



Université Mohamed khider –Biskra

Faculté d'Architecture, de l'Urbanisme, de Génie Civil et de l'Hydraulique

Département de Génie civil et d'Hydraulique

MÉMOIRE DE MASTER

Sciences et Technologies

Filière : Génie v civil

Spécialité :structure

Présenté et soutenu par :
Ben djelloul Houwaida

Conception et modélisation d'un bâtiment en (R+12) à usage d'habitation implanté à Jijel

Jury :

Encadreur :

Mechkouri Mohamed

Messaoudi Abde elghafar

Année universitaire : 2024/2025

Remerciements

D'abord, nous remercions Dieu pour nous avoir donné le courage et la force pour terminer ce modeste travail En second lieu, Je tiens à exprimer toute ma reconnaissance

à mon encadreur **Mechkouri Mohamed**, et **Messoudi Abde elghafar**
Je la remerciée de m'avoir encadrée, orientée, aidée, conseillée et surtout pour sa patience et présence.

Nos vifs remerciements vont également aux membres du jury

pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre travail en acceptant de l'examiner et de l'enrichir par leurs propositions.

Je remercie tous les enseignants qui ont participé à ma formation au Département de Génie Civil et d'Hydraulique et tout collègues.

Enfin, nous tenons également à remercier toutes les personnes qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Dédicace

Merci Allah (mon dieu) de m'avoir donné la capacité d'écrire
et de réfléchir, la patience d'aller jusqu'au bout du rêve.

Je dédie ce modeste travail à celle qui m'a donné la vie, le symbole de
tendresse, qui s'est sacrifiée pour mon bonheur et ma réussite, à ma
mère.

A mon père, écolier de mon enfance, qui a été mon ombre durant toutes
les années des études, et qui a veillé tout au long de ma vie
à m'encourager, à me donner l'aide et à me protéger.

Que dieu les garde et les protège.

A mes frères et sœurs

A toute ma famille maternelle et paternelle.

A tous ceux qui m'aiment.

A tous ceux que j'aime.

A tous ceux qui me sont chères.

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation, composé d'un rez-de-chaussée, plus 12 étages, avec une forme régulière en plan et en élévation, qui sera implantée dans la wilaya Jijle, classée en zone VI selon le règlement parasismique Algérien (RPA 2024).

En utilisant les règlements de calcul et vérifications du béton armé (RPA99V2003 et B.A.E. L91 modifié 99), cette étude entame la description générale du projet avec une présentation des caractéristiques des matériaux, ensuite le pré dimensionnement de la structure, la descente des charges et calcul des éléments principaux (poteaux, poutres et voiles, planchers) et secondaires (poutrelles, balcons, escaliers, acrotère,).

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

ملخص

يقدم هذا المشروع دراسة منفصلة للمبنى الخرساني المسلح للاستخدام السكني والذي يتكون من طابق تحت الأرض + 12 طابقا بشكل منتظم في المخطط والارتفاع , والذي يقع في ولاية جيجل المصنفة ضمن المناطق القوية زلزاليا تبعا للنظام الجزائري (RPA2024) .

استخدم قواعد الحساب والتحقق من الخرسانة المسلحة تبعا للنظام الجزائري (RPA2024 و BAE91), تبدأ هذه الدراسة في الوصف العام للمشروع بعرض تقديمي لخصائص المواد , ثم الأبعاد المسبقة للهيكل ونزول الأحمال وحساب العناصر الأساسية من (الأعمدة , الروافد , جدران , بلاطات الأسقف) و الثانوية (الروافد , الشرفات , السلالم , الحاجز).

وأخيرا تم إجراء دراسة ديناميكية للهيكل باستخدام برنامج ROBOT version 2025 من اجل تحديد الضغوط بسبب الأحمال الدائمة و الحمل الزلزالي .

في الأخير نستعمل برنامج بهدف تحديد الاجهادات المختلفة للبناءية.

Sommaire

Introduction générale.....	1
Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux.	
I.1.Introduction :	4
I.2. Présentation de l'ouvrage :	4
I .3. Caractéristiques géométriques :.....	4
I.4. Données du site d'implantation:	4
I .5. Conception de la structure du bâtiment :	5
I.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux :	7
I.6.1. Béton :	7
I.6.1.1. Résistance du béton :	7
I.7.1.2. Modules de déformation longitudinal :	9
I.6.1.3. Module de déformation transversal :	10
I.4.1.4. Contraintes limites :	10
I.6.2. Acier:	12
I.6.2.1. Caractéristiques mécaniques :	13
I.6.2.2. Module d'élasticité des aciers :	13
I.6.2.3. Contraintes limites :	13
I.7. Règles et normes de calcul :	15
I.8. Hypothèses de calcul :	15

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et descente de charges

II.1.Introduction :	17
II.2. Pré dimensionnement des éléments porteurs	17
II.2.1 planchers à corps creux :	17
II.2.2 Les poutres :.....	18
II.2.2.1. Poutre principale [p.p] :.....	18
II.2.2.2. Poutres secondaires [P.S] :.....	18
II.2.3 Les poteaux :.....	21
II.2.4. L'acrotère :.....	20
II.2.5. Les voiles :.....	23
II.2.6 Les balcons :.....	23
II.2.7 Les escaliers :.....	24
II.2.8 Récapitulation de pré-dimensionnement :	27
II.3. Descente des charges :	28
II.3.1 Evaluation des charges et surcharges :	28
II.3.1.1 Acrotère :.....	28
II.3.1.2. Planchers :.....	29
II.3.1.2.1 Plancher terrasse(terrasse inaccessible) :.....	29
II.3.1.2.2 Plancher étage courant :.....	30
II.3.1.3. Murs :.....	31

II.3.1.4. Balcons :	32
II.3.1.5. Les escaliers :	33
II.3.1.6. les voiles :	34
II.3.2 La descente des charges :	34
II.3.2.1 Loi de dégression :	34
II.3.2.2 Calcul de la descente de charge :	35
II.3.2.2.1 Descente des charges sur le poteau intermédiaire :	35
II.3.3 Vérification des conditions du RPA 2024:	40
II.3.4Vérification de la section de poteau : BAEL91 (artB.8.4, 1).....	40
Chapitre III : Les éléments secondaires	
III.1 Introduction :	44
III.2 L'acrotère :	44
III.2.1 Mode de réalisation :	44
III.2.2. Evaluation des charges:	45
III.2.3. Calcul des sollicitations :	47
III.2.4. Combinaison d'action :	47
III.2.5 Calcul de ferrailage :	48
III.2.5.1 Armatures longitudinales :	48
III.2.5.2 Vérification :	49
III.2.5.3 Armatures de répartition : BAEL (A.8.2.41).....	51
III.2.5.4 Espacement des armatures : BAEL (B.5.3.3).....	51
III.2.6 Présentations du ferrailage :	52

III.3. balcon :	53
III.3.1 Méthode de calcul :	53
III.3.2 Évaluation des charges :	53
III.3.3 Combinaison des charges:	54
III.3.4 Le calcul de sollicitations :	54
III.3.5 Calcul des moments :	54
III .3.6 Calcul du ferrailage :	55
III.3.7 Les vérification :	56
III.3.7. Présentation du ferrailage :	60
III.4. L’escalier :	61
III.4.1 Introduction :	61
III.4.2 Méthode de calcul :	61
III.4.3. Combinaison Des Charges :	61
III.4.4 Calcule de ferrailage :	63
III.4.4.1 Armatures longitudinales :	63
III.4.5 Présentation du ferrailage :	70
III.5.Calcul de la poutre palière :	71
III.5.1 Définition :	71
III.5.2 Dimensionnement :	71
III.5.3 Evaluation des charges :	71
III.5.4 Calcul de la poutre palière a la flexion:	72
III.5.4.1 Les combinaisons d’actions :	72

III.5.5. Calcul du ferrailage :.....	72
--------------------------------------	----

III.5.6.Les vérifications :.....	73
----------------------------------	----

III.5.7.Calcul de la poutre palière à la torsion :.....	74
---	----

III.5.8 Présentation du ferrailage :.....	77
---	----

IV Etude : du plancher

IV.1Introduction :.....	79
-------------------------	----

IV.2 Etude du plancher à corps creux :.....	79
---	----

IV.2.1 Méthodes de calcul des poutrelles :.....	80
---	----

IV.2.2 Les types de planchers :.....	81
--------------------------------------	----

IV.3 Calcul du Ferrailage :	88
-----------------------------------	----

IV.3.1 Les armatures longitudinales :.....	88
--	----

IV .4 Présentation du ferrailage :.....	92
---	----

Chapitre V : Etude dynamique

V.1. Introduction :.....	96
---------------------------------	-----------

V.2. les méthodes de calcul :.....	96
---	-----------

V.2. 1Méthode statique équivalente :.....	96
---	----

V.2.2 Méthode dynamique modale spectrale :.....	94
---	----

V.3 Classification de l'ouvrage selon les RPA2024 :.....	97
---	-----------

V.4 Spectre de réponse de calcul :.....	97
--	-----------

V.5 Estimation de la période fondamentale de la structure :.....	99
---	-----------

V.6 Calcul des actions sismiques :.....	100
--	------------

V.6.1 Présentation du logiciel de calcul :.....	103
---	-----

V.7. Vérifications spécifiques pour l'ensemble de la structure :	103
V.7.1. Vérification de la période de la structure :	103
V.7.2. Vérification du Coefficient de Comportement:	104
V.7.3. Vérification de l'effort tranchant à la base :	105
V.7.3.1. Calcul de force sismique total par la méthode statique équivalent :	105
V.7.3.2. Vérification :	107
V.7.3.3 Distribution de la resultante des forces sismiques selon la hauteur :	110
V.7.4. Vérification les déplacements :	108
V.7.5. Vérification vis-à-vis de l'effet (P- Δ) :	110
V.7.6. Vérification au renversement :	113
V.7.7. Caractéristique géométrique et massique :	114
V.7.7.1. Centre de masse :	114
V.7.7.2. Centre de torsion :	114
V.7.8. Vérification de l'effort normal réduit :	115
V.8.Conclusion:	117

Chapitre VI : Etude de vent

VI.1 . Introduction:	120
VI.2 .Application de RNV 99 :	120
VI.3. Choix du sens du vent :	120
VI.4. Evaluation de la pression extérieure (C_{pe}) :	122
VI.5. Evaluation de la pression intérieure (C_{pi}) :	124
VI.6 . Evaluation de la pression due vent (q) :	125
VI.7. Calcul Force de frottement :	129

VI.8. Détermination de la force résultante :	128
VI.9. Conclusion :	142
Chapitre VII : Ferrailage des éléments structuraux	
VII.1 Introduction :	144
VII.2 Combinaisons d'actions :	144
VII.3 Ferrailage des poteaux :	144
VII.3.1 Recommandation de l’RPA 2024:	143
VII.3.2. Calcul des ferraillages :	148
VII. 3.2.1. Armatures longitudinales :	148
VII.3.2.2. Vérification des sections :	152
VII.3.2.3 Vérification vis-à-vis de l’E.L. S :	153
VII.3.2.4 Vérification du poteau à l’effort tranchant :	154
VII.3.2.5 Ferrailage des poteaux :	159
VII.4. ferrailage des poutres :	159
VII.4.1. Introduction :	159
VII.4.2. Combinaisons d’actions :	159
VII.4.3. Recommandations du RPA 2024 :	159
VII.4.4. Les sollicitations dans les poutres :	160
VII.4.5. Calcul des ferraillages :	160
VII.4.5.1. Armatures longitudinales :	161
VII.4.5.2. Les vérifications :	162
VII.4.5.3.. Armatures transversales :	165

VII.4.6. Présentation du ferrailage :.....	167
VII.5.Ferrailage des voiles :.....	168
VII.5.1. Recommandations du RPA99/V2003 :.....	168
VII.5.2. Les sollicitations dans les voiles :.....	171
VII.5.3. Calcul du ferrailage :.....	171
VII.5.3.1. Armatures verticales :.....	171
VII.5.4. Présentation du ferrailage :.....	175
Chapitre VII : Etude de l'infrastructure	
VIII.1. Etudes des fondations	177
VIII.1.2 Différents types de fondations.....	177
VIII .1.3. Le choix de type de fondation.....	177
VIII.1.4. Combinaison d'action.....	177
VII.1.5. Présentation de rapport de sol.....	177
VIII.1.6. Vérification du chevauchement (Ss / Sb).....	178
VIII.2. Etude du radier.....	179
VIII.2.1. Pré dimensionnement du radier.....	179
VIII.2.3. Détermination de la surface nécessaire du radier	181
VIII.3. Vérification de la contrainte de cisaillement.....	182
VIII.4. : Ferrailage du radier.....	182
VIII.4.1. Evaluation des charges.....	183
VIII.4.2. Calcul des moments fléchissant.....	184
VIII.4.3. Calculs des armatures de la dalle du radier.....	184
VII.4 .4. Vérification de l'effort tranchant.....	185
VIII.5. Etude du débord du radier	186
VIII.5.1. Armatures longitudinales.....	186

VIII.5.2. Vérification au cisaillement.....	187
VIII.5.3. Armature de répartition.....	187
VIII.6. Etude de la nervure.....	188
VIII.6.1. Calcul des charges et des sollicitations de la nervure.....	188
VIII.7. Calcul du ferrailage.....	191
VIII.7.1. Armatures longitudinales.....	191
VIII.7.2. Vérification de l'effort tranchant.....	192
VIII.8. Présentation du ferrailage	192

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux.

Figure I.1 : Evolution de la résistance du béton f_{cj} en fonction de l'âge du béton. 8

Figure I.2 : Evolution de la résistance du béton à la traction f_{tj} en fonction de celle à la compression f_{cj} 9

Figure I.3 : Diagramme de contrainte déformation du béton à l'ELU11

Figure I.4 : Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'E.L. S.12

Figure I.5 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier à l'ELU.13

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et descente de charges

Figure II.1 : Plancher à corps creux.....17

Figure II.2: poutre principale.....19

Figure II.3: poutre secondaire.....21

Figure II.4: poteau.....21

Figure II.5 : Schéma statique de l'acrotère.....22

Figure II.6: Coupe de voile en élévation.....23

Figure II.7 Vue en plan d'escalier.....24

Figure II.8 : les charges de terrasse inaccessible..... 29

Figure II.9: Schéma d'un plancher d'étage courant.....30

Figure II.10: Schéma du mur extérieur en maçonnerie.....31

Figure II. 11: La surface afférente du poteau D-3.....35

Figure. II.12. Poteau de rive A -3.....38

Chapitre III : Les éléments secondaires

Figure III.1 : Schéma statique de l'acrotère.....45

Figure III.2 : Schéma statique de M, N, T.....47

Figure III.3: Coupe de ferrailage.....48

Figure III.4 : schéma de ferrailage de l'acrotère.....	52
Fig.III.5 : Schéma statique des charges de balcon.....	53
Figure III.6 : Schéma du ferrailage de balcon terrasse.....	60
Figure III.7 : Schéma du ferrailage de balcon de l'étage courant	60
Figure III.8 : schéma des charges équivalent	62
Figure III.9 : Schéma de moment et l'effort tranchant de l'escalier.....	62
Figure. III.10 : Schéma de ferrailage de l'escalier.....	70
Figure. III.11 : Schéma statique de poutre palière.....	71
Figure III.11 : Schéma de ferrailage de poutre palière.....	77
IV Etude : du plancher	
Figure IV .1 : Coupe transversale du plancher.....	79
Figure IV.2 : Schéma statique des différents types de poutrelle.....	81
Figure IV. 3: Les diagrammes des sollicitations pour poutrelle étage courant	86
Figure IV.4 : Dimensions de poutrelle.....	87
Figure IV. 5 : Schéma du ferrailage des poutrelles et dalle de compression.....	94
Chapitre V : Etude dynamique	
Figure V.1 : Première disposition des voiles.....	100
Figure V.2 : Deuxième disposition des voiles.....	102
FigureV 3: Distrubution de L'effort tranchant dans les deux sens (X,Y).....	104
Figure V4 : Distribution de la résultante des forces sismique et l'effort tranchant sens X.....	109
Figure V.5 : Distribution de la résultante des forces sismique et l'effort tranchant sens Y.....	110

Chapitre VI : Etude de vent

Figure. VI.1: Forme de structure à étudier.....	120
Figure VI.2. : Légende pour les parois verticales.....	123
Figure VI.3. Valeur C_{pe} sur les parois verticales.....	123
Figure VI.4: Répartition des zones de pression extérieur sur la toiture.....	124

Chapitre VII : Ferrailage des éléments structuraux

Figure VII. 1: Section de poteau.....	154
Figure VII. 3: Schéma du ferrailage des poteaux.....	158
Figure VII .5 : Schéma du ferrailage de la poutre secondaire.....	167
Figure VII. 3: Disposition de voile.....	171
Figure VII. 4: Les contraintes dans le voile.....	173
Figure VII. 5: Schéma du ferrailage de voile.....	175

Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure

Figure VIII.1 : Vue en 3D du débord.....	186
Figure VIII.2 : Schéma isostatique et sollicitations du débord.....	186

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux.

Tableau I.1: Types et caractéristiques des aciers.....	13
---	----

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et descente de charges

Tableau II.1 : charge permanente de la terrasse inaccessible.....	29
--	----

Tableau II.2 : charge permanente d'étage courant.....	30
--	----

Tableau II.3: Charge permanente du mur extérieur.....	31
--	----

Tableau II.4: Charge permanente des murs intérieurs.....	31
---	----

Tableau. II.5: Charge permanente d'un balcon terrasse.....	32
---	----

Tableau. II.6 : Charge permanente d'un balcon étage.....	32
---	----

Tableau. II.7 : Charge permanente d'un palier.....	33
---	----

Tableau. II.8: Charge permanente d'un paillasse.....	33
---	----

Tableau. II.9 : Charge permanente les voiles.....	34
--	----

Tableau II. 10: Descente des charges du poteau central D-3.....	35
--	----

Tableau II. 11: Descente des charges du poteau central A-3.....	38
--	----

Chapitre III : Les éléments secondaires

Tableau III.1. : Récapitulatif résultats de l'armature longitudinale.....	49
--	----

Tableau. III.2. : Les Moments du balcon de Terrasse.....	55
---	----

Tableau. III.3. : Les Moments du balcon de l'étage courant.....	55
--	----

Tableau. III.4. : Ferrailage du balcon terrasse à l'E LU.....	56
--	----

Tableau. III.5. : Ferrailage du balcon étage courant à l'E LU.....	57
---	----

Tableau.III.6. : La vérification balcon terrasse.....	58
--	----

Tableau.III.7. : La vérification balcon étage courant.....	59
---	----

Tableau III.8 : Récapitulatif résultats des sollicitations.....	62
--	----

Tableau III.9: Récapitulatif résultats de l'armature longitudinale.....	63
Tableau III.10: Récapitulatif résultats de la vérification à l'ELS.....	63
Tableau III.11: Armatures longitudinales.....	64
Tableau III.12: Récapitulatif résultats de l'armature de répartition.....	64
Tableau III.13 : Récapitulatif résultats de l'armature de répartition.....	64
Tableau III.14 : Récapitulatif résultats des sollicitations de poutre palière.....	72
Tableau III. 15: Récapitulatif résultats de l'armature longitudinale.....	73
Tableau III.16: Récapitulatif résultats de la vérification à l'ELS.....	73
Tableau III.17: Récapitulatif résultats du ferrailage.....	74
Tableau III. 18: Récapitulatif résultats du ferrailage.....	76
IV Etude : du plancher	
Tableau IV.1 : Moments pour la poutrelle ELU.....	121
Tableau IV.2 : Moments pour la poutrelle ELS.....	122
Tableau IV.3 : Récapitulatif résultats de la vérification à l'E.L.S.....	126
Tableau IV.4 : Tableau récapitulatif.....	127
Chapitre V : Etude dynamique	
Tableau V.1. : Coefficient d'accélération.....	98
Tableau V.2 : Valeurs de pourcentage d'amortissement ξ critique (%).....	98
Tableau V.3 : Valeurs des coefficients d'importance.....	99
Tableau V.4 : Valeurs des Pondérations P_q	99
Tableau V.5 : Périodes et facteurs de participation massique modale (Première variante)...101	
Tableau V.6 : Périodes et facteurs de participation massique modale (deuxième variante)...102	
Tableau V.7 : vérification de la période de calcul.....	104
Tableau. V.8: Les résultats des forces sismiques.....	106
Tableau V. 9 : Récapitulatif résultats de la vérification de l'effort tranchant.....	106
Tableau V. 10 : résultant des forces concentrées.....	108
Tableau V. 11 : Distribution des forces sismiques (sens X) au niveau de chaque étage.....	108

Tableau V. 12 : Distribution des forces sismiques (sens Y) au niveau de chaque étage.....	109
Tableau V. 13: Déplacements absolus pour les deux sens.....	111
Tableau V. 14 : Vérification de l'effet P- Δ pour les deux sens.....	112
Tableau V.15: Moment de renversement provoqué par les charges horizontales pour les deux sens.....	113
Tableau V. 16 : Les résultats des différents centres de gravité et de rigidité.....	116
Chapitre VI : Etude de vent	
Tableau VI.1. : Répartition de la pression dynamique.....	121
Tableau VI.2. C_{pe} pour les parois verticales de bâtiment à bas rectangulaire.....	121
Tableau VI .3. Valeurs des C_{pe} sur la toiture plate.....	124
Tableau VI.4. La pression due au vent (q) de la paroi verticale $C_{pi}=0.8$	126
Tableau VI.5 : La pression due au vent (q) du parois vertical $C_{pi}= -0.5$	126
Tableau VI.6 : La pression due au vent (q) de la toiture $C_{pi}= -0.5$	127
Tableau VI.7 : Valeurs des forces résultantes pour $C_{pi} = 0.8$	129
Tableau VI.8. : Valeurs des forces résultante pour $C_{pi} = -0.5$	133
Chapitre VII : Ferrailage des éléments structuraux	
Tableau VII.1 : Coefficient de sécurité et Caractéristiques mécaniques.....	144
Tableau VII. 2 : Pourcentages minimal et maximal des armatures longitudinales.....	145
Tableau VII.3 : Les résultats des efforts et moments pour chaque Combinaison dans les poteaux.....	147
Tableau.VII.4 : choix des sections d'armature.....	153
Tableau VII.5 : Récapitulatif des valeurs des moments dans les poutres.....	160
Tableau VII. 6: Récapitulatif résultats de l'armature longitudinale.....	162
Tableau VII. 7: Récapitulatif résultats de la vérification à l'E.L.S.....	162
Tableau VII. 8: Récapitulatif résultats du ferrailage.....	163
Tableau VII. 9: Vérifications des pourcentages maximaux des aciers longitudinaux.....	164
Tableau VII. 10: Vérification des contraintes tangentiels.....	164

