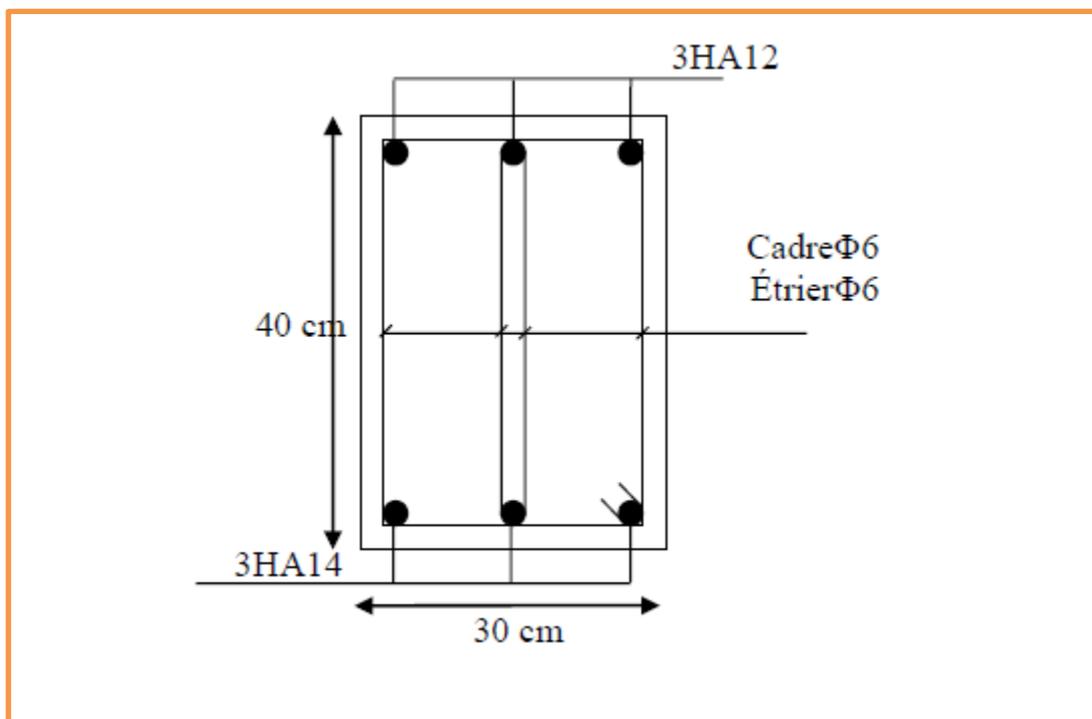


Figure VIII.9. Disposition d'armature de longrine.

VIII.6 .LA DALLE FLOTTANTE

VIII.6.1. 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 terreplein :

- ❖ 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.

VIII.6.2. MISE EN OEUVRE :

La mise en œuvre d'un dallage sur terreplein 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.

- *Préparation du sol :*

La préparation du sol qui doit comporter 4 étapes :

- Décapage.
- Nivellement.
- Compactage.

- *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 il y a également de prévoir un hérisson nage en pierres sèches de 20 cm d'épaisseur.

- **Exécution de dallage:** L'épaisseur minimale de dallage doit être de 8 cm min, pour notre projet, on choisit une épaisseur de 15 cm en béton armé.

Pour un dallage non porteur il faut assurer l'indépendance 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 $\Phi 5$, maille de $(15 \times 15) \text{ cm}^2$, ces armatures seront placées au $2/3$ supérieurs de l'épaisseur du dallage.