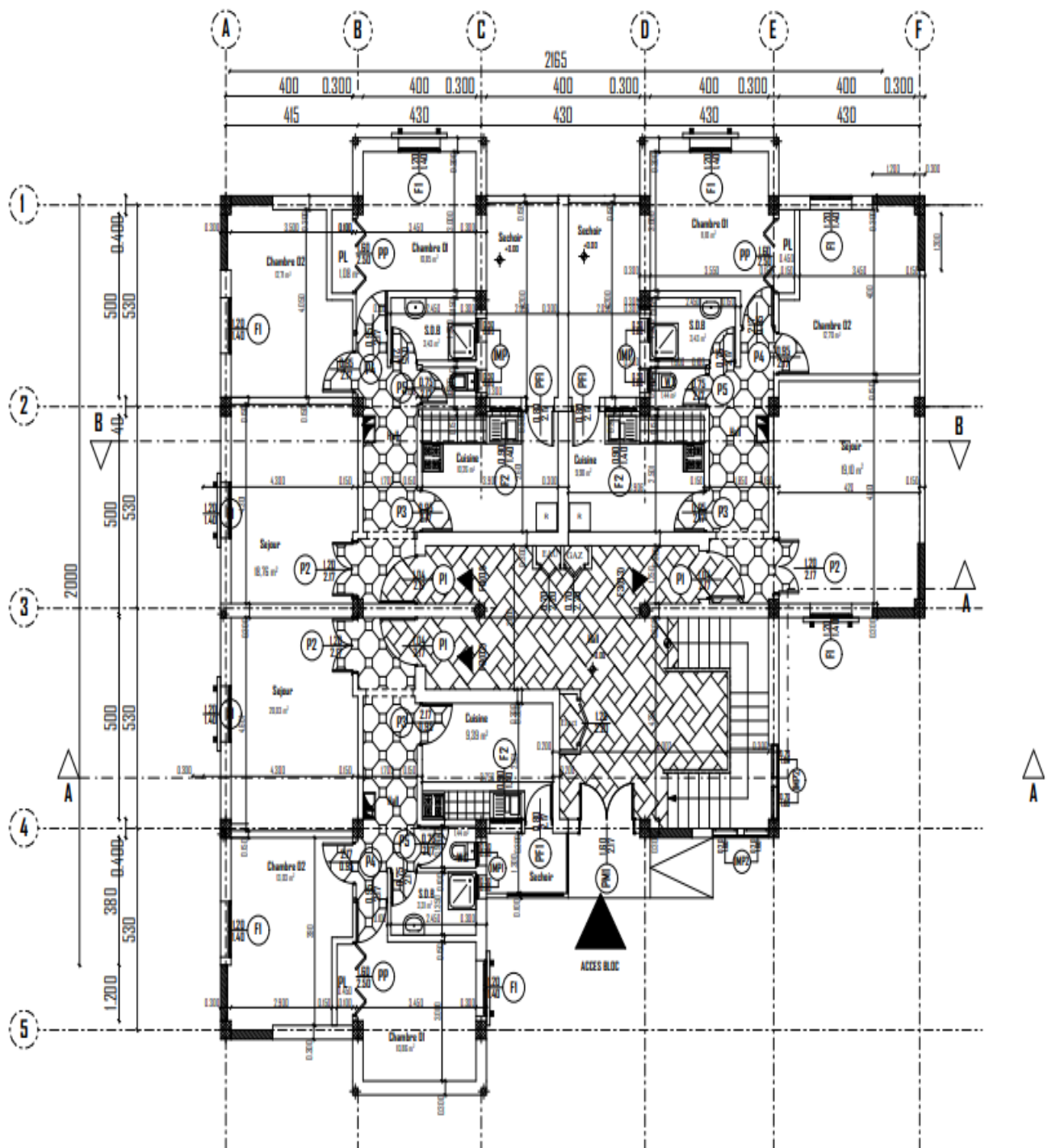
Tableau VII. 11: Vérification des conditions de flèche.....	165
Tableau VII. 12: Récapitulatif des efforts internes dans le voile.....	169
Tableau VII. 13: Récapitulatif résultats du ferrailage vertical de voile.....	172
Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure	
Tableau VIII.1 : Résultats des méthodes de calcul	183
Tableau VIII.2. : Moments fléchissants dans le radier.....	183
Tableau VIII. 3: Résultats des moments sur appui et en travée (ELU, ELS).....	184
Tableau VIII.4. : Récapitulatif des résultats d'armature du radier (ELU et ELS).....	185
Tableau VII.5. : Récapitulatif des résultats du ferrailage débord du radier.....	187
Tableau VIII.6: Récapitulatif des résultats d'armature de nervure (ELU et ELS).....	191
Tableau VIII. 7 : Vérification des contraintes tangentielles.....	192

Symboles et notations

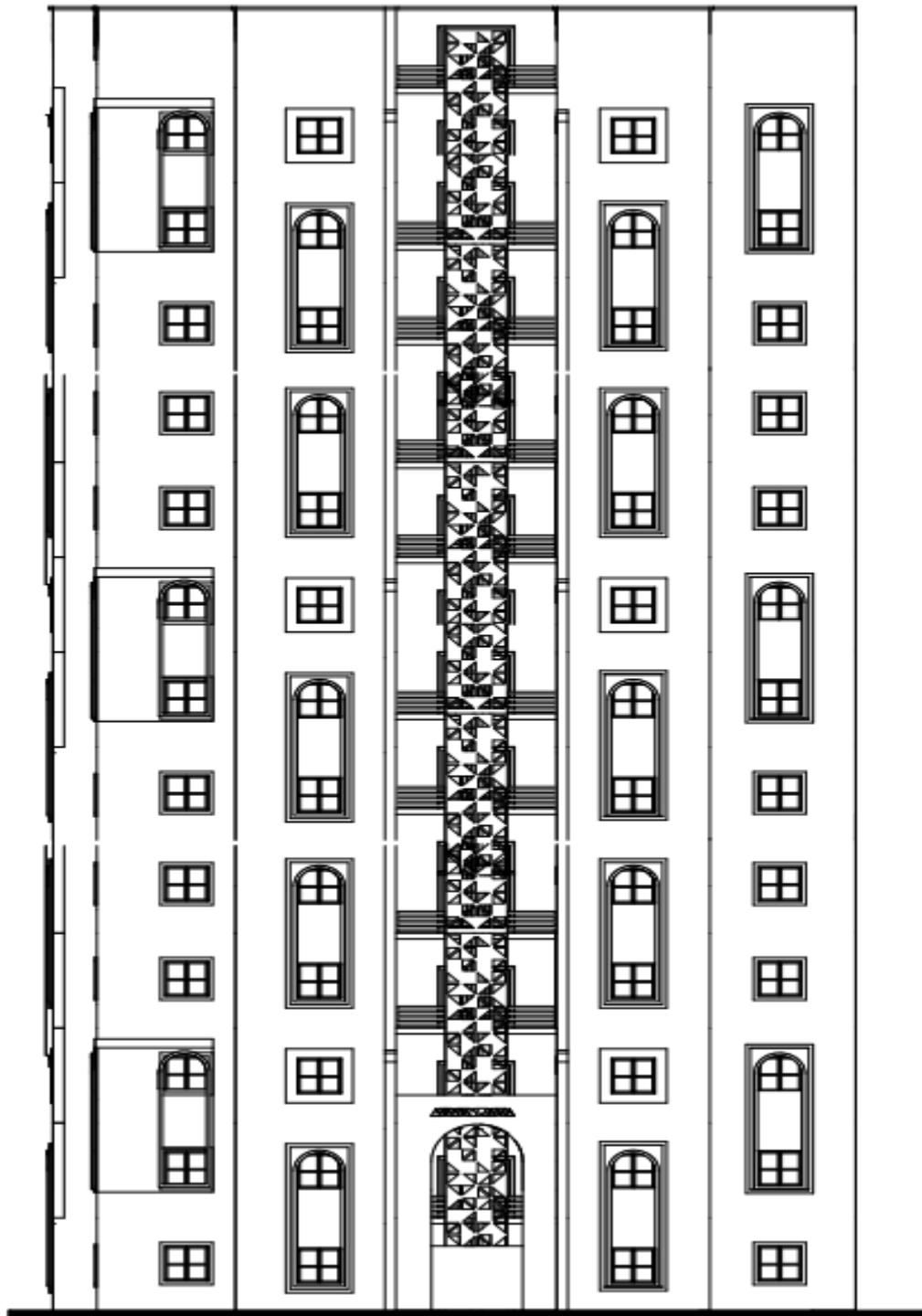
A	coefficient acceleration de zone.
A_l	Section d'armature longitudinale.
A_{min}	section d'armature minimale déterminée par les règlements.
A_r	section d'armature de répartition
A_t	Section d'armature de travée ou transversale.
A_u	Section d'armature d'état limite ultime de résistance.
A'	Section d'armature comprimée.
Br	Section réduite du béton.
C_p	Facteur de force horizontale.
C_s	Charge dev rupture.
D	Coefficient d'amplification dynamique.
E	Module de déformation longitudinale (module de YOUNG).
E_{ij}	Module de déformation longitudinale instantanée.
E_{iv}	Module de déformation longitudinale différée.
G	Action des charges permanentes.
H	Hauteur.
HA	Armature à haute adhérence.
I	Moment d'inertie en générale.
L	Longueur
Le	Longueur en élévation.
Ln	Longueur entre axe des nervures.
Lp	Longueur en plan.
M.	Moment fléchissant.
Ma	Moment fléchissant en appui.
Md	Moment fléchissant du droit.
Mf	Moment fléchissant totale.
Mg	Moment fléchissant sous charge permanente ; moment du au garde corps.
M_j	Moment fléchissant sous charge permanente avant mis en place des cloisons.
M_{ser}	Moment fléchissant d'état limite de service.
M_t	Moment fléchissant de travée.
M_u	Moment fléchissant d'état limite ultime de résistance.
M_w	Moment fléchissant de la gauche.
M_0	Moment de flexion d'une poutre simplement appuyée.
M_1	Coefficient par rapport d'une aux armatures tendues.
M_2	Coefficient de Pigeaud.
N	Effort normal.
N_e	Effort normal au centre de la section.
N_{pp}	Effort normal du au poids des poutres principales.
$N_{ps.}$	Effort normal du au poids des poutres secondaire.
N_{ser}	Effort normal d'état limite de service.
P :	Poids propre ; périmètre.
Pr	Poids propre du radier.
P_q	Pénalité à retenir dans la détermination du coefficient Q.

Q	Action variable quelconque ; facteur de qualité.
R	Rayon ; coefficient de comportement de la structure.
S	Surface.
Sr	Surface du radier.
T	Effort tranchant.
Tx	Période fondamentale dans le sens x-x.
Ty	Période fondamentale dans le sens y-y.
Uc	Périmètre de contour.
V	Force sismique ; effort horizontal.
Vt	Effort sismique à la base de la structure.
W	Poids total de la structure.
Wp.	Poids de l'élément en considération.
a	Longueur ; distance ; dimension.
b	Largeur.
b ₀	Largeur de la nervure.
b ₁	Largeur du poteau.
C	Enrobage.
d	Hauteur utile.
e	Excentricité ; espacement.
ea	Excentricité additionnelle.
f	Flèche.
f _c	Contrainte caractéristique du béton à la compression.
f _e	Limite élastique d'acier.
f _t	contrainte caractéristique du béton à la traction.
g	giron de la marche.
hc	hauteur du corps creux.
hd	hauteur de la dalle.
he	hauteur libre.
h _{moy}	hauteur moyenne.
h _t	hauteur totale.
h'	hauteur de la zone nodale.
h ₁	hauteur du poteau.
i	rayon de giration.
j	nombre des jours.
l	longueur ; distance.
lf	longueur de flambement.
l'	longueur de la zone nodale.
q _b	charge linéaire induite par les marches.
q _{eq}	charge linéaire équivalente.
q _{ser}	charge linéaire d'état limite de service.
q _u	charge linéaire d'état limite ultime de résistance.
s	espacement.
t	espacement ; période.
x	abscisse.

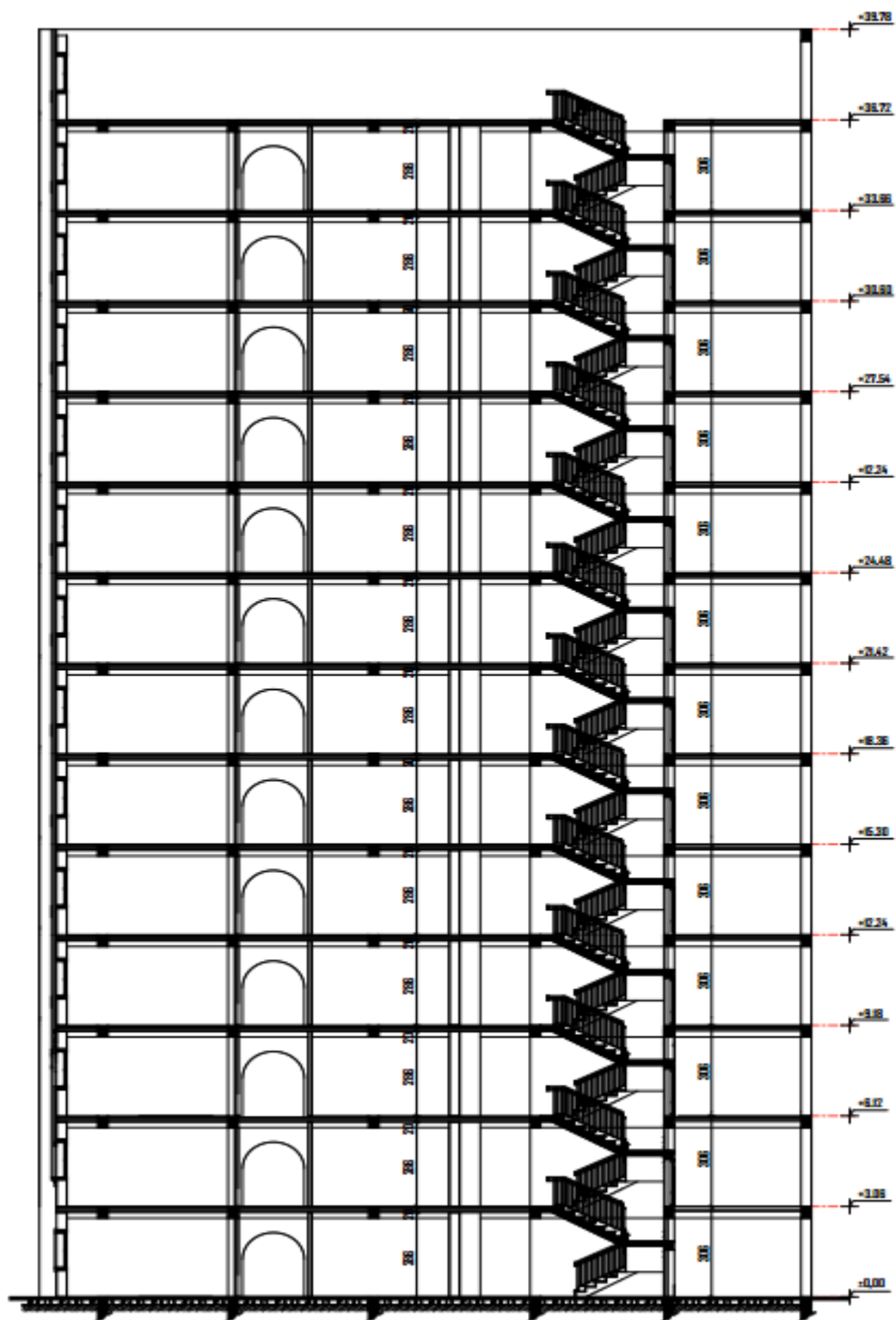
y	ordonnée.
α	angle ; coefficient dimension.
γ	coefficient partiel de sécurité ; rapport des moment.
β	coefficient sans dimension, coefficient de pondération.
ε	ε : déformation coefficient d'amortissement critique.
η	coefficient de fissuration relatif, facteur de correction d'amortissement.
θ	est un coefficient en fonction de la durée d'application de l'action considérée.
μ	moment réduit.
ρ	Coefficient de deux dimensions.
σ	contrainte de béton ou d'acier.
τ	contrainte tangentielle ou de cisaillement.
ξ	pourcentage d'amortissement critique.
\emptyset	diamètre d'armature transversale ou treillis soudés.
Δ .	déplacement.



PLAN R.D.C ECH 1/200



COUPE A-A



Introduction générale

L'étude des structures est une étape clef et un passage obligé dans l'acte de bâtir. Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de formation à travers l'étude d'un ouvrage en béton armé.

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude, nous avons procédé au calcul et à la conception d'un bâtiment comportant un rez-de-chaussée, 12 étages dont le système de contreventement mixte est assuré par des voiles et des portiques. Le bâtiment est implanté dans la wilaya Jijel classé selon le RPA 2024 en zone élevée (zone VI).

Dans cette étude, on a utilisé le logiciel de calcul par éléments finis ROBOT (Version 2025) particulièrement efficace dans la modélisation des bâtiments à plusieurs étages. Il nous a permis non seulement la détermination des caractéristiques dynamiques de la structure, mais aussi les efforts internes qui sollicitent chaque élément de la structure. Les efforts engendrés dans le bâtiment, sont ensuite utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par le BAEL91 et les Règles Parasismiques Algériennes "RPA2024".

Ce mémoire est organisé en huit chapitres, entamés par une introduction générale. On présente dans le Chapitre I la présentation de l'ouvrage à étudier ainsi que les caractéristiques des matériaux utilisés. Le chapitre II sera consacré au pré dimensionnement des éléments et la descente de charge. On étudie dans le Chapitre III les éléments secondaires de la structure (balcons, escaliers, acrotère). L'étude des planchers est présentée dans le chapitre IV. Le chapitre V est consacré à l'étude dynamique. Le chapitre VI est consacré à l'étude vent. L'étude de la superstructure est rapportée sur le chapitre VII. Finalement, le chapitre VIII traite l'étude de l'infrastructure.

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux

I.1. Introduction:

L'étude d'un projet en génie civil nécessite une connaissance de base des supports et des propriétés mécaniques des matériaux utilisés afin d'obtenir une structure sécuritaire et économique.

Nous avons consacré ce chapitre à l'étude de ces caractéristiques et à décrire précisément le projet à étudier avec précision.

I.2. Présentation de l'ouvrage:

Dans ce projet nous voulons étudier un bâtiment à usage d'habitation constitué d'un rez-de chaussée et 12 étages avec une terrasse inaccessible dont le lieu d'implantation est la wilaya jijel est classée comme une zone de **élevée** sismicité zone **VI** selon la classification des zones établies par le règlement parasismique Algérien **RPA2024**

I.3. Caractéristiques géométriques :

Les caractéristiques géométriques du bâtiment sont :

- Longueur en plan**20.00m.**
- Largeur en plan**22.60m.**
- Hauteur du RDC **3.06 m.**
- Hauteur étage courant **3.06 m.**
- Hauteur totale **39.78 m.**

I.4. Données du site d'implantation :

- Le bâtiment est implanté dans la Wilaya de Jijel donc dans une zone de sismicité élevée (Zone **VI**) et un sol de catégorie **S3** selon le classement des RPA2024.
- La contrainte admissible est **1.6 bar.**
- Le bâtiment est à usage d'habitation donc appartient au groupe d'usage 2

I.5. Conception de la structure du bâtiment :

I.5.1 Structure de contreventement :

Le contreventement de la structure est assuré par des voiles et des portiques tout en justifiant l'interaction portiques-voiles, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

I.5.2 Plancher :

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonnées sur place espacées de corps creux (hourdis) et d'une table de compression en béton armé d'une

Ce type de planchers est généralement utilisé pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation.
- Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes.
- Diminution du poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.
- Une économie du coût de coffrage (coffrage perdu constitué par le corps creux) .

I.5.3 Poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs en béton armé, servant de base à transmettre les charges aux poteaux.

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

I.5.4 Poteaux :

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, leur rôle est de reprendre les efforts dus aux charges et surcharges ramenées par les poutres, et ensuite les transmettre aux fondations

I.5.5 Escaliers :

Les escaliers sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre constitués de dalles inclinées (paillasse) et de dalles horizontales (paliers). Les escaliers sont coulés sur place .

I.5.6 Acrotères :

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur de 60cm et de 10cm d'épaisseur.

I.5.7 Revêtement :

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- Revêtement en carrelage pour les planchers.
- Enduit en plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds.
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs.
- Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

I.5.8 Les balcons :

Les balcons sont réalisés en dalle pleine.

I.5.9 Maçonneries:

On distingue :

- Mur extérieur (double paroi).
- Mur intérieur (simple paroi).

La maçonnerie la plus utilisée en Algérie est en briques creuses pour cet ouvrage nous avons deux types de murs

a. Murs extérieurs :

Ils sont réalisés en briques creuses à doubles parois séparées par une lame d'air d'épaisseur **5cm** pour l'isolation thermique et phonique.

b. Murs intérieurs :

Seront en une seule paroi de brique d'épaisseur de **10 cm**

I.6. Caractéristiques des matériaux :

Le béton et l'acier utilisés dans la construction de cet ouvrage seront choisis conformément aux règles techniques de conception, et de calcul des ouvrages en béton armé **BAEL 91**, ainsi que le règlement parasismique Algérien **RPA 2024**

I.6.1. Le Béton:

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

- Composition du béton :

- La Composition courant d 1 m³ du béton est la suivante :

- 350 kg/m³ de Ciment (CEM42.5).
- 800 l de Gravier ($\Phi \leq 25$ mm).
- 400 l de sable ($\Phi \leq 5$ mm).
- 180 L/m³ d'eau de gâchage.

I.6.1.1. La résistance du béton :

a) à la compression : BAEL91 (art A.2.1, 11)

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32cm de hauteur. On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours de maturité : f_{c28} . Pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à j jours, définies à partir de f_{c28} par :

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

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} & \text{si } j < 60 \text{ jours.} \\ f_{cj} = 1.1 \times f_{c28} & \text{si } j > 60 \text{ jours.} \end{array} \right.$$

- Pour des résistances $f_{c28} > 40\text{MPa}$:

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours.} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours.} \end{array} \right.$$

La résistance à la compression à 28 jours $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$.

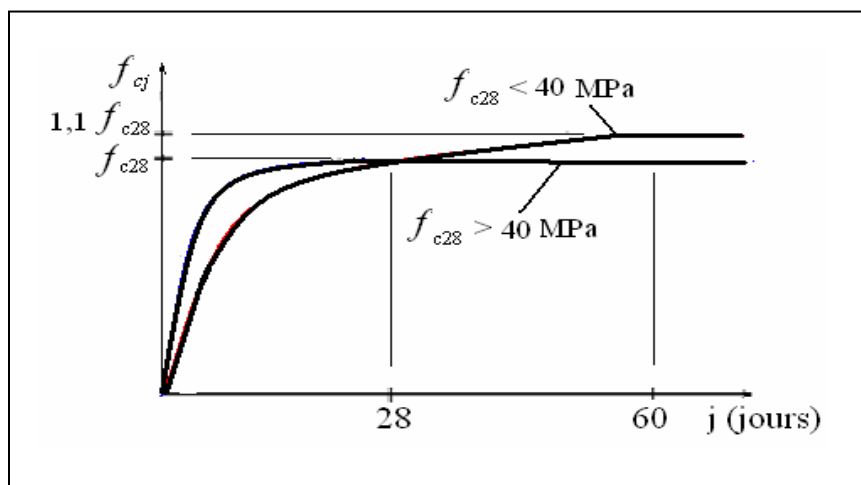


Figure I.1 : Evolution de la résistance du béton f_{cj} en fonction de l'âge du béton.

b) à la traction : BAEL91 (art A.2.1, 12)

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par les relations :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa.}$$

$$f_{tj} = 0.275(f_{cj})^{2/3} \quad \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa.}$$

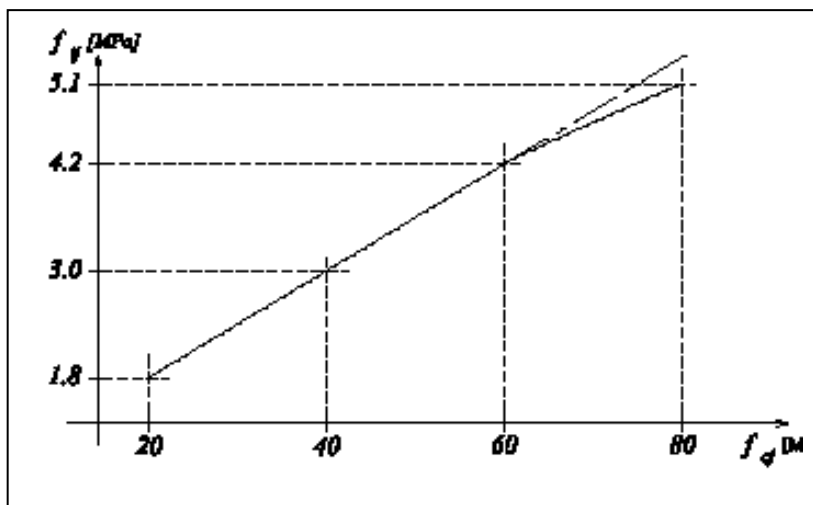


Figure I.2 : Evolution de la résistance du béton à la traction f_{tj} en fonction de celle à la compression f_{cj} .

Dans notre cas :

À 28 jours, on a : $f_{c28} = 30$ MPa qui est < 60 MPa

D'où : $f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 30$

La résistance à la traction $f_{t28} = 2.4$ MPa

I.6.1.2. Modules de déformation longitudinal :

a) Module de Déformation longitudinale instantané : BAEL91 (art A.2.1,21)

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 h, on admet à défaut de mesures, qu'à l'âge « j » jours, le module de déformation longitudinale instantané du béton E_{ij} est égal à :

$$E_{ij} = 11000 \times f_{cj}^{1/3} \quad \text{MPa}$$

Pour $f_{c28} = 30$ MPa on a $E_{ij} = 34179.557$ MPa.

b) Module de Déformation longitudinale différé :

Sous des contraintes de longue durée d'application, le module de déformation longitudinale diffère. ceci permet de calculer la déformation finale du béton. Elle est donnée par la formule :

$$E_{vj} = 3700 \times f_{cj}^{1/3}$$

Pour $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$ on a $E_{vj} = 11496.760 \text{ MPa}$

I.6.1.3. Module de déformation transversal

D'après la règle (Art .A.2.1.3/BAEL91modifié99), le module de déformation transversale est donné par la formule suivante :

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

Avec :

E : Module de Young (module d'élasticité).

ν : Coefficient de poisson

$\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations à l'ELU.

$\nu = 0,2$ pour le calcul des déformations à l'ELS.

I.6.1.4. Contraintes limites :

a) Etat limite ultime ELU :

Contrainte ultime de béton :

Pour les calculs à l'ELU, le comportement réel du béton est modélisé par la loi parabole-rectangle sur le diagramme de contraintes déformations.

La contrainte ultime du béton en est donnée par la relation : **ArtA.4.3,41/ BAEL91modifié99)**

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

avec :

γ_b : coefficient de sécurité partiel

$\gamma_b = 1.5$ cas d'actions courantes

$\gamma_b = 1.2$ cas d'actions accidentelles

θ : Coefficient dépendant de la durée d'application des actions.

$$\left\{ \begin{array}{l} \theta = 1 \rightarrow \text{si la durée d'application est } t > 24 \text{ h.} \\ \theta = 0,9 \rightarrow \text{si la durée d'application est entre } 1 \text{ h} \leq t \leq 24 \text{ h.} \\ \theta = 0.85 \rightarrow \text{si la durée d'application est } t \leq 24 \text{ h.} \end{array} \right.$$

Les déformations du béton sont :

- $\varepsilon_{bc1} = 2‰$
- $\varepsilon_{bc2} = 3.5‰ \text{ Si } f_{cj} \leq 40 \text{ Mpa}$
- $\text{Min}(4.5; 0.025f_{cj})‰ \text{ Si } f_{cj} \geq 40 \text{ Mpa}$

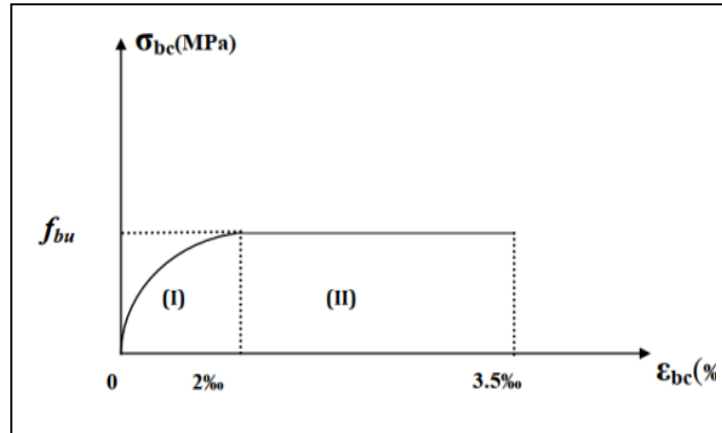


Figure I.3 : Diagramme de contrainte déformation du béton à l'ELU.

b) Contrainte limite de cisaillement [BAEL91 (article. A.5.1.2.1)] :

Elle dépend du type de fissuration (armatures transversales)

- Fissuration peu nuisible : $\bar{\tau}_u = \min (0.20f_{cj}/\gamma_b, 5 \text{ MPa})$.
- Fissuration préjudiciable: $\bar{\tau}_u = \min (0.15f_{cj}/\gamma_b, 4 \text{ MPa})$.
- Dans le cas où les armatures transversales sont inclinées de 45° alors $\tau_u \leq \min (0.18f_{cj}, 5.5 \text{ MPa})$.
- Dans le cas où l'inclinaison est comprise entre 45° et 90° , la valeur maximale peut être déterminée par interpolation linéaire.
- Pour la justification des poutres sous sollicitation d'effort tranchant, on doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

V_u = effort tranchant ultime de calcul.

b = largeur de la pièce.

d = hauteur de la pièce.

c) Etat limite de service :

a contrainte admissible de compression à l'état limite de service (ELS) est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} \text{ (Art 4.5, 2/ BAEL 91 modifié99)}$$

Pour : $f_{c28}=30 \text{ Mpa} \rightarrow = 18 \text{ Mpa}$

Dans le cas de l'ELS on suppose que le diagramme parabole rectangle reste dans le domaine élastique linéaire, est défini par son module d'élasticité.

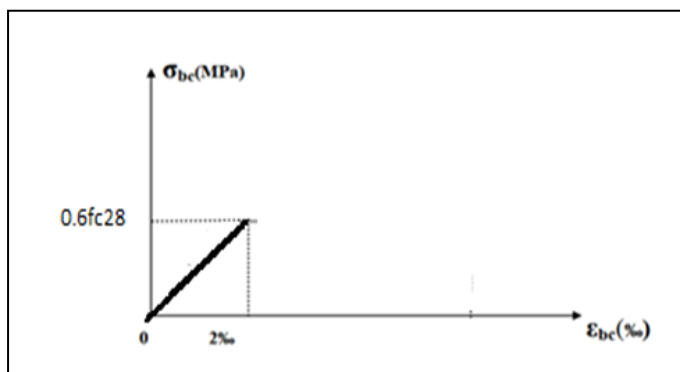


Figure I.4 : Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'E.L. S.

I.6.2. L'Acier :

Le caractère mécanique qui sert de base aux justifications est la limite d'élasticité garantie désignée par f_e . Elle varie en fonction du type d'acier.

Le module d'élasticité longitudinale E_s est pratiquement constant quel que soit l'acier utilisé et est pris égal à : $E_s = 200\,000 \text{ MPa}$.

Dans la pratique on utilise les nuances d'acier suivantes :

- Acier Ha FeE400 ($f_e=400 \text{ MPa}$), pour les armatures longitudinales.
- Acier RL FeE235 ($f_e= 235 \text{ MPa}$), pour les armatures transversales.
- Acier TSL ($f_e=500 \text{ MPa}$), pour les treillis soudés.

I.6.2.1. Caractéristiques mécaniques :

Tableau I.1: Types et caractéristiques des aciers

Type	Nuance	f_e (MPa)	Emploi
Ronds lisses	F _e E22	215	Emploi courant.
	F _e E24	235	Epingles de levage des pièces préfabriquées
Barres HA Type 1 et 2	F _e E40	400	Emploi courant.
	F _e E50	500	
Fils tréfiles HA Type 3	F _e TE40	400	Emploi sous forme de barres droites ou de treillis.
	F _e TE50	500	
Fils tréfiles lisses Type 4	TL50 $\Phi > 6\text{mm}$	500	Treillis soudés uniquement emploi courant
	TL50 $\Phi \leq 6\text{mm}$	520	

I.6.2.2. Module d'élasticité des aciers :

I.6.2.3. Contraintes limites :

a) Etat limite ultime :

Le comportement des aciers pour le calcul à l'état limite ultime vérifie une loi du type élasto-plastique parfait, comme décrit sur le diagramme de contrainte-déformation suivant.

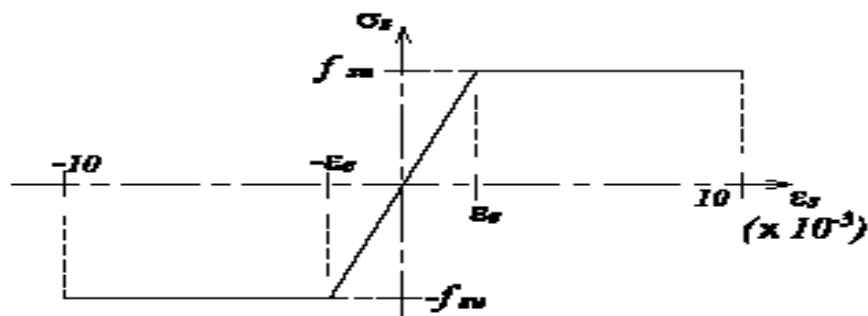


Figure I.5 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier à l'ELU.

1. Module d'élasticité longitudinale :

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est pris égal à :

$E_s = 200\,000 \text{ MPa}$ (article A.2.2-1 du BAEL 91)

Sa valeur est constante quelle que soit la nuance de l'acier.

2. Coefficient de Poisson :

Le coefficient de Poisson des aciers est pris égal à : $\nu = 0,3$.

3. Contraintes limite : La contrainte limite de déformation de l'acier est donnée par le BAEL 91 (art. A.4.3.2)

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

σ_s : La contrainte admissible d'élasticité de l'acier.

f_e : limite d'élasticité

γ_s : coefficient de sécurité

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \text{ cas général} \\ \gamma_s = 1 \text{ situation accidentelle} \end{array} \right.$$

$f_e = 400 \text{ MPa}$:

$$- \quad \gamma_s = 1 \text{ situations accidentelles} \quad \Rightarrow \quad \sigma_s = 400 \text{ MPa}$$

$$- \quad \gamma_s = 1,15 \text{ cas général} \quad \Rightarrow \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

b) Etat limite de service :

Afin de réduire le risque d'apparition de fissure et pour diminuer l'importance de leurs ouvertures dans le béton, on a été amené à limiter les contraintes des armatures tendues. D'après les règles BAEL 91 modifié 99, on distingue trois cas de fissurations :

✓ **Fissurations peu nuisible (peu préjudiciable) :** pas de limitation

✓ **Fissuration préjudiciable :** $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right)$

✓ **Fissuration très préjudiciable :** $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{1}{2} f_e, 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right)$

f_e : limite d'élasticité de l'acier utilisé.

f_{tj} : résistance caractéristique à la traction du béton.

η : Coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour les ronds lisses (RL).

$\eta = 1.65$ pour les armatures à hautes adhérence (HA)

I.7. Règles et normes de calcul :

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

- Règles parasismique Algérienne (RPA2024)
- Charges permanentes et charges d'exploitations (DTR-BC.2.2).
- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL 91).
- Règlement neige et vent (RNV 99).
- CBA 93 (Code du béton armé)

I.8. Hypothèse de calcul :

Dans notre étude, les hypothèses de calcul adoptées sont :

- La résistance à la compression à 28 jours $f_{c28} = 30$ Mpa.
- La résistance à la traction $f_{t28} = 2.4$ Mpa.
- $E_{vj} = 37003 \sqrt{f_{cj}} = 11496.760$ Mpa.
- $E_{ij} = 11000 \sqrt{f_{cj}} = 34179.557$ MPa.
- $f_e = 400$ Mpa.

chapitre II

Pré-dimensionnement

des éléments et

descente de charges

II.1 Introduction :

Le pré dimensionnement est une étape nécessaire dans une étude d'un projet en béton armé, elle a pour but de déterminer les dimensions provisoires et approximatives des éléments de la structure (poteaux, poutres, dalles, voiles) pour estimer leur poids propre tout en respectant les règles générales en vigueur BAEL 91 et RPA2024

II.2 Pré dimensionnement des éléments porteurs :

II.2.1 planchers à corps creux :

Les hourdis doivent avoir une épaisseur minimale de 4cm selon le [BAEL91 (article. B.6.8.4.23 hourdis)].

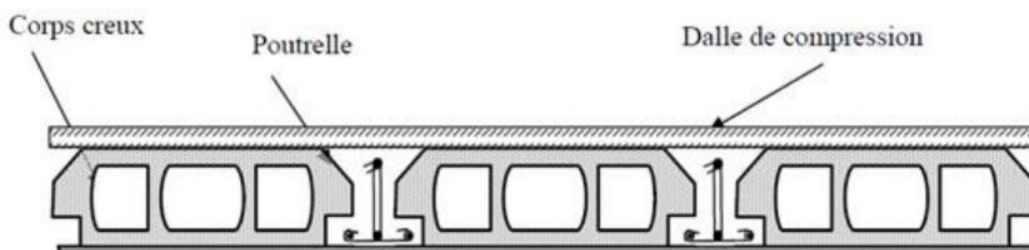


Figure II.1 : Plancher à corps creux.

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

La rigidité n'est valable que pour des poutrelles pour lesquelles le rapport h/L est au moins égal à $1/22.5$.

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow h_t \geq \frac{L}{22.5}$$

L : est la plus grande portée parallèle aux poutrelles

$$L = \min (L_x \text{ max} ; L_y \text{ max})$$

$$L = 4.00 - 0.30 = 3.70 \text{ m}$$

$$h_t \geq \frac{370}{22.5} = 16.44 \text{ cm.}$$

h_t: Hauteur totale du plancher

D'où : $h_t = 16.44 \text{ cm}$

On adopte un plancher d'une épaisseur de :

$$h_t = 20 \text{ cm} \quad \left\{ \begin{array}{l} 16 \text{ cm : l'épaisseur de corps creux} \\ 4 \text{ cm : dalle de compression} \end{array} \right.$$

➤ Les caractéristiques géométriques des poutrelles :

Soit $b_0 = 12 \text{ cm}$.

- Le hourdis choisis est normalisé de hauteur 16 cm et de longueur 55 cm.
- La section en travée à considérer est une section en T.
- Tel que la largeur de la table est donnée par les conditions suivantes :

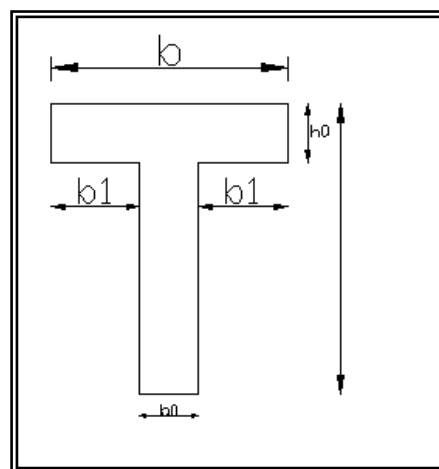
$$B1 \text{ min} \quad \left\{ \begin{array}{l} \frac{L_n}{2} = 24 \text{ cm} \\ \frac{L}{10} = \frac{370}{10} = 37 \text{ cm} \end{array} \right.$$

L_n : la distance entre nus de deux nervures consécutives.

Donc on prend **$b_1 = 24 \text{ cm}$**

$$b = 2 \cdot b_1 + b_0 = 2 \times 24 + 12 = 60 \text{ cm}$$

Soit : **$b = 60 \text{ cm}$**



II.2.2 Les poutres :

II.2.2.1. Poutre principale [p.p] :

➤ Condition de la portée : BAEL91 (art B.6.5.1)

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

L_{\max} : la plus grande portée , $L_{\max} = 5.00 \text{ m}$

$$h = \left(\frac{1}{16} \div \frac{1}{10} \right) 500 = (31.25 \div 50) \text{ cm}$$

- On prend: **h=45 cm**

la largeur de la poutre suivant cette condition : $b = (0,3 \div 0,4) h$.

$$b = (0.3 \div 0.4) 45 = (13.5 \div 18) \text{ cm}$$

On prend : **b = 30 cm**

➤ **Condition RPA2024 : Zone sismique VI**

les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\begin{array}{lcl} b \geq 25 \text{ cm} & \Rightarrow & b = 30 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} & \Rightarrow & h = 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 & \Rightarrow & \frac{45}{30} = 1,5 < 4 \end{array} \quad \left. \vphantom{\begin{array}{l} b \geq 25 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array}} \right\} \text{ Conditions vérifiées}$$

- Les conditions de BAEL et RPA sont vérifiées, on prend une section de poutre transversale égale à **(30×45) cm²**.

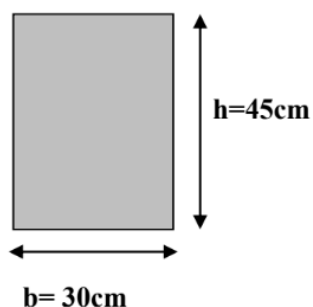


Figure II.2: poutre principale.

II.2.2.2. Poutres secondaires [P.S] :

➤ Condition de la portée : BAEL91 (art B.6.5.1)

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

L_{\max} : la plus grand portée , $L_{\max} = 4.00 \text{ m}$

$$h = \left(\frac{1}{16} \div \frac{1}{10} \right) 400 = (25 \div 40) \text{ cm}$$

- On prend: **$h=35\text{cm}$**

la largeur de la poutre suivant cette condition : $b = (0,3 \div 0,4) h$.

$$b = (0.3 \div 0.4) 35 = (10.5 \div 14) \text{ cm}$$

On prend : **$b = 30 \text{ cm}$**

➤ Condition RPA2024 : Zone sismique VI

les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\left. \begin{array}{l} b \geq 25 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{35}{30} = 1,16 < 4 \end{array} \right\} \text{ Conditions vérifiées}$$

- Donc les conditions de BAEL et RPA sont vérifiées, on prend une section de poutre longitudinale égale à **$(30 \times 35) \text{ cm}^2$** .

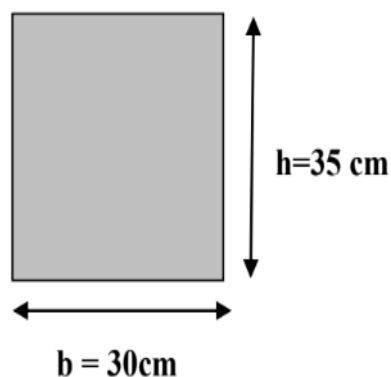


Figure II.3: poutre secondaire.

II.2.3 Les poteaux :

Leur dimensions doivent satisfaire les conditions données Selon R.P.A 2024

(RPA2024) : Selon les règles (RPA2024) art (7.4.1) dans la zone **VI**

- $\text{Min}(b, h) \geq 30$
- $\text{Min}(b, h) \geq h_e/20$
- $1/4 < b/h < 4$

Avec :

b_1 : Largeur de la section ; h_1 : Hauteur de la section ; h_e : Hauteur d'étage

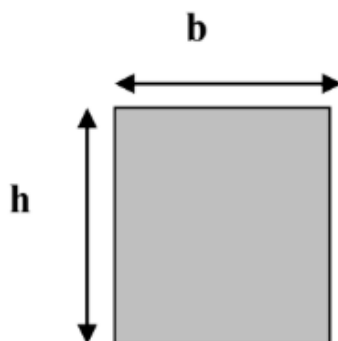


Figure II.4: poteau.

Tel que :

$$h_{\text{étage}} - h_{\text{poutre}} \Rightarrow 3.06 - 0.45 = 2.61\text{m}$$

Nous avons proposé une section rectangulaire des poteaux (50×60)

➤ **La vérification vis-à-vis du [RPA 2024(article 7.4.1)] en zones VI :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(50,60) = 50 \text{ cm} \geq 30\text{cm} \longrightarrow \text{C.V} \\ \text{Min}(50,60) = 50 \text{ cm} \geq (261)/20 = 13.05\text{cm} \longrightarrow \text{C.V} \\ \frac{1}{4} < b/h < 4 \Rightarrow \frac{1}{4} < 0.83 < 4 \longrightarrow \text{C.V} \end{array} \right.$$

Alors on adopte les dimensions **(50×60) cm²** pour RDC et les 12 étages.

II.2.4. L'acrotère :

L'acrotère est un élément de protection qui se trouve à la hauteur du bâtiment sous forme d'un mur périphérique réalisé en béton armé, il est assimilé en une console encastree dans le plancher par son poids et la charge dû à la main courante.

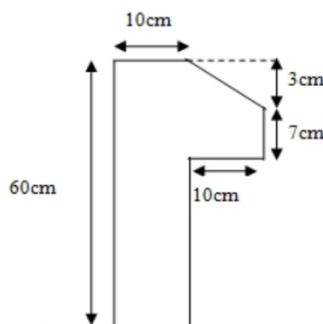


Figure II.5 : Schéma statique de l'acrotère.