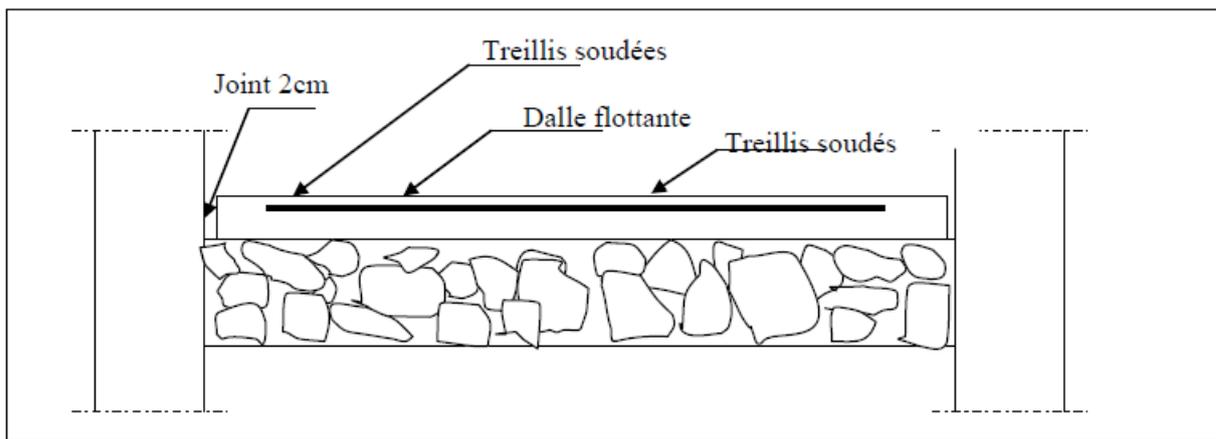


Figure VIII.10 : dalle flottante.

Conclusion général

Au cours de cette étude, nous pensons avoir réussi à avoir un aperçu général, sur la majorité des parties étudiées. Cette étude nous a permis d'enrichir nos connaissances sur les différentes étapes de calcul d'une structure et de se familiariser avec tous les règlements en vigueur.

L'intérêt pour nous a été double, apprendre à appréhender les problèmes complexes de calcul de structure et faire les premiers pas pour la résolution de questions pratiques concrètes.

Les conclusions auxquelles a abouti le présent travail, sont résumées dans les points suivants :

- Dans l'étude dynamique plusieurs dispositions ont été essayés, mais elles donnaient des résultats non conformes aux recommandations du RPA. La variante retenue a donné des résultats acceptables en termes d'efforts et de déplacements.
- Il est indéniable que l'analyse sismique constitue une étape déterminante dans la conception parasismique des structures. En effet des modifications potentielles peuvent être apportées sur le système de contreventement lors de cette étape. Par conséquent, les résultats déduits de l'étape de pré dimensionnement ne sont que temporaires lors du calcul d'une structure.
- L'étude de l'infrastructure, elle est conçue en radier général du fait de la faible portance du sol support et l'importance de la structure et cela pour bien reprendre les charges transmises par la structure au sol.

On peut situer cette étude comme une expérience, cette expérience nous permet de pondre beaucoup d'information sur la méthode de calcul et d'étude des structures. Donc c'est une première et très importante expérience pour la vie d'un ingénieur

Introduction Générale

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement. Très variées, leurs réalisations se répartissent principalement dans quelques grands domaines
D'intervention : structures, géotechnique, hydraulique et transport.

L'étude des structures est une étape clef et un passage obligatoire dans l'acte de bâtir. C'est dans ce contexte que s'inscrit ce travail qui nous a été confié. Notre travail vise à mettre en Application les connaissances acquises durant les cinq années de formation master à travers L'étude d'un ouvrage en béton armé.

Le présent travail consiste à l'étude d'un bâtiment R+9, contreventé par un système mixte (voiles-portiques)

Le travail a été partagé en deux parties principales :

- La première partie réservée à la superstructure, qui contient :
 - généralités ;
 - Pré dimensionnement des éléments ;
 - Etude des éléments secondaires ;
 - Etude dynamique ;
 - Etude des éléments structuraux ;
- La deuxième partie sera consacrée à l'étude de l'infrastructure :
 - Etude des fondations.

L'étude de ce bâtiment se fait tout en respectant les réglementations et recommandations en vigueur à savoir (CBA93, BAEL91, RPA99 version 2003 et les différents DTR).