La surface de l'acrotère est :

$$S = (0,03 \times 0,1) / 2 + (0,07 \times 0,1) + (0,1 \times 0,6)$$

$$S = 0,0685$$

II.2.5. Les voiles :

Les voiles sont des murs en béton armé justifiant à l'article 7.7.1 de **RPA2024**

$$L_w \geq \max\left(\frac{h_e}{3}, 4b_w, 1m\right)$$

$$h_e = 306 - 45 = 261$$

$$b_w \geq \max\left(15cm, \frac{h_e}{20}\right) \longrightarrow b_w \geq \max\left(15cm, \frac{261}{20} = 13.05\right)$$

$$b_w = 15cm$$

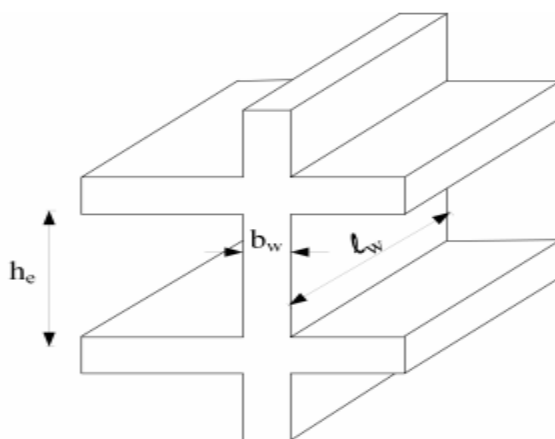


Figure II.6: Coupe de voile en élévation.

Soit un voile de : **e= 15 cm**

II.2.6 Les balcons :

Les balcons sont des dalles pleines qui sont supposées être des plaques horizontales minces en béton armé, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions.

Ces panneaux sont des dalles en béton armé coulés sur place. Elles reposent sur 1, 2, 3 appuis constitués par des poutres.

Pour notre projet on a un seul type de balcon qui est constitué d'une dalle pleine appui sur trois côtés

L'épaisseur de la dalle pleine sera déterminée par la condition de la résistance à la

flexion.

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$$

Avec :

L_x : La plus petite portée de panneau le plus sollicité.

On a: $L_x = 1.30\text{m}$

$2.6 \leq e \leq 3.25$ cm On prend une épaisseur de : 15cm.

II.2.7 Les escaliers :

Les escaliers sont une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, elles seront réalisées en béton armé coulé sur place.

Les escaliers de notre projet sont de même type : trois volées et deux palier intermédiaire. Pour déterminer « g et h » on utilise la relation de BLONDEL.

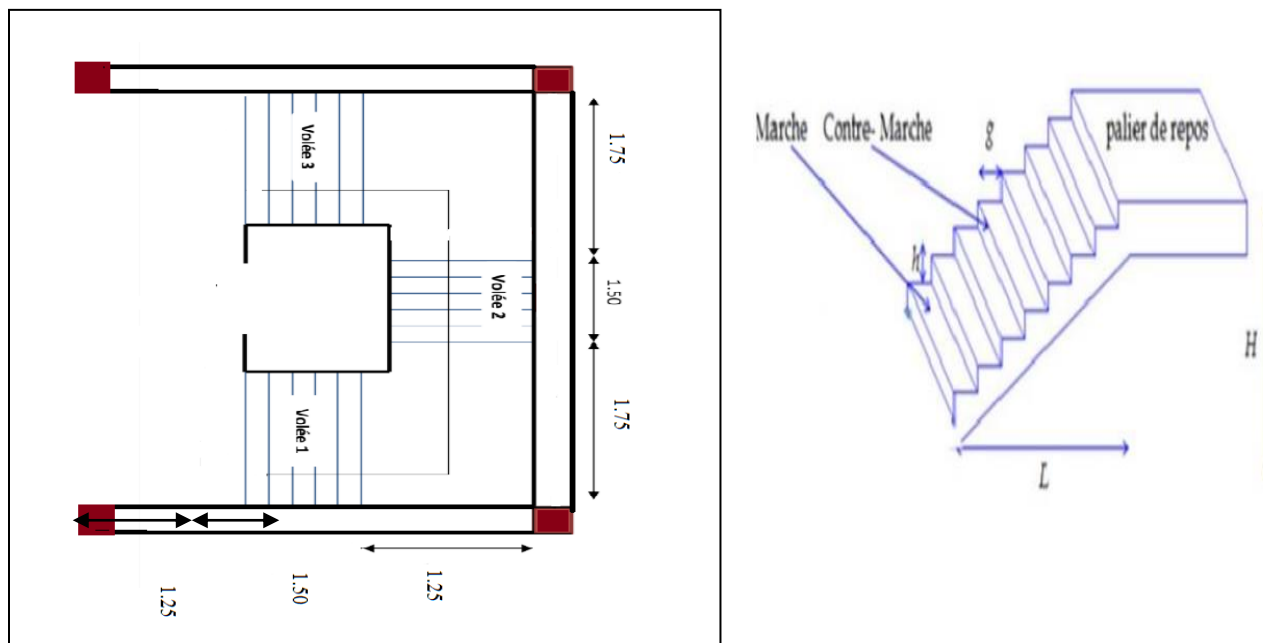


Figure II.7 Vue en plan d'escalier.

Dimensionnement :

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

vérifier les conditions suivantes :

➤ La marche et la contre marche :

la contre marche : $14 \leq h \leq 18 \text{ cm} \rightarrow h = 17 \text{ cm}$

la marche : $25 \leq g \leq 32 \text{ cm} \rightarrow g = 30 \text{ cm}$

h : hauteur de la contre marche

g : largeur de marche (giron).

On a : Formule de BLONDEL : $59 \leq g + 2h \leq 66$

donc : $2h + g = 2 \times 17 + 30 = 64 \rightarrow 59 < 64 < 66 \text{ C.V}$

➤ Nombre de contres marches :

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

n : nombre de contre marche.

H : hauteur d'étage.

h : hauteur de la contre march

$$n = \frac{306}{17} = 18 \text{ Contre marche.}$$

On aura 18 contre marche distribué sur trois volés entre chaque étage

- 6contre marches (5marches) volée I.
- 6contre marche (5 marches) volée II.
- 6contre marche (5marches) volée III.

➤ **Longueur de la volée I et III :**

$$L = (n-1) g = (6-1) \times 30 = 5 \times 30 = 150\text{cm}$$

- **Inclinaison de la paillasse :**

$$h_1 = 17 \times 6 = 102\text{cm}.$$

$$\tan \alpha = \frac{h_1}{L} = \frac{102}{150} = 0.68 \rightarrow \alpha = 34.22^\circ$$

$$L: \text{Longueur de la volée} = 1.50 \text{ m}.$$

$$\cos \alpha = L/l \rightarrow l = L/\cos(\alpha) = 1.50/\cos 34.22 = 1.81 \text{ m}$$

- **Épaisseur de la paillasse et du palier :**

$$\text{On a } L' = 1.81 + 2.50 = 4.31 \text{ m}$$

$$\frac{L'}{30} \leq e \leq \frac{L'}{20}$$

$$14.36 \leq e \leq 21.55 \rightarrow e = 20 \text{ cm}$$

➤ **Longueur de la volée II :**

$$L = (n-1) g = (6-1) \times 30 = 5 \times 30 = 150\text{cm}$$

- **Inclinaison de la paillasse :**

$$h_2 = 17 \times 6 = 102\text{cm}.$$

$$\tan \alpha = \frac{h_2}{L} = \frac{102}{150} = 0.68 \rightarrow \alpha = 34.22^\circ$$

L:Longueur de la volée =1.50 m.

$$\cos\alpha=L/l \longrightarrow l=L/\cos(\alpha)=1.50/\cos 34.22 = 1.81 \text{ m}$$

- **Épaisseur de la paillasse et du palier :**

On a $L' = 1.81 + 3.50 = 5.31 \text{ m}$

$$\frac{L'}{30} \leq e \leq \frac{L'}{20}$$

$$17.66 \leq e \leq 26.5 \longrightarrow e = 20 \text{ cm}$$

II.2.8 Récapitulation de pré-dimensionnement :

- ✓ Poteau = 50×60 cm
- ✓ Poutre p = 30×45 cm
- ✓ Poutre secondaire = 30×35 cm
- ✓ L'épaisseur de plancher = 16+4 cm
- ✓ L'épaisseur d'escalier e = 20 cm
- ✓ Epaisseur du voile = e = 15 cm
- ✓ L'épaisseur de balcon e = 15 cm

II.3. Descente des charges :

La descente de charge a pour but la détermination des charges et des surcharges revenant à chaque élément porteur de la structure.

Les charge considérés concerne les charge permanentes, les charge d'exploitation telles que :

le poids propre de l'élément, le poids des planchers de murs de façade etc.....

- G : Charge permanente.
- Q : Charge d'exploitation

II.3.1 Evaluation des charges et surcharges : (DTR B.C 2.2)

II.3.1.1 Acrotère :

G : poids de l'acrotère par mètre linéaire.

➤ La surface de l'acrotère est :

$$S = 6.85 \text{ cm}^2$$

➤ Le poids propre de l'acrotère est :

$$G1 = S \times \gamma \times 1 = 0.0685 \times 25 \times 1 = 1.71 \text{ kN/ml}$$

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

$$G = G1 + G2 = 1.71 + 0.12 = 1.83 \text{ kN/ml}$$

➤ Les Surcharge d'exploitation :

D'après D.T.R BC 2.2

Q : force horizontale sollicite l'acrotère due à la main courante est 1 KN/ml

II.3.1.2. Planchers :

II.3.1.2.1 Plancher terrasse(terrasse inaccessible) : (DTR B.C2.2)

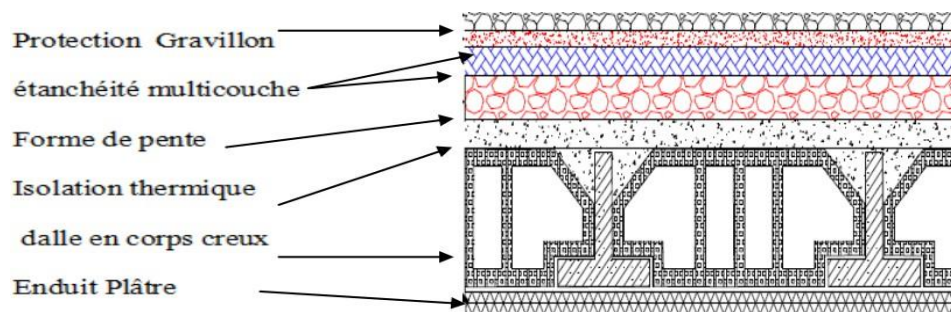


Figure II.8 : les charges de terrasse inaccessible.

Tableau II.1 : charge permanente de la terrasse inaccessible.

Désignation	e (m)	γ (kn/m ³)	G (kn/m ²)
Gravier de protection	0.05	20	1
Etanchéité multicouches	0.02	6	0.12
Isolation thermique	0.04	4	0.16
Plancher	16+14	/	2.75
Forme de pente	0.01	22	2.2
Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Totale			6.43

➤ **Surcharge d'exploitation : (DTR B.C2.2) :**

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

II.3.1.2.2 Plancher étage courant : (DTR B.C2.2)

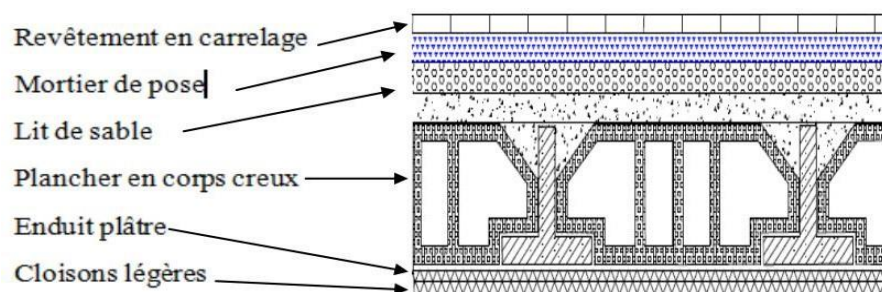


Figure II.9: Schéma d'un plancher d'étage courant.

Tableau II.2 : charge permanente d'étage courant.

Désignation	e (m)	γ (kn/m ³)	G (kn/m ²)
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.02	18	0.36
Plancher	16+14	/	2.75
Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Cloisons	/	/	1
Totale			5.15

➤ **Surcharge d'exploitation : (DTR B.C2.2) :**

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

II.3.1.3. Murs

➤ Murs extérieurs:

Tableau II.3: Charge permanente du mur extérieur.

Désignations	e (m)	$\gamma(\text{KN/m}^3)$	G(kn/m ²)
Enduit en ciment	0.02	20	0.4
Brique creuse	0.15	/	1.30
Ame d'aire	0.05	/	/
Brique creuse	0.10	/	0.9
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
Totale			2.8

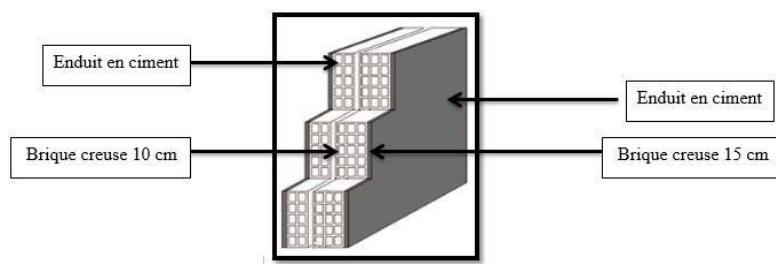


Figure II.10: Schéma du mur extérieur en maçonnerie.

➤ Murs intérieurs :

Tableau II.4: Charge permanente des murs intérieurs.

Désignations	e (m)	$\gamma(\text{KN/m}^3)$	G(kn/m ²)
Enduit extérieur	0.02	20	0.4
Brique creuse	0.10	/	0.9
Enduit en plâtre	0.02	12	0.24
Totale			1.54

II.3.1.4. Balcons :

➤ Balcon terrasse :

Tableau. II.5: Charge permanente d'un balcon terrasse.

Désignations	e (m)	γ (KN/m ³)	G(kn/m ²)
Gravillon de protection	0.05	20	1
Forme en pente	0.1	22	2.2
Isolant thermique	0.04	4	0.16
Etanchéité multicouches	0.02	6	0.12
Plancher dalle pleine	0.12	25	3
Enduit en ciment	0.02	10	0.2
Totale			6.68

➤ Surcharge d'exploitation : (DTR B.C2.2) :

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

➤ Balcon étage courant :

Tableau. II.6 : Charge permanente d'un balcon étage.

Désignations	e (m)	γ (KN/m ³)	G(kn/m ²)
Revêtement de charge	0.22	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Plancher dalle pleine	0.12	25	3
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
Totale			4.04

➤ Surcharge d'exploitation : (DTR B.C2.2) : $Q = 3.5 \text{ Kn/m}^2$

II.3.1.5. Les escaliers :

➤ Palier :

Tableau. II.7 : Charge permanente d'un palier

Désignations	e (m)	γ (KN/m ³)	G(kn/m ²)
Revêtement de charge	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Palier	0.2	25	5
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
Totale			6.04

➤ Surcharge d'exploitation : (DTR B.C2.2) :

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

➤ Volée (paillasse) :

Tableau. II.8: Charge permanente d'un paillasse.

Désignations	e (m)	γ (KN/m ³)	G(kn/m ²)
Revêtement de charge	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.4
La marche	0.17/2	22	1.87
Paillasse	0.2	25	5
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
Totale			7.91

➤ Surcharge d'exploitation : (DTR B.C2.2) :

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

II.3.1.6. les voiles :

Tableau. II.9 : Charge permanente les voiles.

Composant	e (m)	γ (KN/m ³)	G(kn/m ²)
Béton arme	0.2	25	5
Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Enduit de ciment	0.02	20	0.4
Totale			5.6

II.3.2 La descente des charges

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

II.3.2.1 Loi de dégression :

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

- ❖ Pour la toiture ou terrasse : Q_0
- ❖ Pour le dernier étage : Q
- ❖ Pour l'étage immédiatement inférieur : $0,9Q$
- ❖ Pour l'étage immédiatement inférieur : $0,8Q$

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

II.3.2.2 Calcul de la descente de charge :

II.3.2.2.1 Descente des charges sur le poteau intermédiaire :

Poteau intermédiaire : (D-3)

Surface afferent:

$$S_g = (1.85 + 1.85) \times (2.35 + 2.35) = 17.39 \text{ m}^2$$

$$S_q(\text{terrasse}) = (1.85 + 0.30 + 1.85) \times (2.35 + 0.30 + 2.35)$$

$$S_q(\text{terrasse}) = 20 \text{ m}^2$$

$$S_q(\text{étage}) = 20 - (0.50 \times 0.60) = 19.7 \text{ m}^2$$

Hpoteau : 3.06m pour chaque niveau

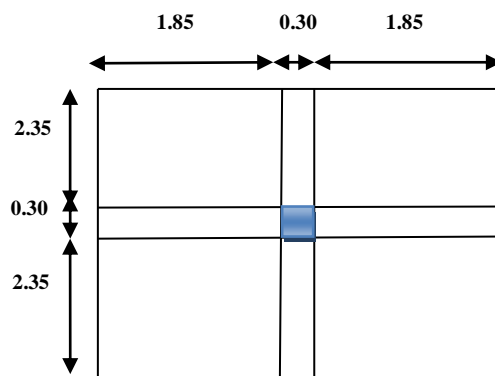


Figure II. 11: La surface afferente du poteau D3

Tableau II. 10: Descente des charges du poteau central D-3.

Niveau	Eléments	G (KN)	Q (KN)
1-1	-Plancher terrasse : (6.43×17.39) -Poutre (Pp) : $(0.3 \times 0.45) \times 25 \times (2.35 + 2.35)$ -Poutre s (Ps) : $(0.30 \times 0.35) \times 25 \times (1.85 + 1.85)$ -Poteaux : $(0.50 \times 0.60) \times 3.06 \times 25$ -Surcharge (20×1) -Total	111.817 15.86 9.71 22.95 160.337	 20 20
2-2	Venant du 1-1 -Plancher terrasse : (5.15×17.39) -Poutre (Pp) : $(0.3 \times 0.45) \times 25 \times (2.35 + 2.35)$ -Poutre s (Ps) : $(0.30 \times 0.35) \times 25 \times (1.85 + 1.85)$ -Poteaux : $(0.50 \times 0.60) \times 3.06 \times 25$ -Surcharge (19.7×1.5) -Total	160.337 89.558 15.86 9.71 22.95 298.415	20 29.55 49.55
3-3	Venant du 2-2	298.415	49.55

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments et descente de charges

	-Plancher terrasse : (5.15×17.39) -Poutre (Pp) : $(0,3 \times 0.45) \times 25 \times (2.35 + 2.35)$ -Poutre s (Ps) : $(0,30 \times 0,35) \times 25 \times (1.85 + 1.85)$ -Poteaux : $(0.50 \times 0.60) \times 3.06 \times 25$ -Surcharge (19.7×1.5) -Total	89.558 15.86 9.71 22,95 436.493	 29.55 79.1
4-4	Venant du 3-3 -Plancher terrasse : (5.15×17.39) -Poutre (Pp) : $(0,3 \times 0.45) \times 25 \times (2.35 + 2.35)$ -Poutre s (Ps) : $(0,30 \times 0,35) \times 25 \times (1.85 + 1.85)$ -Poteaux : $(0.50 \times 0.60) \times 3.06 \times 25$ -Surcharge (19.7×1.5) -Total	436.493 89.55 15.86 9.71 22,95 574.563	79.1 29.55 108.65
5-5	Venant du 4-4 -Plancher terrasse : (5.15×17.39) -Poutre (Pp) : $(0,3 \times 0.45) \times 25 \times (2.35 + 2.35)$ -Poutre s (Ps) : $(0,30 \times 0,35) \times 25 \times (1.85 + 1.85)$ -Poteaux : $(0.50 \times 0.60) \times 3.06 \times 25$ -Surcharge (19.77×1.5) -Total	574.563 89.558 15.86 9.71 22,95 712.641	108.95 29.55 138.5
6-6	Venant du 5-5 -Plancher étage : (5.15×17.39) -Poutre (Pp) : $(0,3 \times 0.45) \times 25 \times (2.35 + 2.35)$ -Poutre s (Ps) : $(0,30 \times 0,35) \times 25 \times (1.85 + 1.85)$ -Poteaux : $(0.50 \times 0.60) \times 3.06 \times 25$ -Surcharge (19.7×1.5) -Total	712.641 89.558 15.86 9.71 22,95 850.719	138.5 29.55 168.05
7-7	Venant du 6-6 -Plancher étage : (5.15×17.39) -Poutre (Pp) : $(0,3 \times 0.45) \times 25 \times (2.35 + 2.35)$ -Poutre s (Ps) : $(0,30 \times 0,35) \times 25 \times (1.85 + 1.85)$ -Poteaux : $(0.50 \times 0.60) \times 3.06 \times 25$	850.719 89.558 15.86 9.71 22,95	168.05

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments et descente de charges

	-Surcharge (19.7×1.5)		29.55
	-Total	988.797	197.6
8-8	Venant du 7-7	988.797	197.6
	-Plancher étage : (5.15×17.39)	89.558	
	-Poutre (Pp) : (0,3× 0.45)×25×(2.35+2.35)	15.86	
	-Poutre s (Ps) : (0,30×0,35)×25×(1.85 +1.85)	9.71	
	-Poteaux :(0.50 ×0.60) ×3.06×25	22,95	
	-Surcharge (19.7×1.5)		29.55
	-Total	1126.875	227.15
9-9	Venant du 8-8	1126.875	227.15
	-Plancher étage : (5.15×17.39)	89.558	
	-Poutre (Pp) : (0,3× 0.45)×25×(2.35+2.35)	15.86	
	-Poutre s (Ps) : (0,30×0,35)×25×(1.85 +1.85)	9.71	
	-Poteaux :(0.50 ×0.60) ×3.06×25	22,95	
	-Surcharge (19.7×1.5)		29.55
	-Total	1264.953	256.7
10-10	Venant du 9-9	1264.953	256.7
	Plancher étage : (5.15×17.39)	89.558	
	-Poutre (Pp) : (0,3× 0.45)×25×(2.35+2.35)	15.86	
	-Poutre s (Ps) : (0,30×0,35)×25×(1.85 +1.85)	9.71	
	-Poteaux :(0.50 ×0.60) ×3.06×25	22.95	
	-Surcharge (19.7×1.5)		29.55
	-Total	1403.031	286.25
11-11	Venant du 10-10	1403.031	286.25
	Plancher étage : (5.15×17.39)	89.558	
	-Poutre (Pp) : (0,3× 0.45)×25×(2.35+2.35)	15.86	
	-Poutre s (Ps) : (0,30×0,35)×25×(1.85 +1.85)	9.71	
	-Poteaux :(0.50 ×0.60) ×3.06×25	22.95	
	-Surcharge (19.7×1.5)		29.55
	-Total	1541.109	315.8
12-12	Venant du 11-11	1541.109	315.8
	-Plancher étage : (5.15×17.39)	89.558	
	-Poutre (Pp) : (0,3× 0.45)×25×(2.35+2.35)	15.86	

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments et descente de charges

	-Poutre s (Ps) : $(0,30 \times 0,35) \times 25 \times (1.85 + 1.85)$	9.71	
	-Poteaux : $(0.50 \times 0.60) \times 3.06 \times 25$	22.95	
	-Surcharge (19.77×1.5)		29.55
	-Total	1679.187	345.35
13-13	Venant du 12-12	1679.187	345.35
	-Plancher étage : (5.15×17.39)	89.558	
	-Poutre (Pp) : $(0,3 \times 0.45) \times 25 \times (2.35 + 2.35)$	15.86	
	-Poutre s (Ps) : $(0,30 \times 0,35) \times 25 \times (1.85 + 1.85)$	9.71	
	-Poteaux : $(0.50 \times 0.60) \times 3.06 \times 25$	22.95	
	-Surcharge (19.7×1.5)		29.55
	-Total	1817.257	374.9

Poteau de rive : (C-1)

$$S_g = (2.35 + 2.35) \times 1.85 = 8.695 \text{ m}^2$$

$$S_q = (2.35 + 2.35 + 0.30) \times (1.85 + 0.30) = 10.75 \text{ m}^2$$

$$S_{qe} = 10.75 - (0.50 \times 0.60) = 10.45 \text{ m}^2$$

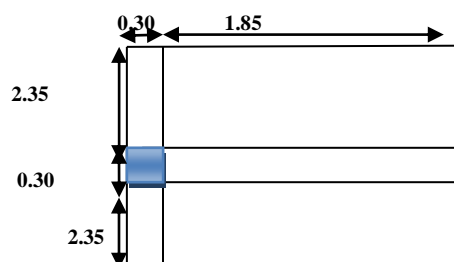


Figure. II.12. Poteau de rive A3

Tableau II. 11: Descente des charges du poteau central A-3.

Niveau	Elément	G(KN)	Q(KN)
Térasse	Plancher terrasse : (6.43×8.69)	55.87	
	Poutre(Pp): $(0,30 \times 0.45) \times 25 \times (2.35 + 2.35)$	15.86	
	Poutres(Ps): $(0,30 \times 0,35) \times 25 \times (1.85)$	4.85	
	Poteaux : $(0.50 \times 0.60) \times 3.06 \times 25$	22.95	
	Murextérieure: $(4.7 - 0.50) \times (3.06 - 0.45) \times 2.8$	30.69	
	Acrotère : $(2.35 + 0.30 + 2.35) \times 25 \times 0.0685$	8.56	

	Surcharge plancher 10.75×1		10.75
	Total	138.78	10.75
Étage	Plancher terrasse : (5.15×8.69)	44.75	
	Poutre(Pp):(0,30×0.45)×25×(2.35+2.35)	15.86	
	Poutres(Ps):(0,30×0,35)×25×(1.85)	4.85	
	Poteaux :(0.50×0.60) ×3.06×25	22.95	
	Murextérieure:(4.7-0.50)×(3.06-0.45)×2.8	30.69	
	Surcharge plancher 10.45×1.5		15.67
	Total	119.1	15.67

Alors la somme totale des sollicitations sur poteau de rive sera suivante :

$$G_T = G_{\text{terrasse}} + 12G_{\text{étage}} = 138.78 + 119.1 \times 12 = 1567.98 \text{ KN}$$

$$Q_T = Q_{\text{terrasse}} + Q_{\text{étage}} \times (1.5 + 0.9 + 0.8 + 0.7 + 0.6 + 7 \times 0.5) = 136.11 \text{ KN}$$

On va vérifier l'effort normal dans le poteau le plus sollicité :

a- Poteau central D-3 :

$$\begin{cases} N_u = 1.35G + 1.5Q = 3015.637 \\ N_{\text{SER}} = G + Q = 2192.15 \end{cases}$$

b- Poteau de rive A-3

$$\begin{cases} N_u = 1.35G + 1.5Q = 2320.938 \\ N_{\text{SER}} = G + Q = 1704.09.35 \end{cases}$$

Donc le poteau le plus sollicité est le poteau de central (D-3).

II.3.3 Vérification des conditions du RPA 2024

Selon RPA 2024 (ART 7.4.3.1) :

$$\nu = \frac{Nd}{Bc \times f_{c28}} \leq 0.35$$

Nd : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant

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

fc28 : est la résistance caractéristique du béton. (30MPa)

$$\nu = \frac{2192.15 \times 10^3}{500 \times 600 \times 30} = 0.24 \leq 0.35 \dots\dots\dots CV$$

II.3.4 Vérification de la section de poteau : BAEL91 (art B.8.4, 1)

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

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

Nu = Effort normal ultime (compression) = 1,35G + 1,5Q.

α : est un coefficient fonction de l'élancement mécanique λ

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

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

f_e : Limite élastique de l'acier ($f_e = 400$ MPa).

f_{c28} : La résistance à la compression du béton à 28 jours ($f_{c28} = 30$ MPa).

A_s : Section d'acier comprimée.

Br : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur toute sa périphérie [$Br = (a-2)(b-2)$] cm²

$$\left\{ \begin{array}{ll} \alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{Si } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{Si } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_x = \sqrt{12} \times \frac{L_f}{b} \\ \lambda_y = \sqrt{12} \times \frac{L_f}{h} \end{array} \right.$$

$$L_f = 0.7L_0 \text{ BAEL91(artB.3.31).}$$

Selon BAEL, le poteau est encastré dans la fondation et/ou assemblé à des poutres de plancher).

$$L_0 = h_{\text{étage}} - h_{\text{poutre p}} = 3.06 - 0.45 = 2.61$$

$$L_f = 0.7 \times 2.61 = 1.827$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_x = \sqrt{12} \times \frac{1.827}{0.30} = 21.09 \\ \lambda_y = \sqrt{12} \times \frac{1.827}{0.30} = 21.09 \end{array} \right.$$

$$\lambda = 21.09 \leq 50$$

$$\text{Doc : } \alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{21.09}{35}\right)^2} = 0.7924$$

$$Br = (h-2)(b-2) = (60-2)(50-2) = 1740 \text{ cm}^2$$

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

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

$$A_{min}^{BAEL} = \max(4 \text{ cm}^2/\text{m de périmètre}, 0.2\%B)$$

$$A_{min}^{BAEL} = \max\left(\frac{0.2.b.h}{100}; \frac{0.2.(b+h)}{100}\right) = \max(600; 2.2)$$

$$A_{min}^{BAEL} = 600 \text{ mm}^2$$

$$A_{min}^{RPA} = 1.0\% B \text{ (zone VI) RPA2024(art7.4.2)}$$

$$A_{min}^{RPA} = \frac{1 \times 600 \times 500}{100} = 3000 \text{ mm}^2$$

$$A = \max(A_{min}^{BAEL}, A_{min}^{RPA}) = \max(600, 3000)$$

$$A = 3000 \text{ mm}^2$$

$$\bar{N} = 0.7924 \left[\frac{174000 \times 30}{0.9 \times 1.15} + 3000 \times \frac{400}{1.5} \right] = 4616347.82 \text{ N}$$

$$N_u = 3015.637 \text{ KN} \leq 4616.347 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{C. V}$$

Donc on garde les dimensions de poteau : **(50×60) cm²** dans tous les étages.

CHAPITRE III :

LES ELEMENTS

SECONDAIRES

III.1 Introduction :

Dans toute structure, on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent aux contreventements directement.
- Les éléments secondaires qui ne participent pas au contreventement de la structure.

L'ensemble des éléments secondaires est constitué par des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement qu'on peut énumérer comme suit :

- Acrotère
- Escaliers
- Balcons
- les planchers

III.2 L'acrotère :

III.2.1 Mode de réalisation :

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

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

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur dont les dimensions sont les suivantes :

- Largeur $b=100\text{cm}$
- Hauteur $H=60\text{cm}$
- Epaisseur $e=10\text{cm}$

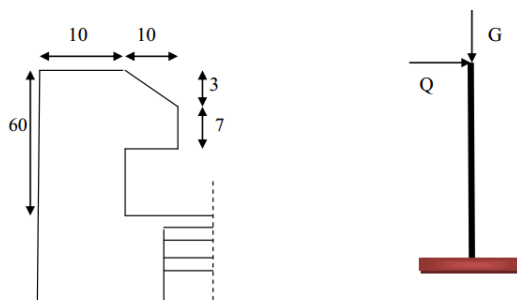


Figure III.1 : Schéma statique de l'acrotère.

III.2.2. Evaluation des charges:

G1 : poids de L'acrotère par mètre linéaire

$$\checkmark \quad G1 = 0.0685 \times 25 \times 1 = 1.71 \text{ KN/ml}$$

G2 : poids de mortier de crépissage par mètre linéaire

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

Le poids propre : $G = G1 + G2 = 1.71 + 0.12 = 1.83 \text{ KN/ml}$

Les Surcharge d'exploitation:(D'après D.T.R.B.C.2.2)

Q : force horizontale qui sollicite l'acrotère pour terrasse inaccessible $Q=1 \text{ KN /ml}$

D'après RPA 2024 (art 6.2.3)

Calcul de la force horizontale suivant la formule :

$$F_{pk} = (A. I. S) C_p. \left(1 + \frac{3.h_z}{H}\right). W_p$$

avec:

A : Coefficient d'accélération de zone

I : Coefficient d'importance

S : Coefficient de site

C_p : Facteur de force horizontale

W_p: Poids de l'élément considéré

H : Hauteur totale du bâtiment à partir de la base

h_z: Hauteur, du niveau "k", à partir de la base

Groupe 2, zone(VI) donc :

A = 0.30 selon le tableau (3.2) (RPA 2024)

I = 1 selon le tableau (3.10) (RPA 2024)

S = 1.30 selon le tableau (3.3) & (3.4) (RPA 2024)

C_P = 0.80 élément en console tableau 6.1(RPA 2024)

W_p=1.83 poids de l'élément considère

H = 39.78 m

h_z= 3.06 m

mdonc : $F_{pk} = (0.30 \times 1 \times 1.30) \times 0.80 \times \left(1 + \frac{3 \times 3.06}{39.78}\right) \times 1.83$

$F_{pk} = 0.702$

$F = \max (Q, F_{pk}) \implies \max (1 , 0.702) \implies F = 1 \text{kn/ml}$

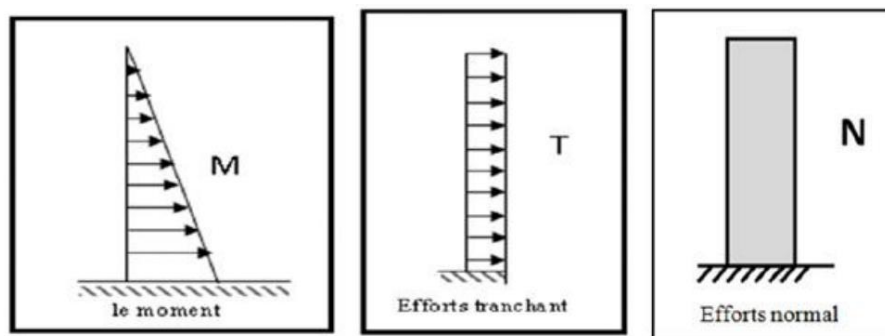


Figure III.2 : Schéma statique de M, N, T.

III.2.3. Calcul des sollicitations :

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

$$M = F \times h = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.m}$$

$$N_G = G = 1.83 \text{ KN.}$$

$$T = Q = 1 \text{ KN}$$

III.2.4. Combinaison d'action :

➤ E.L.U :

$$N_u = 1 \times N_G = 1.83 \text{ KN/ml}$$

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

$$M_u = 1.5 M = 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN.m}$$

$$T_u = 1.5 T = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN/ml}$$

➤ E.L.S :

$$N_{ser} = N_G = 1.83 \text{ KN/ml}$$

$$M_{ser} = M = 0.6 \text{ KN.ml}$$

III.2.5 Calcul de ferrailage :

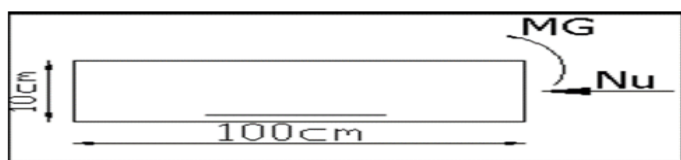


Figure III.3: Coupe de ferrailage.

La section de calcul est rectangulaire de largeur **b = 100 cm** et de hauteur **h = 10 cm**

On adopte l'enrobage des armatures exposé aux intempéries.

III.2.5.1 Armatures longitudinales :

➤ E.L.U

- Détermination de l'excentricité du centre de pression :

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{1.83} = 0.49 \text{ m} > \frac{h}{2} = 0.05 \text{ m}$$

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.

$$M_1 = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - C \right) = 0.9 + 1.83 \left(\frac{0.10}{2} - 0.03 \right) = \mathbf{0.9366 \text{ KN.m}}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{936.6}{17.100.7^2} = \mathbf{0.0112} < \mu_l = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $\longrightarrow A' = 0$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0112}) = \mathbf{0.014}$$

$$\beta = (1 - 0.4 \times \alpha) = (1 - 0.4 \times 0.014) = \mathbf{0.994}$$

$$A_{u1} = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{936.6}{0.994 \cdot 7.348} = \mathbf{0.386 \text{ cm}^2}$$

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

N est un effort de compression

$$A = A_{u1} - \frac{N_u}{100 \sigma_s} ; A' = A'1 = 0$$

$$A = 0.386 - \frac{1830}{100 \times 348} = 0.333 \text{ cm}^2$$

Tableau III.1 : Récapitulatif résultats de l'armature longitudinale.

M_{IU} (N.m)	μ	A	β	A_{u1}(cm²)	A(cm²)
936.6	0.0112	0.014	0.994	0.386	0.333

III.2.5.2 Vérification :

❖ ELU :

• Condition De Non Fragilité :

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

$$A^{min} \geq 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.4}{400} \times \left[\frac{49 - 0.455 \times 7}{49 - 0.185 \times 7} \right] = 0.927 \text{ cm}^2$$

❖ ELS :

• La contrainte de traction d'armature : BAEL91 (A.4.5.3.3)

Fissurations Préjudiciables

$$\overline{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right]$$

η : coefficient de fissuration = 1.6 pour les barres HA

$$\overline{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.4} \right] = \min [266.67 ; 215.55] = 215.55 \text{ MPa}$$

• La contrainte de compression de béton

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 30 = 18 \text{ MPa}$$

• Détermination du centre de pression :

$$G_{bc} = \frac{M_{Ser}}{N_{Ser}} = \frac{0.6}{1.83} = 0.327 \text{ m}$$

La section est partiellement comprimée.

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

$$M_{Iser} = M_{ser} + N_{ser} \left(\frac{h}{2} - C \right) = 600 + 1830 \left(\frac{0.1}{2} - 0.03 \right) = 636.6 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{636.6}{18 \times 100 \times 7^2} = 0.0072$$

$$\mu = 0.0072 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow A' = 0$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0072}) = \mathbf{0.093}$$

$$\beta = (1 - 0.4 \times \alpha) = (1 - 0.4 \times 0.093) = \mathbf{0.962}$$

$$A_{ser1} = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{636.6}{0.962 \times 7 \times 215.55} = \mathbf{0.44 \text{ cm}^2}$$

- **Condition de non fragilité BAEL (A.4.2.1)**

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

$$A^{min} \geq 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.4}{400}$$

$$A^{min} = \mathbf{0.966 \text{ cm}^2}$$

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

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

$$\text{Donc : } A = \max(A_{cal} ; A_{min} ; A_L) = \max(0.44 ; 0.966 ; 2.5) = 2.5 \text{ cm}^2$$

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

- **Vérification de l'effort tranchant : BAEL (A.5.1,1)**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d}$$

$$T_u = 1.5 \times F = 1.5 \times 1000 = 1500 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{1500}{100 \times 70} = 0.214 \text{ MPA}$$

Fissuration peu préjudiciable , alors

$$\overline{\tau_u} \leq \min(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa) \text{ ou } f_{c28} = 30MPa \text{ et } \gamma_b = 1,5$$

$$\overline{\tau_u} \leq \min(3 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 3 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.21 \text{ MPA} < \overline{\tau_u} = 3 \text{ MPA} \longrightarrow \text{(condition vérifiée)}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

III.2.5.3 Armatures de répartition : BAEL (A.8.2.41)

$$A_r = \frac{A_L}{4} = \frac{2.5}{4} = 0.625$$

On adopte ; $A_r = 3HA 6 = 0,85 \text{ cm}^2$

III.2.5.4 Espacement des armatures : BAEL (B.5.3.3)

$$S_L \leq \min (3.h ; 33 \text{ cm}) = \min (30 ; 33) \text{ cm.}$$

$$A_l = 5\emptyset 8 \longrightarrow S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

$$A_r = 3\emptyset 6 \longrightarrow S_t = \frac{54}{2} = 27 \text{ cm}$$

III.2.6 Présentations du ferrailage :

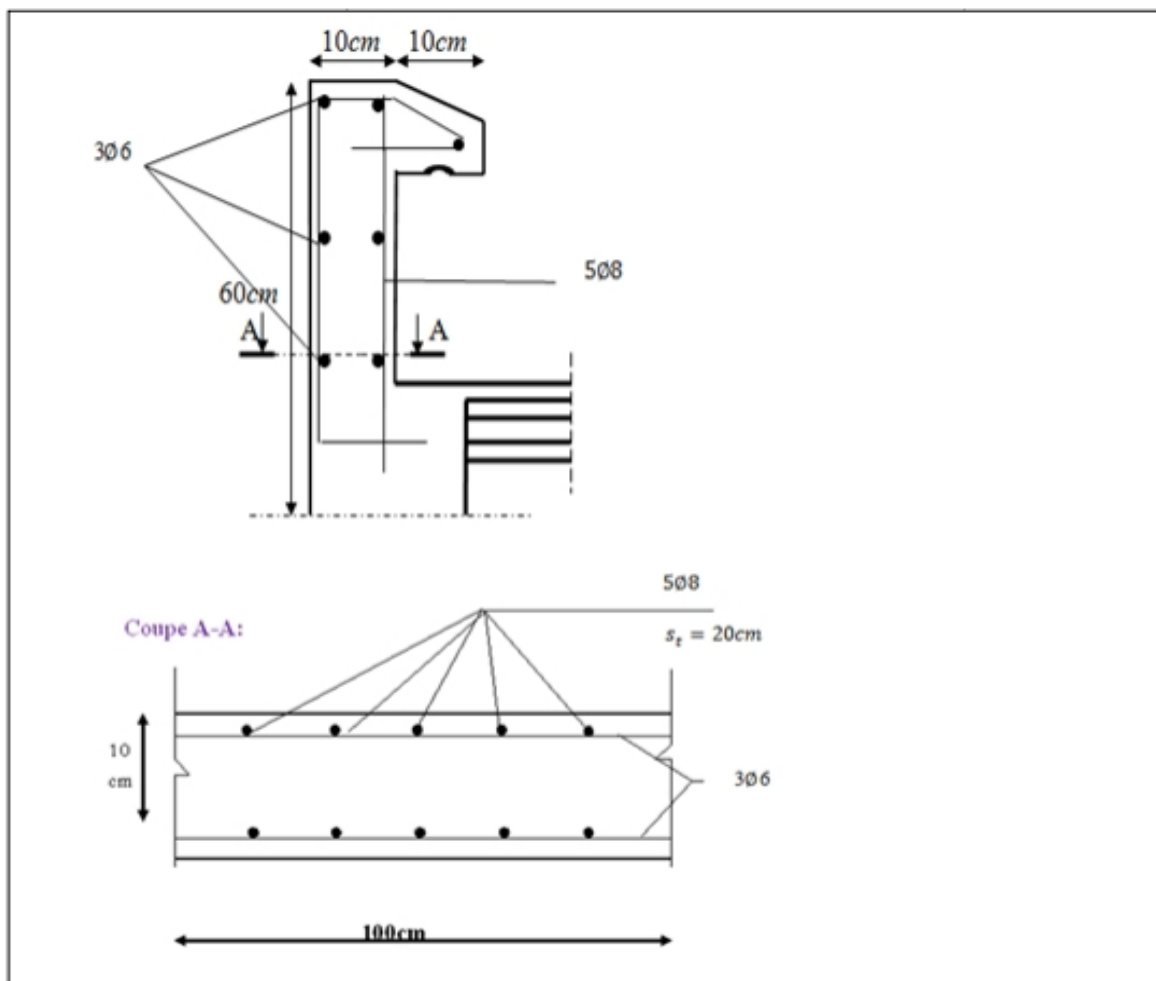


Figure III.4 : schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.3. balcon :

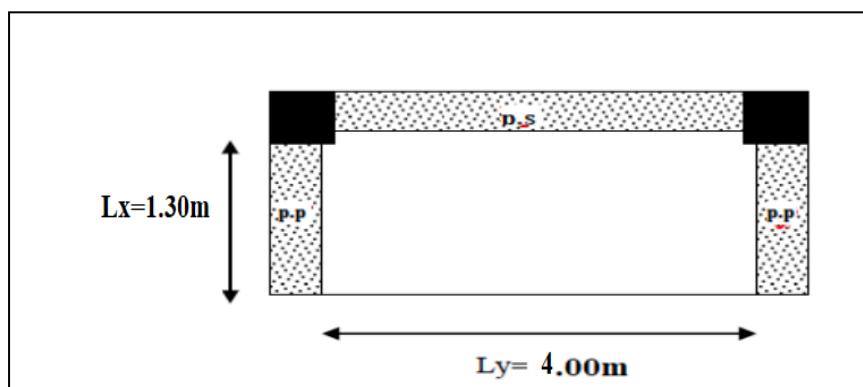


Fig.III.5 : Schéma statique des charges de balcon.

III.3.1 Méthode de calcul :

Le calcul se fait sur une bande de 1m de largeur d'une section rectangulaire travaillant à la flexion simple due à :

- G : la charge permanente
- Q : la Surcharge d'exploitation.
- P : la charge des murs extérieurs et l'acrotère.

III.3.2 Évaluation des charges :

- Terrasse :

Charge permanente : $g = G \times 1\text{m} = 6.68 \text{ KN/ml}$

Surcharge d'exploitation : $q = Q \times 1\text{m} = 1 \text{ KN/ml}$

Poids de l'acrotère: $P = 1.83 \times 1\text{m} = 1.83 \text{ KN /ml}$

- Étage courant :

Charge permanente : $g = G \times 1\text{m} = 4.04 \text{ KN/ml}$

Surcharge d'exploitation : $q = Q \times 1\text{m} = 3.5 \text{ KN/ml}$

Murs extérieurs : $P = \gamma_{mur} \times b \times h = 2.8 \times 2.91 \times 1 = 8.148 \text{ KN /ml}$

III.3.3 Combinaison des charges:

- Terrasse

$$\text{E.L.U: } P_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times (6.68 + 1.83) + 1.5 (1) = 12.988 \text{ KN/ml}$$

$$\text{E.L.S: } P_{ser} = g + q = 9.51 \text{ KN/ml.}$$

- Étage courant :

$$\text{E.L.U: } P_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times (4.04 + 8.14) + 1.5 (3.5) = 21.693 \text{ KN/ml}$$

$$\text{E.L.S: } P_{ser} = g + q = 15.68 \text{ KN/ml.}$$

III.3.4 Le calcul de sollicitations :

$$L_x = 1.30 \text{ m} < \frac{4}{2} = 2 \text{ m}$$

$$M_x = \frac{p \times l_x^3}{6}$$

$$M_y = \frac{P \times l_x^2 \times L_y}{2} - \frac{2 \times P \times l_x^3}{3}$$

III.3.5 Calcul des moments :

Moments sur appuis :

$$M_{a_x} = 0,3 \times M_x$$

$$M_{a_y} = M_{a_x}$$

Moments en travées :

$$M_{t_x} = 0.85 \times M_x$$

$$M_{t_y} = 0.85 \times M_y$$

- Terrasse

Tableau. III.2. : Les Moments du balcon de Terrasse.

	My(KN.m)	Mx(KN.m)	Mtx(KN.m)	Max(KN.m)	Mty(KN.m)	May(KN.m)
ELU	24.876	4.755	4.041	1.426	21.144	1.426
ELS	18.214	3.482	2.959	1.044	15.481	1.044

- étage courant

Tableau. III.3. : Les Moments du balcon de l'étage courant.

	My(KN.m)	Mx(KN.m)	Mtx(KN.m)	Max(KN.m)	Mty(KN.m)	May(KN.m)
ELU	41.549	7.943	6.751	2.382	35.354	2.382
ELS	30.032	5.741	4.879	1.722	13.158	1.722

III .3.6 Calcul du ferrailage

- ELU

On prend :

$C = 2 \text{ cm}$; $d = h - C = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$ fissuration peu nuisible

$$\mu_1 = 0.392$$

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

- Terrasse :

		Mu(KN. m)	μ	A	β	A(cm ²)
Sens X	Appui	1.426	0.004	0.005	0.998	0.315
	Travée	4.041	0.014	0.017	0.993	0.899
Sens Y	Appui	1.426	0.004	0.005	0.998	0.315
	Travée	21.144	0.073	0.094	0.962	4.85

- étage courant

		Mu(KN. m)	μ	A	β	A(cm ²)
Sens X	Appui	2.382	0.008	0.010	0.996	0.52
	Travée	6.751	0.023	0.029	0.988	1.49
Sens Y	Appui	2.382	0.008	0.010	0.996	0.52
	Travée	35.354	0.12	0.16	0.936	7.84

III.3.7 Les vérification :

➤ À l'E.L. U :

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

$$A_{\min 1} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.4}{400} = 1.794 \text{ cm}^2$$

- Pourcentage minimal : BAEL91 (ART-B.6.4)

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

- Terrasse :

Tableau. III.5. : Ferrailage du balcon terrasse à l'E LU.

		A _{Cal} (cm ²)	A _{min1} (cm ²)	A _{min2} (cm ²)	A _{max} cm ²	A _{adpt} (cm ²)
Sens X	Appui	0.315	1.794	1.5	1.79	4HA8=2.01
	Travée	0.899	1.794	1.5	1.79	4HA8=2.01
Sens Y	Appui	0.315	1.794	1.5	1.79	4HA8=2.01
	Travée	4.85	1.794	1.5	4.85	5HA12=5.65

- étage courant :

Tableau. III.6. : Ferrailage du balcon étage courant à l'E LU.

		$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min1}(cm^2)$	$A_{min2}(cm^2)$	$A_{max}cm^2$	$A_{adpt}(cm^2)$
Sens X	Appui	0.52	1.794	1.5	1.79	4HA8=2.01
	Travée	1.49	1.794	1.5	1.79	4HA8=2.01
Sens Y	Appui	0.52	1.794	1.5	1.79	4HA8=2.01
	Travée	7.84	1.794	1.5	7.84	4HA16=8.04

Contrainte de cisaillement : BAEL 91 (ART : A.5.1)

- Terrasse :

$$T_u = \frac{P_u \times L_x \times L_y}{2 \times L_x + L_y} = \frac{12988 \times 1.30 \times 4}{2 \times 1.30 + 4} = 10232 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{10232}{100 \times 130} = 0.787 \text{ MPA}$$

Comme la fissuration est peu nuisible :

$$\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPA}\right) = \min(4; 5 \text{ MPA}) = 4 \text{ MPA}$$

$$\overline{\tau_u} = 4 \text{ MPA} > \tau_u = 0.787 \text{ MPA} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- étage courant :

$$T_u = \frac{P_u \times L_x \times L_y}{2 \times L_x + L_y} = \frac{21693 \times 1.30 \times 4}{2 \times 1.30 + 4} = 17091 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{17091}{100 \times 130} = 1.31 \text{ MPA}$$

Comme la fissuration est peu nuisible :

$$\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right) = \min(4; 5MPa) = 4 MPa$$

$$\overline{\tau_u} = 4 MPa > \tau_u = 1.31 MPa \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ À l'E.L. S :

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

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

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

• Terrasse :

Tableau.III.7. : La vérification

		A	Mu(KN.m)	Mser(KN.m)	γ	$\bar{\alpha}$	f_{c28}	Condition
Sens	Travée	0.017	4.041	2.959	1.365	0.482	30	Vérifié
X	Appui	0.005	1.426	1.044	1.044	0.322	30	Vérifié
Sens	Travée	0.094	21.44	15.481	1.425	0.512	30	Vérifié
Y	Appui	0.005	1.426	1.044	1.365	0.482	30	Vérifié

- étage courant :

Tableau.III.8. : La vérification

		A	Mu(KN.m)	Mser(KN.m)	γ	$\bar{\alpha}$	f_{c28}	Condition
Sens	Travée	0.029	6.751	4.879	1.38	0.49	30	Vérifié
X	Appui	0.010	2.382	1.722	1.38	0.49	30	Vérifié
Sens	Travée	0.16	35.354	13.158	2.45	1.025	30	Vérifié
Y	Appui	0.010	2.382	1.722	1.38	0.49	30	Vérifié

armature longitudinale

$$S_l \leq \min(3h; 33cm) = \min(36; 33) cm$$

$$S_l = \frac{100}{3} = 33.33cm$$

Soit : SL = 33.33 cm.

➤ Calcul de la flèche : BAEL 91(ART : B.6.5.1)

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{12}{130} = 0.092 > 0.062 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow 0.004 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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

III.3.7. Présentation du ferrailage :

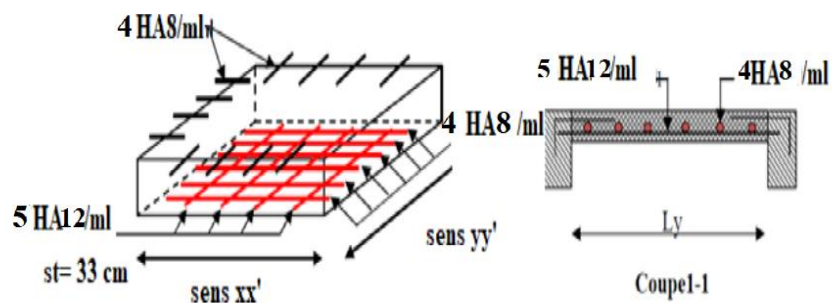


Figure III.6 : Schéma du ferrailage de balcon terrasse.

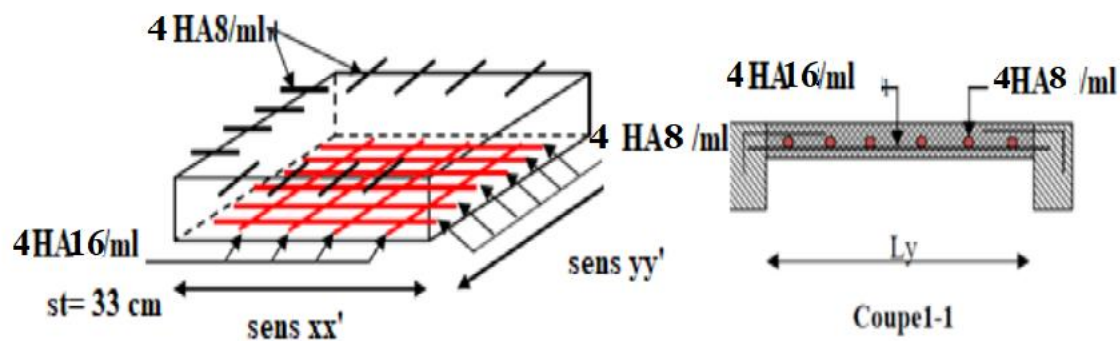


Figure III.7 : Schéma du ferrailage de balcon de l'étage courant .

III.4. L'escalier :

III.4.1 Introduction :

L'escalier est la partie d'ouvrage qui sert à assurer la liaison entre les différents niveaux d'une construction.

III.4.2 Méthode de calcul :

L'escalier est calculé comme une poutre à section rectangulaire travaillant à la flexion Simple

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

III.4.3. Combinaison Des Charges :

- La volée

$$G = 7.91 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad Q = 2.50 \text{ KN/m}^2$$

- Le palier

$$G = 5.6 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad Q = 2.50 \text{ KN/m}^2$$

- Combinaison d'actions :

$$\text{E.L.U : } q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 1\text{m}$$

$$\text{E.L.S : } q_s = (G + Q) \times 1\text{m}$$

$$\text{À l'ELU : } \quad \text{Le volée : } 1.35 \times 7.91 + 1.5 \times 2.5 = 14.43 \text{ KN/ml.}$$

$$\quad \text{Le palier : } 1.35 \times 5.6 + 1.5 \times 2.5 = 11.31 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{À l'ELS : } \quad \text{Le volée : } 7.91 + 2.5 = 10.11 \text{ KN/ml}$$

$$\quad \text{Le palier : } 5.6 + 2.5 = 8.1 \text{ KN/ml.}$$

- Détermination des sollicitations :

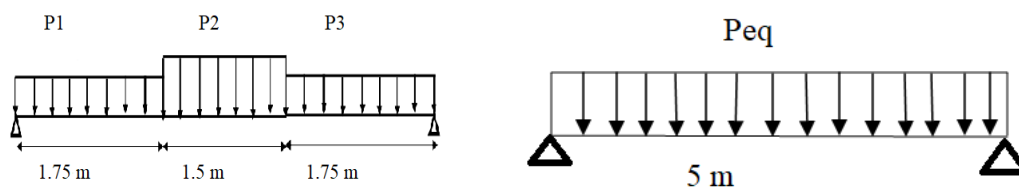


Figure III.8 : schéma des charges équivalent.

-La charge équivalente : $q_{eq} = \frac{\sum q_i \times l_i}{l_i}$ $q_{eq} = \frac{p_1 \times l_1 + p_2 \times l_2 + p_3 \times l_3}{l_1 + l_2 + l_3}$

-Le moment isostatique : $M_0 = P_{eq} \times \frac{l^2}{8}$

-Moment en appuis : $M_a = 0.3 M_0$

-L'effort tranchant : $T_u = P_{eq} \times \frac{l}{2}$

Tableau III.9 : Récapitulatif résultats des sollicitations.

	$P_{eq}(\text{N/ml})$	$M_0 (\text{N.m})$	$M_a = 0.3 M_0(\text{N.m})$	$M_t=0.85 M_0(\text{N.m})$	$T_u (\text{N})$
ELU	12246	38268.75	11480.61	32528.39	30615
ELS	8703	27196.87	8159.04	23117.28	21757.5

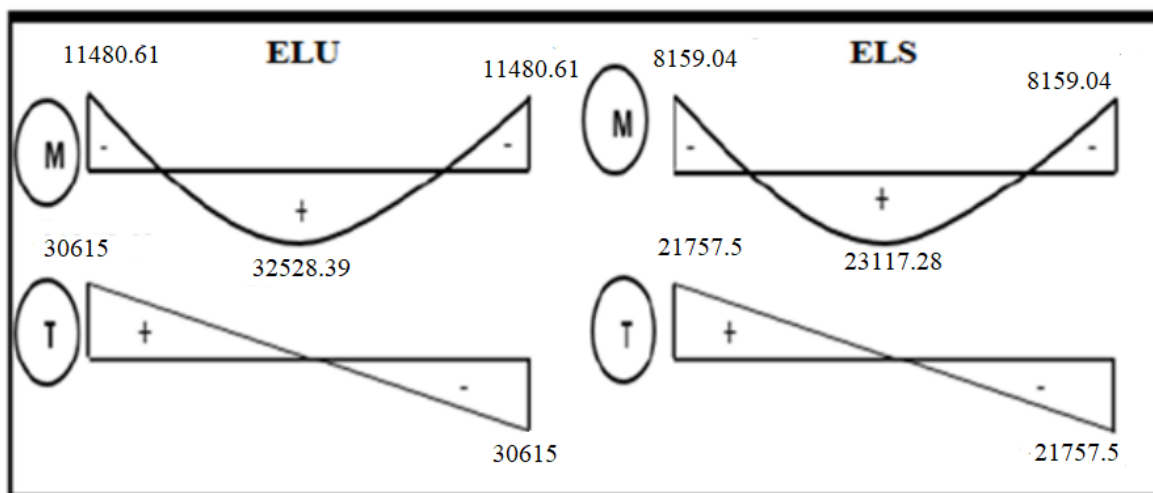


Figure III.9 : Schéma de moment et l'effort tranchant de l'escalier.

III.4.4 Calcul de ferrailage :

III.4.4.1 Les armatures longitudinales

a) E.L.U

$$f_c = 400 \text{ MPa} \quad , \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa} \quad , \quad \sigma_b = 17 \text{ MPa}$$

$$\mu_l = 0.392 \quad , \quad b = 100 \text{ cm} \quad , \quad \text{L'enrobage : } c = 2$$

$$d = 0.9 \times e = 0.9 \times 20 = 18 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} \quad ; \quad \alpha = 1.25 \left[1 - \sqrt{1 - 2(\mu)} \right] \quad ; \quad \beta = 1 - 0.4\alpha \quad ; \quad A = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d}$$

Tableau III.10 : Récapitulatif résultats de l'armature longitudinale.

	Mu (N.m)	μ	μl	Condition	A'	α	β	As (cm²)
Travée	32528.39	0.059	0.392	$\mu < \mu_l$	0	0.076	0.97	5.35
Appui	11480.61	0.020	0.392	$\mu < \mu_l$	0	0.025	0.99	1.85

b) E.L.S :

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

- La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \left(\frac{\gamma - 1}{2} \right) + \left(\frac{f_{c28}}{100} \right) \quad \rightarrow \quad \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Tableau III.11 : Récapitulatif résultats de la vérification à l'ELS

	M_u (KN.m)	M_{ser} (KN.m)	γ	A	f_{c28}	ᾱ	Condition
Travée	32528.39	23117.28	1.407	0.076	30	0.503	Vérifiée

Appui	11480.61	8159.04	1.407	0.025	30	0.503	Vérifiée
--------------	----------	---------	-------	-------	----	-------	----------

- Condition de non fragilité [BAEL91 (article A.4.2, 1)] :

$$A_{min}^1 \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 18 \times \frac{2.4}{400} = 2.48 \text{ cm}^2$$

- Pourcentage minimal [BAEL91 (article B.6.4)] :

$$A_{min}^2 \geq 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$$

Donc : A = max (A calcul ; Amin)

-Tableau Récapitulatif :

Tableau III.12: Armatures longitudinales.

	A _{calcul} (cm ²)	A _{min} ¹ (cm ²)	A _{min} ² (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)
Travée	5.35	2.48	2	5.35	6HA12=6.79
Appui	1.85	2.48	2	2.48	4HA12=4.52

- Armature de répartition [BAEL 91 (article A.8.2.41)] :

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

Tableau III.13 : Récapitulatif résultats de l'armature de répartition.

	A _s (cm ²)	A _r (cm ²)	A _{radp} (cm ²)
Travée	6.79	1.69	4Ø8 = 2.01
Appui	4.52	1.13	4Ø6 = 1.13

-L'espace entre les armatures [B A E L 91 (article 8.2.42)] :

- Armatures longitudinales :

$$S_l \leq \min (3h; 33 \text{ cm}) = \min (60; 33) = 33 \text{ cm}$$

$$\text{Travée: } S_l = \frac{100}{5} = 20\text{cm}$$

$$\text{Appuis : } S_l = \frac{100}{4} = 25\text{cm}$$

- **Armatures transversals :**

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

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

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

- **Vérification de l'effort tranchant :**

- **La contrainte tangente τ_u [BAEL91 (article A.5.1, 1)]:**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{30165}{1000 \times 180} = 0.167\text{MPa}$$

Comme la fissuration est peu nuisible, alors la valeur admissible $\overline{\tau_u}$ est donnée par la formule suivante : $\overline{\tau_u} = \min \left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right) = 4\text{Mpa}$ [BAEL (article A.5.1, 211)].

$$\tau_u = 0.167\text{MPa} < \overline{\tau_u} = 4\text{MPa} \rightarrow (\text{Condition vérifiée.})$$

- **Vérification de la flèche [BAEL91 (article B.6.5, 1)]:**

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_o} \Rightarrow \frac{20}{400} \geq \frac{0.85M_o}{10M_o} \Rightarrow 0.05 \leq 0.085 \text{ (Condition non vérifiée)}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{5.35}{100 \times 18} \leq \frac{4.2}{400} \Rightarrow 0.00297 \leq 0.10 \text{ (Condition vérifiée)}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{400} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.05 \leq 0.062 \text{ (Condition non vérifiée)}$$

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

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

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

-Les flèches f_g^i et f_g^v dues à l'ensemble des charges permanentes.

-La flèche f_j^i due aux charges permanentes et d'exploitation supportées par l'élément considéré.

-La flèche f_p^i due à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitations supportées par l'élément considéré

- Calcul de la flèche [BAEL91 (article : B.6.5.3)]:

➤ **Position de centre de gravité de la section homogène :**

$$y_G = \frac{\sum A_i \times y_i}{\sum A_i} = \frac{b \cdot h \cdot \frac{h}{2} + \eta \cdot A \cdot d}{b \cdot h + \eta \cdot A}$$

Avec : η = coefficient d'équivalence ($\eta = 15$).

$$y_G = \frac{100 \times 20 \times \frac{20}{2} + 15 \times 5.35 \times 18}{100 \times 20 + 15 \times 5.35} = 10.30 \text{ cm}$$

$$\text{Alors : } y_G' = h - y_G = 20 - 10.30 = 9.7 \text{ cm}$$

Moment d'inertie de la section homogène :

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

$$I_0 = \frac{100 \times 20^3}{12} + 100 \times 20 \left(\frac{20}{2} - 10.30 \right)^2 + 15 \times 5.35 (18 - 10.30)^2$$

$$I_0 = 71604.689 \text{ cm}^2$$

➤ **Déformations instantanées :**

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}) \times \rho}$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d} = \frac{5.35}{100 \times 18} = 0.00297 \text{ cm}^2$$

Pour les déformations instantanées : $b_0 = b$; $f_{t28} = 2.4 \text{ MPa}$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.4}{(2+3 \times 1) \times 0.00297} = 8.08$$

Déformation de longue durée :

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{(2+3 \times \frac{b_0}{b}) \times \rho} = \frac{0.02 \times 2.4}{(2+3 \times 1) \times 0.00297} = 3.23$$

➤ **Calcul du moment fléchissant d'ELS :**

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

g : c'est l'ensemble de la charge permanente.
 J : charge permanente sans revêtement.
 ρ : C'est l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation supporté par l'élément considéré.

$$g = \frac{(6040 \times 1.75) + (7910 \times 1.50)}{(1.75 + 1.5)} = 6903.07 \text{ N/ml}$$

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

$$J_{eq} = \frac{(5000 \times 1.75) + (5000 + 1870) \times 1.50}{1.75 + 1.50} = 5863.07 \text{ N /ml}$$

Charge à l'ELS : $\rho = g + Q = 6903.07 + 2500 = 9403.07 \text{ N /ml}$

• **Les moments correspondants**

$$M_J = \frac{J_{eq} \times L^2}{8} = \frac{5863.07 \times 3.25^2}{8} = 7741.08 \text{ N.m}$$

$$M_g = \frac{g \times L^2}{8} = \frac{6903.07 \times 3.25^2}{8} = 9114.209 N.m$$

$$M_p = \frac{\rho \times L^2}{8} = \frac{9403.07 \times 3.25^2}{8} = 12414.99 N.m$$

- **Calcul des contraintes de traction effectives de l'armature**

Pour une section rectangulaire à la flexion simple, on applique la formule (61) (P. Charon) pour déterminer les contraintes, on a :

$$\rho_1 = \rho \times 100 = 0.00297 \times 100 = 0.29$$

D'après le tableau n°7 (Annexe BAEL de P. Charon)

$$\beta_1 = 0.915$$

$$\sigma_J = \frac{M_J}{A_t \times \beta_1 \times d} = \frac{7741.08}{5.35 \times 0.915 \times 18} = 87.85 \text{ MPA}$$

$$\sigma_g = \frac{M_g}{A_t \times \beta_1 \times d} = \frac{9114.209}{5.35 \times 0.915 \times 18} = 103.43 \text{ MPA}$$

$$\sigma_p = \frac{M_p}{A_t \times \beta_1 \times d} = \frac{12414.99}{5.35 \times 0.915 \times 18} = 140.89 \text{ MPA}$$

- **Calcul de coefficients μ :**

$$\mu_J = 1 - \frac{1.75 f t 28}{4 \times \rho \times \sigma_J + f t 28} = 1 - \frac{1.75 \times 2.4}{4 \times 0.00297 \times 87.85 + 2.4} = 0.21$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 f t 28}{4 \times \rho \times \sigma_g + f t 28} = 1 - \frac{1.75 \times 2.4}{4 \times 0.00297 \times 103.43 + 2.4} = 0.15$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 f t 28}{4 \times \rho \times \sigma_p + f t 28} = 1 - \frac{1.75 \times 2.4}{4 \times 0.00297 \times 140.89 + 2.4} = 0.030$$

- **Module de déformation longitudinale instantané.**

$$E_{ij} = 11000 \sqrt{f_{cj}} = 34179.557 \text{ MPa}$$

- **Module de déformation longitudinale différée :**

$$E_{vj} = 37003 \sqrt{f_{cj}} = 11496.760 \text{ Mpa}$$

$$I_o = 74082.35 \text{ cm}^4$$

$$I_j = \frac{1.1I_o}{1+\mu\lambda_j} = \frac{1.1 \times 74082.35}{1+0.2 \times 8.08} = 31150.835 \text{ cm}^4$$

$$I_g = \frac{1.1I_o}{1+\mu\lambda_g} = \frac{1.1 \times 74082.35}{1+0.15 \times 8.08} = 36840.22 \text{ cm}^4$$

$$I_p = \frac{1.1I_o}{1+\mu\lambda_p} = \frac{1.1 \times 74082.35}{1+0.030 \times 8.08} = 65591.26 \text{ cm}^4$$

- **Flèche correspondant**

$$f_v^g = \frac{M_g \times l^2}{10E_v \times I_{fv}^g} = \frac{9114.209 \times 3.25^2}{10 \times 11496.760 \times 36840.22} = 2.2 \times 10^{-5}$$

$$f_i^g = \frac{M_g \times l^2}{10E_i \times I_{fi}^g} = \frac{9114.209 \times 3.25^2}{10 \times 34179.557 \times 36840.22} = 2.2 \times 10^{-6}$$

$$f_v^j = \frac{M_j \times l^2}{10E_v \times I_{fv}^j} = \frac{7741.08 \times 3.25^2}{10 \times 11496.760 \times 31150.835} = 2.28 \times 10^{-5}$$

$$f_i^p = \frac{M_p \times l^2}{10E_i \times I_{fi}^p} = \frac{12414.99 \times 3.25^2}{10 \times 34179.557 \times 65591.26} = 5.84 \times 10^{-6}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{gi} + f_{jv} - f_{ji} = 5.28 \times 10^{-5} \text{ cm} < f_{adm} = 5.28 \times 10^{-5} + \frac{325}{1000} = 0.32 \text{ cm}$$

III.4.5 Présentation du ferrailage

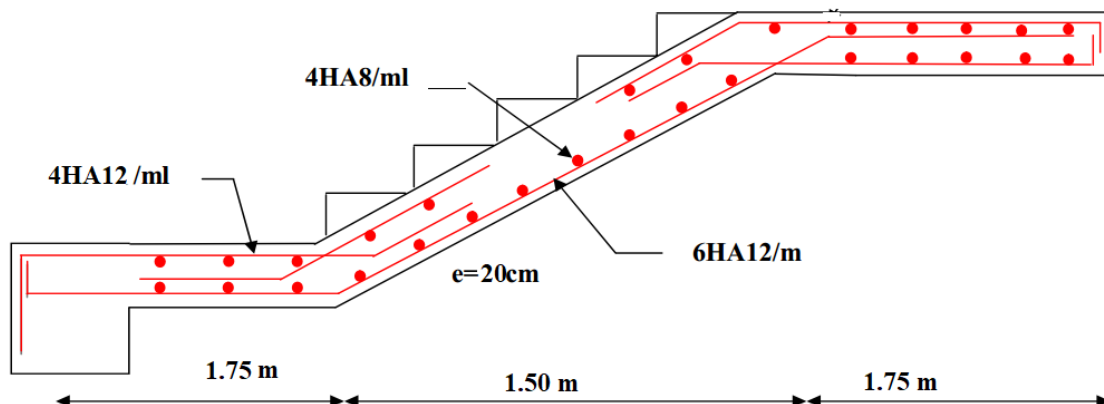


Figure. III.10 : Schéma de ferrailage de l'escalier.

III.5. Calcul de la poutre palière :

III.5.1 Définition :

La poutre palière est un élément qui est soumis à la torsion droite peuvent être réduite à un couple situé sur la section lorsque les forces agissent sur elle y compris la réaction d'appui est située à gauche d'une section.

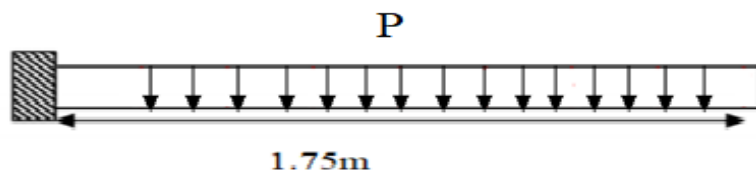


Figure. III.11 : Schéma statique de poutre palière.

III.5.2 Dimensionnement :

La poutre palière a les dimensions suivantes

- **Condition RPA2024 : Zone sismique VI**

les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$b \geq 25 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} > 25 \text{ cm}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$$

alors on prend les dimensions de la poutre palière égale à **(30 × 35) cm²**

III.5.3 Evaluation des charges :

- Poids propre de la poutre : $b \cdot h \cdot \gamma_{ba} = 0.30 \times 0.35 \times 25 = 2.62 \text{ KN/ ml}$
- Poids du mur : $P_m = G_m \times \left(\frac{h}{2} \right) - h_{pp} - h_{pb} = 2.8 \times \left[\left(\frac{3.06}{2} \right) - 0.45 - 0.35 \right] = 2.044 \text{ KN/ml}$
- Poids de palier : $G = 6.04 \text{ KN/m}^2$
- Poids de la paillasse : $G = 7.91 \text{ KN/m}^2$

➤ La Réaction d'escalier ou niveau du palier "R" :

La charge permanent :

$$R_G = \frac{G_{pal} \times L_{pal} + G_{pail} \times L_{pail}}{L_{pal} + L_{pail}} \times \frac{L}{2} = \left(\frac{6.04 \times 1.75 + 7.91 \times 1.5}{1.75 + 1.5} \right) \times \frac{3.25}{2} = 11.217 \text{ KN/mL}$$

La surcharge :

$$R_Q = Q \times \frac{L}{2} = 2.5 \times \frac{3.25}{2} = 4.062 \text{ KN/ml}$$

III.5.4 Calcul de la poutre palier a la flexion:

III.5.4.1 Les combinaisons d'actions :

À l'ELU :

$$P_u = 1.35 \times (R_G + P_p + P_{mur}) + 1.5 \times R_Q = 1.35 \times (11.217 + 2.62 + 2.044) + 1.5 \times 4.062 = 29.914 \text{ KN/ml}$$

À l'ELS :

$$P_{ser} = R_G + P_p + P_{mur} + R_Q = 11.217 + 2.62 + 2.044 + 4.062 = 19.943 \text{ KN/ml}$$

III.5.4.2 Calcul des sollicitations :

$$M_a = P \times \frac{L^2}{2}$$

$$T = P \times L$$

Tableau III.14 : Récapitulatif résultats des sollicitations de poutre palier.

	P(kN/ml)	Ma (KN.m)	T (KN)
E L U	29.914	45.79	52.34
E L S	19.943	30.53	34.89

III.5.5 .Calcul du ferrailage :

➤ **ELU :**

$$d = h - c = 35 - 3 \text{ cm} = 32 \text{ cm} \quad c = 3 \text{ cm}$$

$$f_e = 400 \text{ MPA} ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPA} ; \quad \sigma_b = 17 \text{ MPA}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} ; \quad \alpha = 1.25 \left[1 - \sqrt{1 - 2(\mu)} \right] ; \quad \beta = 1 - 0.4\alpha ; \quad A = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d}$$

Tableau III. 15: Récapitulatif résultats de l'armature longitudinale.

Localisation	M(KN.m)	μ	μl	α	β	$A_{calculée}(cm^2)$
Appui	29.914	0.05	0.392	0.06	0.97	2.76

III.5.6. Les vérifications :

➤ ELS :

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

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \left(\frac{\gamma - 1}{2} \right) + \left(\frac{f_{c28}}{100} \right) \rightarrow \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Tableau III.16: Récapitulatif résultats de la vérification à l'ELS.

Localisation	Mu(KN.m)	Mser(KN.m)	γ	α	$\bar{\alpha}$	Condition
Appui	29.914	19.943	1.5	0.06	0.55	C.V

-Section rectangulaire

- Fissuration peut préjudiciable

Donc aucune vérification à l'ELS.

➤ ELU :

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

$$A_{min}^1 \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 32 \times \frac{2.4}{400} = 1.324 cm^2$$

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

$$A_{min}^2 \geq 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 30 \times 35 = 1.05 \text{ cm}^2$$

✓ **Pourcentage minimal : RPA 2024(art .7.5.2.1)**

$$\checkmark A_{min}^{RPa} \geq 0.5\% \times b \times h = 0.5\% \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$$

Tableau III.17: Récapitulatif résultats du ferrailage.

Localisation	$A_{cal} \text{ cm}^2$	A_{min}^1	A_{min}^2	$A_{min}^{RPa} \text{ cm}^2/2$	$A_{max} \text{ cm}^2$
Appui	2.76	1.324	1.05	5.25	5.25

Vérification :

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{52.34 \times 10^3}{300 \times 320} = 0.545 \text{ MPA}$$

Fissuration peu nuisible : BAEL91(art.A.5.1,211)

$$\overline{\tau_u} = \min \left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPA} \right) = 4 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0.545 \text{ MPA} < \overline{\tau_u} = 4 \text{ MPA} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.5.7.Calcul de la poutre palière à la torsion :

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

$$\tau_u = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e}$$

e : épaisseur de la paroi au point considérée.

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

$$e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = (h - e) (b - e) = (35 - 5) (30 - 5) = 750 \text{ cm}^2$$

Le moment de torsion est : $M_{tor} = M_a(\text{escalier}) = 11480.61 \text{ N.m}$

Donc :

$$\tau_u = \frac{11480.61}{2 \times 750 \times 5} = 1.53 \text{ MPA}$$

Résistance en torsion et flexion :

$$\tau_t^2 + \tau_v^2 \leq (\tau_{ultim})^2$$

$$1.53^2 + 0.545^2 = 2.63 \text{ MPA} \leq (4)^2 = 16 \text{ MPA} \dots \text{Condition Vérifié}$$

- **Les armatures longitudinales :** (BAEL 91 ver 99 ; Art 5.4.4)

$$\sum A_l = \frac{u \times M_{tor}}{2 \times \Omega \times \sigma_s}$$

U: Périmètre Ω .

$\sum A_l$ = la des sommes des sections aciers longitudinaux.

τ_u = le moment de torsion maximale.

$$U = 2[(b - e) + (h - e)] = 2[(30 - 5) + (35 - 5)] = 110 \text{ cm}$$

$$\sum A_l = \frac{110 \times 11480.61}{2 \times 750 \times \frac{400}{1.15}} = 2.42 \text{ cm}^2$$

- **armatures transversales :** (BAEL 91 ver 99 ; Art 5.4.4)

On prend un espacement de 15cm

$$A_t = \frac{M_{tor} \times S_t'}{2 \times \Omega \times \sigma_s} = \frac{11480.61 \times 15}{2 \times 750 \times 348} = 0.32 \text{ cm}^2$$

A_t : Section d'armature transversale.

S_t : L'espacement d'armature

- **Section minimale des armatures :**

$$A_t \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{tj}) b_0 \cdot s_t}{0.9 \cdot f_e} \quad \text{BAEL91 (art.A.5.1.23)}$$

$$1) A_t \geq \frac{1.15 (0.545 - 0.3 \times 2.4) 25 \times 15}{0.9 \times 400} = 0.20 \text{ cm}^2$$

$$2) A_t \geq 0.003 \times S \times b \longrightarrow A_t \geq 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2 \quad \text{RPA2024(art.7.5.2.2)}$$

$$\text{Donc } A_t = \max(0.20, 1.35) = 1.35 \text{ cm}^2$$

Un cadre HA8 + un épingle HA8 = 3HA8 = 1.51 cm²

- **Les armatures finales :**
- **Armatures longitudinales :**

Tableau III. 18: Récapitulatif résultats du ferrailage.

Section	Flexion(A_{cal})	Torsion= $A_t/2(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A_{adop}(\text{cm}^2)$
Appuis	2.76	1.21	5.25	3T14+2T12=6.88

Condition de la Flèche :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{35}{400} = 0.087 > 0.0625 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow 0.0025 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} = 0.087 < 0.117 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc la flèche est vérifiée.

III.5.8 Présentation du ferrailage :

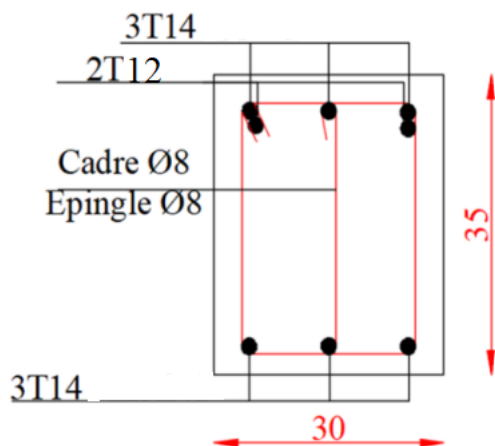


Figure III.11 : Schéma de ferrailage de poutre palière.

CHAPITRE IV :

ETUDE DES

PLANCHERS

IV.1Introduction :

Les plancher sont des éléments qui ne contribuent pas directement au contreventement ,donc l'étude de ces éléments est indépendante de l'action sismique.

IV.2 Etude du plancher à corps creux :

Les plancher sont des aires planes limitant les différents étages en assurant la double fonction :

- Celle de la résistance : les planchers supportant leur poids propre et les charges d'exploitation, servent à transmettre les charges verticales aux éléments porteurs verticaux et assurant la compatibilité des déplacements aux horizontal. Ils sont infiniment rigides dans leurs plans.
- Celle d'isolation thermique et acoustique : Le calcul d'un plancher se résume au calcul des poutrelles qui sont perpendiculaires.

Dans notre structure, les planchers sont en corps creux ($16+4=20\text{cm}$)

Plancher = poutrelles + corps creux + dalle de compression

Les poutrelles sont disposées dans le sens longitudinal (suivant Y).

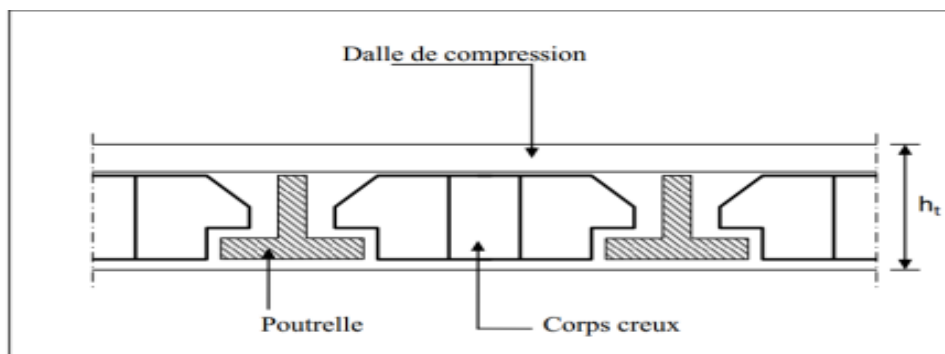


Figure IV .1 : Coupe transversale du plancher.

IV.2.1 Méthodes de calcul des poutrelles :

❖ Méthodes forfaitaire

Elle est utilisée pour la détermination des efforts (M) et (T), si :

- La fissuration n'est pas préjudiciable.
- Les charges d'exploitation sont modérées $Q \leq 2G$
- Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différentes travées.
- Les portées successives sont comprises entre (0.8 et 1.25) : $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$

❖ Méthode de Caquot

Elle est utilisée pour la détermination des efforts (M) et (T), si :

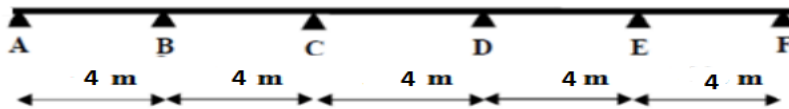
$$Q > 2G \text{ et } Q > 500 \text{ Kg/m}^2$$

- Les charges permanentes et d'exploitations sont élevées.
- Les moments d'inertie de la section des poutres ne sont pas constants.
- Les moments d'inertie de la section des poutres ne sont pas constants.

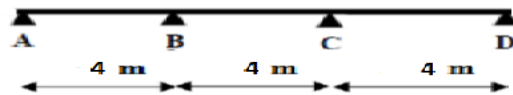
IV.2.2 Les types de planchers :

Nous avons un 3 type de poutrelles à calculer pour chaque étage

Type 1



Type 2



Type 3

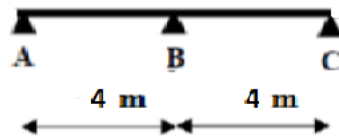


Figure IV.2 : Schéma statique des différents types de poutrelle.

- **Calcul des moments :**

- Les moments sur appui :

- $0.2M_0$ pour appui de rive.
- $0.6 M_0$ pour cas de deux travées.
- $0.5 M_0$ pour appui voisins des appuis de rive cas de plus deux travées.
- $0.4M_0$ pour les appuis intermédiaires non voisins de la rive (plus de trois travées).

- Les moments en travées :

$$M_t \geq \max(1.05; (1 + 0.3\alpha))M_0 - \frac{M_g + M_d}{2}$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2}M_0 \rightarrow \text{travée de rive}$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2}M_0 \rightarrow \text{travée intermédiaire}$$

❖ Plancher étage courant :

➤ Condition d'application :

$$\begin{cases} G = 5.15 \text{ KN / m}^2 \\ Q = 1.50 \text{ KN / m}^2 \end{cases}$$

$$Q \leq 2 \times G$$

$$Q = 1.50 \text{ KN} ; G = 5.15 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1.5 \leq 2 \times 5.15 = 10.30 \text{ KN/m}^2 \quad (\text{cv})$$

Les moments d'Inertie des poutres sont constants (I)

- $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25 \quad (\text{cv})$
- Fissuration peu nuisible. (cv)

Toutes les conditions sont vérifiées donc cette méthode est applicable

⇒ Calcul α rapport des charges :

$$\Rightarrow \alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{1500}{5150+1500} = 0.225$$

$$\text{Dans le cas la travée de rive } M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2}M_0$$

$$\text{Dans le cas la travée intermédiaire } M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2}M_0$$

$$M_t + \frac{M_d + M_g}{2} \geq \max(1 + 0.3\alpha ; 1.05) M_0$$

$$1+0.3\alpha = 1 + 0.3 \times 0.225 = 1.06 \geq 1.05 \rightarrow M_t \geq 1.06M_0 - [(M_d + M_g)/2]$$

Avec :

- ❖ M_0 : le moment maximal dans la travée indépendante.
- ❖ M_t : le moment maximal dans la travée étudiée.
- ❖ M_d : la valeur absolue du moment sur l'appui de droite de la travée.

❖ M_g : la valeur absolue du moment sur l'appui de gauche de la travée.

⇒ **Plancher étage courant :**

Combinaisons d'actions :

✓ **E.L.U :**

$$P_u = (1,35 G + 1,5 Q) \times 0,60 = (1,35 \times 5,15 + 1,5 \times 1,5) \times 0,60 = 5,52 \text{ KN/ml}$$

✓ **E.L.S :**

$$P_s = (G + Q) \cdot 0,60 = (5,15 + 1,5) \times 0,60 = 3,99 \text{ KN/ml}$$

❖ **Exemple de calcul :**

Type 01 :

➤ **E.L.U :**

A-Calcul des moments :

a) **Le moment statique :**

$$M_0 = \frac{P \times l^2}{8}$$

$$M_0^{AB} = \frac{5,522 \times 4^2}{8} = 11,043 \text{ N.m}$$

$$M_0^{BC} = 11,043 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{CD} = 11,043 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{DE} = 11,043 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{EF} = 11,043 \text{ KN.m}$$

➤ **E.L.S :**

A-Calcul des moments :

a) **Le moment statique :**

$$M_0 = \frac{P \times l^2}{8}$$

$$M_0^{AB} = \frac{3,99 \times 4^2}{8} = 8,645 \text{ N.m}$$

$$M_0^{BC} = 7,89 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{CD} = 7,89 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{DE} = 7,89 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{EF} = 7,89 \text{ KN.m}$$

b) Les moments sur les appuis :

➤ E.L.U :

Le moment effectif : $M_A = 0.2 M_0^{AB}$

$$M_F = 0.2 M_0^{EF}$$

$$M_B = 0.5 \times \max(M_0^{AB}; M_0^{BC}) = 5.522 \text{KN.m}$$

$$M_C = 0.4 \times \max(M_0^{BC}; M_0^{CD}) = 4.417 \text{N.m}$$

$$M_D = 0.4 \times \max(M_0^{CD}; M_0^{DE}) = 4.417 \text{N.m}$$

$$M_E = 0.5 \times \max(M_0^{DE}; M_0^{EF}) = 5.522 \text{KN.m}$$

➤ E.L.S :

Le moment effectif : $M_A = 0.2 M_0^{AB}$

$$M_F = 0.2 M_0^{EF}$$

$$M_B = 0.5 \times \max(M_0^{AB}; M_0^{BC}) = 3.99 \text{N.m}$$

$$M_C = 0.4 \times \max(M_0^{BC}; M_0^{CD}) = 3.192 \text{N.m}$$

$$M_D = 0.4 \times \max(M_0^{CD}; M_0^{DE}) = 3.192 \text{N.m}$$

$$M_E = 0.5 \times \max(M_0^{DE}; M_0^{EF}) = 3.99 \text{N.m}$$

B-Les efforts tranchants :

$$T_d = -\frac{pl}{2} + \frac{M_g - M_d}{l}$$

$$T_g = \frac{pl}{2} + \frac{M_g - M_d}{l}$$

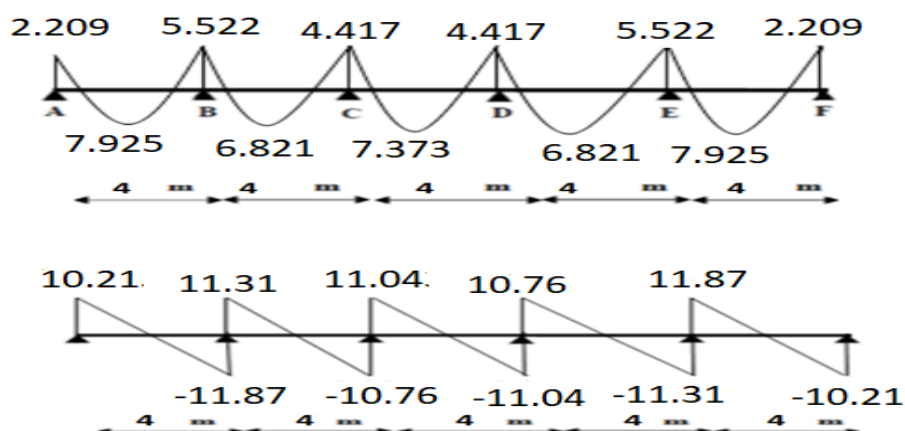
ELU :**Tableau IV.1 : Moments pour la poutrelle ELU .**

Travée	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F
$L_0 (m)$	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00
$M_0(N.m)$	11.043	11.043	11.043	11.043	11.043
$M_g(N.m)$	2.209	5.522	4.417	4.417	5.522
$M_d(N.m)$	5.522	4.417	4.417	5.522	2.209
$M_t(N.m)$	7.925	6.821	7.373	6.821	7.925
$T_d(N.m)$	-11.871	-10.767	-11.043	-11.319	-10.215
$T_g(N.m)$	10.215	11.319	11.043	10.767	11.871

ELS:**Tableau IV.2 : Moments pour la poutrelle ELS.**

Travée	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F
$L_0 (m)$	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00
$M_0(N.m)$	7.980	7.980	7.980	7.980	7.980
$M_g(N.m)$	1.596	3.990	3.192	3.192	3.99
$M_d(N.m)$	3.990	3.192	3.192	3.990	1.596
$M_t(N.m)$	5.727	4.929	5.328	4.929	5.727
$T_d(N.m)$	-8.578	-7.780	-7.98	-8.179	-7.381
$T_g(N.m)$	7.381	8.179	7.98	7.780	8.578

E.L.U :



E.L.S:

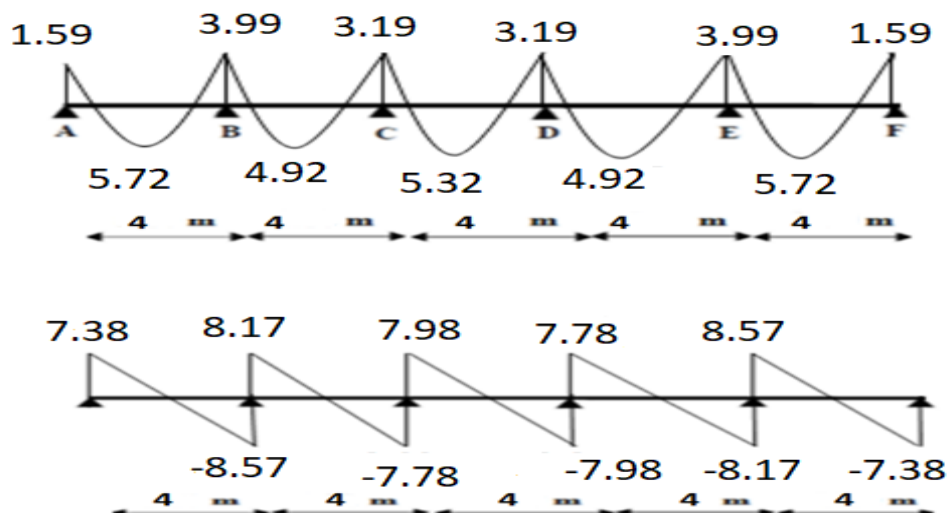


Figure IV. 3: Les diagrammes des sollicitations pour poutrelle étage courant .

• Plancher étage courant :

Tableau IV.3 : Moments Plancher étage courant ELU et ELS.

		ELU			ELS		
Type	Appuis	M ₀ (KN.m)	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)	M ₀ (KN.m)	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)
Type 1	A	11.043	7.925	2.209	7.980	5.727	1.596
	B	11.043	6.821	5.522	7.980	4.929	3.990
	C	11.043	7.373	4.417	7.980	5.328	3.192
	D	11.043	6.821	4.417	7.980	4.929	3.192
	E	11.043	7.925	5.522	7.980	5.727	3.990
	F			2.209			1.596
Type 2	A	11.043	7.925	2.209	7.980	5.727	1.596
	B	11.043	6.821	5.522	7.980	4.530	3.990
	C	11.043	7.925	5.522	7.980	5.727	3.990
	D			2.209			1.596
Type 3	A	11.043	7.373	2.209	7.980	5.328	1.596
	B	11.043	7.373	6.626	7.980	5.328	4.788
	C			2.209			1.596

• Plancher terrasse :

Tableau IV.4 : Moments Plancher terrasse ELU et ELS.

		ELU			ELS		
Type	Appuis	M ₀ (KN.m)	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)	M ₀ (KN.m)	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)
Type 1	A	12.217	8.552	2.443	8.916	6.241	1.783
	B	12.217	7.330	6.108	8.916	5.350	4.458
	C	12.217	7.941	4.887	8.916	5.795	3.566
	D	12.217	7.330	4.887	8.916	5.350	3.566
	E	12.217	8.552	6.108	8.916	6.241	4.458
	F			2.443			1.783

Type 2	A	12.217	8.552	2.443	8.916	6.241	1.783
	B	12.217	6.719	6.108	8.916	4.904	4.458
	C	12.217	8.552	6.108	8.916	6.241	4.458
	D			2.443			1.783
Type 3	A	12.217	7.941	2.443	8.916	5.795	1.783
	B	12.217	7.941	7.330	8.916	5.795	5.350
	C			2.443			1.783

IV.3 Calcul du Ferrailage :

IV.3.1 Les armatures longitudinales :

➤ Plancher Étage Courant :

$b = 60 \text{ cm}$; $b_0 = 12 \text{ cm}$

$h = 20 \text{ cm}$; $h_0 = 4 \text{ cm}$

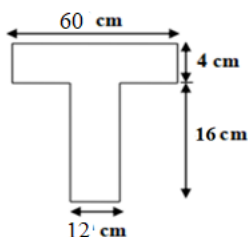


Figure IV.4 : Dimensions de poutrelle.

l'enrobage

$$c \geq c' + \Phi/2.$$

$c' = 1 \text{ cm}$ (fissuration peu préjudiciable).BAEL91.A.7.1

$\Phi = h/10 = 20/10 = 2 \text{ cm}$. BAEL91.A.7.2.1

$$c \geq 1 + 2/2 = 1 \text{ cm}.$$

* Donc on adopte $c = 3 \text{ cm}$.

$$d = h - c = 20 - 2 = 18 \text{ cm}$$

$$d = 18 \text{ cm} ; c = 2 \text{ cm}$$

❖ ELU :

➤ En Travée :

Le moment fléchissant M_0 équilibré par la table est :

$$M_0 = \overline{\sigma}_b \cdot b \cdot h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_0 = 17 \times 60 \times 4 \left(17 - 2 \right)$$

$$M_0 = 61200 \text{ N.m}$$

$$M_t^{max} = 7925 \text{ N.m}$$

$$M_t^{max} = 7925 \text{ N.m} \leq M_0 = 66300 \text{ N.m}$$

Donc une partie seulement de la table est comprimée, et la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $b = 60\text{cm}$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{7925}{17 \times 60 \times 18^2} = 0.024 < \mu_l = 0.392$$

$$\mu = 0.024$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.030$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.988$$

$$A_u = \frac{M_t}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{7925}{348 \times 0.988 \times 18} = 1.28 \text{ cm}^2$$

➤ Sur Appuis :

Le moment sur appui est négatif, donc le béton de la dalle se trouve dans la partie tendue, alors nous considérons une section rectangulaire de largeur $b_0 = 10 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{5522}{17 \times 60 \times 18^2} = 0.016$$

$$\mu = 0.016$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.020$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.99$$

Alors Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$A_u = \frac{M_t}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{5522}{348 \times 0.99 \times 18} = 0.890 \text{ cm}^2$$

❖ ELS :

D'après le BAEL :

La fissuration est peut nuisible \longrightarrow Il n'y a aucune vérification concernant σ_s .

La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée : $\alpha \leq \bar{\alpha}$

Avec :

$$\bar{\alpha} = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad , \quad \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Tableau IV.5 : Récapitulatif résultats de la vérification à l'E.L.S

	α	Mu (N.m)	Mser (N.m)	γ	f_{c28}	$\bar{\alpha}$	Condition
En Travée	0.030	7925	5727	1.38	30	0.49	Vérifiée
Sur Appui	0.020	5522	3990	1.38	30	0.49	Vérifiée

• Condition de non fragilité : BAEL (A.4.2,1)

$$A_{t \min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e}$$

En Travée : $0.23 \times 60 \times 18 \times \frac{2.4}{400} = 1.29 \text{ cm}^2$

Sur Appuis : $0.23 \times 10 \times 18 \times \frac{2.4}{400} = 0.24 \text{ cm}^2$

• Pourcentage minimal : BAEL91 (art B.6.4)

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

En Travée : $A'_{\min} \geq 0.001 \times 60 \times 20 = 1.2 \text{ cm}^2$

Sur Appuis : $A'_{\min} \geq 0.001 \times 10 \times 20 = 0.2 \text{ cm}^2$

$$A = \max (A^{cal} ; A_{\min} ; A'_{\min})$$

Tableau IV.6 : Tableau récapitulatif.

Eléments	$A^{cal} (\text{cm}^2)$	$A_{\min} (\text{cm}^2)$	$A'_{\min} (\text{cm}^2)$	$A_{\max} (\text{cm}^2)$	$A_{adp} (\text{cm}^2)$
Travée	1.28	1.29	1.2	1.29	2HA12 = 2.26
Appuis	0.89	0.24	0.20	0.89	1HA12 = 1.13

- **Diamètre minimale [BAEL99 (article A.7.2, 2)]**

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

ϕ_t : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{200}{35} ; \phi_t ; \frac{100}{10} \right) ; \phi_t \leq (5.71 ; 10 ; 10)$$

Soit $\phi_t = 6$ mm FeE235 ... [BAEL99(A. 6. 1, 252)]

$$A_t = 2 \phi_6 = 0,57 \text{ cm}^2.$$

- **Espacement des cadres St [BAEL99 (A.5.1, 22)] :**

$$St1 \leq \min (0.9d; 40\text{cm}) = \min (16.2; 40) \text{ cm}$$

$$St1 = 16.2\text{cm}$$

$$St2 \leq A_t \times f_e / 0.4 \times b_0 = 0.57 \times 235 / 0.4 \times 12 = 27.90 \text{ cm}$$

$$St3 \leq [0.9 \times f_e (\cos + \sin) A_t] / [10 \times \gamma_s (\tau_u - 0, 3 f_t 28 \times k)]$$

$k = 1 \rightarrow$ flexion simples

$$St3 \leq (0, 9 \times 235 \times 1 \times 0, 57) / [10 \times 1, 15(1.03 - 0, 3 \times 2, 1 \times 1)] = 26.21 \text{ cm}$$

$$St \leq \min (St1; St2; St3)$$

$$St \leq \min (16.2 ; 27.90 ; 26.21) \rightarrow \mathbf{St = 16.2 \text{ cm}}$$

Alors on prend : $St = 16 \text{ cm}$

On dispose nos armatures transversales avec un espacement de 15 cm avec un premier espacement auprès de l'appui de 10 cm.

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

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

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

b_0 : Désigne la largeur de l'âme.

d : La hauteur utile de la nervure.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{11871}{120 \times 180} = 0.54 \text{ MPa}$$

-Les armatures d'âme sont droites (c'est-à-dire perpendiculaires à la fibre moyenne), donc τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs :

Fissuration peu nuisible (BAEL91 (A.5.1, 211))

$$\overline{\tau_u} = \min \left(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left(0.20 \frac{30}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min(4; 5 \text{ MPa}) = 4 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.54 < \overline{\tau_u} = 3.25$$

➤ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis [BAEL91 (A.5.1, 31)]**

Sur un appui de rive ou intermédiaire on vérifie que l'on a :

$$T_u \leq 0.267 \times \alpha \times b_0 \times f_{t28}$$

Au maximum $\alpha = 0.9.d = 16.2 \text{ cm}$.

$$T_u = 11871 < 0.267 \times 16.2 \times 10 \times 100 \times 30 = 129762 \text{ N} \dots \dots \dots (cv)$$

$$A = 1T12 = 1.13 \text{ cm}^2 = 113 \text{ mm}^2$$

$$A \geq \gamma_s \frac{T_u}{f_e} = 1.15 \times \frac{11871}{235} = 58.09 \text{ mm}^2$$

$$A = 113 \text{ mm}^2 \geq 58.09 \text{ mm}^2 \dots \dots \dots (cv)$$

- **La dalle mince (Table de compression) : BAEL91 (B.6.8, 423)**

Le hourdis doit avoir un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles sont définies comme suit:

- 20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.
- Treillis soudé FeE500 $f_e = 500 \text{ MPa}$

L'écartement L entre axes des nervures égal à 65cm donc :

$$A_{\perp} = \frac{4 \cdot L_n}{f_e}$$

A : La section des armatures en \perp aux nervures :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times 60}{500} = 0.6 \text{ cm}^2/\text{ml} ;$$

On adapte **5Ø5 = 0.98 cm²**

- **Espacement :**

n : nombres des barres.

$$St = 100/n = 100/5 = 20 \text{ cm}$$

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

➤ **Pour les armatures parallèles aux nervures**

$$A// = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.98}{2} = 0.49$$

On adopte $3\text{Ø}5 = 0,59 \text{ cm}^2$

➤ **Espacement**

$$St=100/n=100/3 = 33,33 \text{ cm}$$

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

Donc on choisit un quadrillage dont la maille est de dimension $(20 \times 30) \text{ cm}^2$

$$A// = 3\text{Ø}5 / \text{ml} \quad e = 30 \text{ cm}$$

$$A_{\perp} = 5\text{Ø}5 / \text{ml} \quad e = 20 \text{ cm}$$

➤ **Vérification de la flèche : BAEL91 (B.6.8, 424)**

$$1. \frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{22.5} = 0.05 > 0.04 \dots \dots \dots (\text{cv})$$

$$2. \frac{A}{b \times d} \leq \frac{3.6}{f_e} = 0.002 < 0.009 \dots \dots \dots (\text{cv})$$

$$3. \frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{15 M_0} = 0.06 > 0.047 \dots \dots \dots (\text{cv})$$

Les 3 conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche ne s'impose pas.

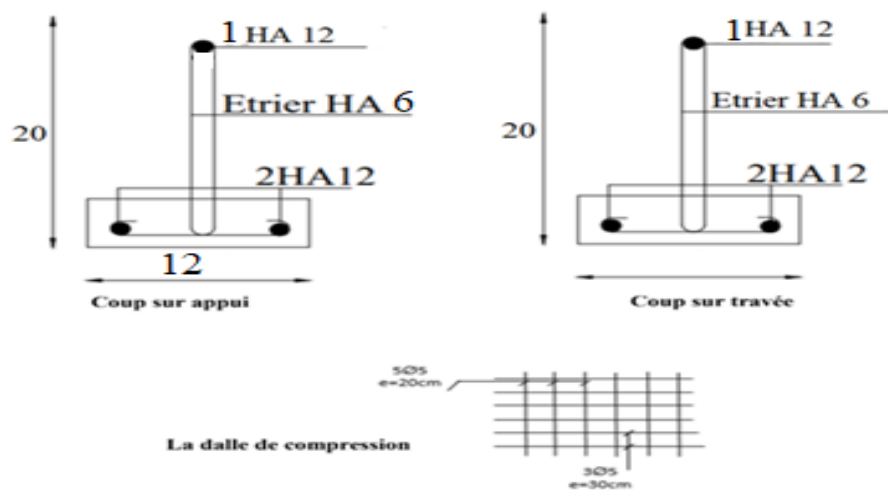


Figure IV. 5 : Schéma du ferrailage des poutrelles et dalle de compression.

Chapitre V :

Etude dynamique

V.1. Introduction :

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées. Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique.

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

V.2. les méthodes de calcul :

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes:

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

V.2. 1 Méthode statique équivalente :

➤ principe :

Cette méthode consiste à remplacer l'ensemble des forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

V.2.2 Méthode dynamique modale spectrale :

➤ principe :

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

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des efforts engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces efforts sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

V.3 Classification de l'ouvrage selon les RPA2024 :

- Notre ouvrage est implanté dans la wilaya de Jijel donc en zone **VI**.
- Notre bâtiment est à usage d'habitation donc classé dans le Groupe **2**.
- Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un sol meuble de catégorie **S3**.
- La hauteur du structure : $h = 39.78 \text{ m} > 23 \text{ m}$ (zone VI)

Le calcul sismique se fera par la méthode dynamique spectrale du fait que notre bâtiment ne répond pas aux critères exigés par le RPA2024, quant à l'application de la méthode statique équivalente.

V.4 Spectre de réponse de calcul :

Cette analyse compte essentiellement à représenter l'action sismique par un spectre de calcul, suivant :

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = \begin{cases} A.I.S. \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} \cdot \left(2.5 \frac{Q_F}{R} - \frac{2}{3} \right) \right] & si : 0 \leq T < T_1 \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] & si : T_1 \leq T < T_2 \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2}{T} \right] & si : T_2 \leq T < T_3 \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2 \cdot T_3}{T^2} \right] & si : T_3 \leq T < 4s \end{cases}$$

$\frac{S_{ad}}{g}(T)$: spectre de calcul normalisé par rapport à la valeur de l'accélération de la pesanteur

A : coefficient d'accélération de zone

R : coefficient de comportement

T1, T2 , T3: périodes caractéristiques associées à la catégorie du site

Q_F : facteur de qualité.

I : coefficient d'importance

S : coefficient de site

D'après le R.P.A 2024on a :

- Sol meuble → site 3 donc $T_1 = 0.15$ sec et $T_2 = 0.6$ sec et $T_3 = 2$ sec .
- **A = 0.30** (tableau 3.2 RPA 2024) Zone sismique VI

Tableau V.1. : Coefficient d'accélération.

Zone de sismicité	Niveau de sismicité	A
0	Très faible	-
I	Faible	0.07
II	Faible à moyenne	0.10
III	Moyenne	0.15
IV	Moyenne à élevée	0.20
V	Elevée	0.25
VI	Elevée	0.30

$\xi = 7\%$ (Tableau 3.5 du RPA2024):

Tableau V.2 : Valeurs de pourcentage d'amortissement ξ critique (%).

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

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} = \sqrt{\frac{7}{(2+10)}} = 0.763$$

R : Coefficient de comportement de la structure donné par le tableau 3.17 (RPA2024)

Système à contreventement mixte, équivalent à des voiles **R = 4.5**

S : 1.30 tableau 3.3 RPA 2024(zone VI)

➤ **I = 1** (tableau 3.10RPA 2024)

Tableau V.3 : Valeurs des coefficients d'importance.

Coefficient d'importance, I	Groupe d'importance			
I	1A	1B	2	3
	1.40	1.20	1	0.80

La valeur de **Q** est déterminée par la formule :(Table 3.18)

$$Q = 1 + \Sigma Pq$$

Tableau V.4 : Valeurs des Pondérations P q.

Critère, q	Observé	N/observé
Régularité en plan	0	✓ 0.05
Régularité en élévation	0	0.20
Redondance en plan	0	0.05

Pq : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non". Sa valeur est donnée au tableau 3.18 **Q=1.05**

V.5 Estimation de la période fondamentale de la structure :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

- La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T h_N^{3/4} \quad \text{RPA2024 (Art.4.4)}$$

h_n: Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau(N).

C_T: coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.3 :

$$C_T = 0.05 \quad h_n = 39.78 \text{ m}$$

$$\text{Donc } T = 0.05 \times (39.78)^{3/4} = \mathbf{0.791 \text{ sec}}$$

V.6 Calcul des actions sismiques (Selon La Méthode Dynamique Modale Spectrale):

V.6.1 Présentation du logiciel de calcul :

Le logiciel de calcul adopté pour effectuer cette Analyse est logiciel **ROBOT Structural analyses Professional**.

Le système Robot est un logiciel destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures.

On a prit en considération le plan d'architecture et le nombre minimale des voiles dans chaque direction pour choisir une disposition initiale des voiles dans le bâtiment.

La disposition des voiles adoptée est indiquée à la figure suivante :

1) Analyse de la Première variante :

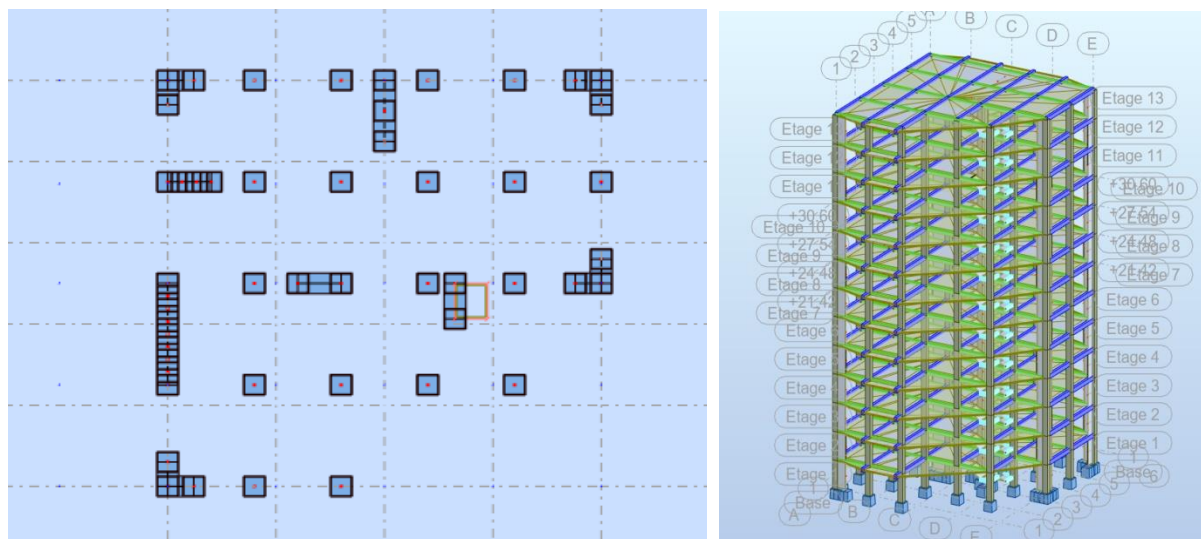


Figure V.1 : Première disposition des voiles

L'analyse automatique de la 1^{ère} variante en utilisant le logiciel Robot a donné les résultats suivants :

Tableau V.5 : Périodes et facteurs de participation massique modale (Première variante).

Cas/Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
5/ 1	0.85	62.77	7.01	62.77	7.01
5/ 2	0.72	74.41	58.98	11.64	51.97
5/ 3	0.50	75.30	73.44	0.89	14.46
5/ 4	0.29	76.68	73.47	1.37	0.03
5/ 5	0.26	82.47	74.12	5.80	0.65
5/ 6	0.22	83.88	76.68	1.41	2.56
5/ 7	0.22	87.44	82.58	3.56	5.91
5/ 8	0.21	87.60	82.59	0.15	0.01
5/ 9	0.18	87.73	82.59	0.13	0.00
5/ 10	0.16	87.76	82.59	0.03	0.00
5/ 11	0.13	87.77	82.59	0.01	0.00
5/ 12	0.13	87.86	87.10	0.09	4.51
5/ 13	0.12	90.64	88.10	2.78	1.00
5/ 14	0.12	90.65	88.10	0.02	0.00
5/ 15	0.11	92.23	90.59	1.57	2.48

Interprétation des résultats

D'après l'analyse des caractéristiques dynamiques de la structure initiale, nous interprétons les résultats comme suit :

- 1) La période fondamentale de la structure **$T_x = 0.85$ sec**
- 2) Le 1^{er} mode est un mode de translation selon l'axe (X), avec mobilisation de **$U_x = 62.77\%$** de masse modale **couplé** avec de la torsion .
- 3) Le 2^{ème} mode est un mode de translation selon l'axe (Y), avec mobilisation de **$U_y = 51.97\%$** de masse modale **couplé** avec de la torsion .
- 4) Le 3^{ème} mode est un mode de torsion couplé avec la translation (**$U_y = 14.46 \%$**)
- 5) Il faut (15) modes pour **atteindre les 90 %** de participation de masse modale exigée par le RPA 2024 Art 4.3.4.

Conclusion :

La structure présente une instabilité vis-à-vis de la torsion , pour cette raison on doit changer la disposition de certains voiles ou rajouter d'autres pour rapprocher le centre de torsion au centre de masse.

2) Analyse de la deuxième variante :

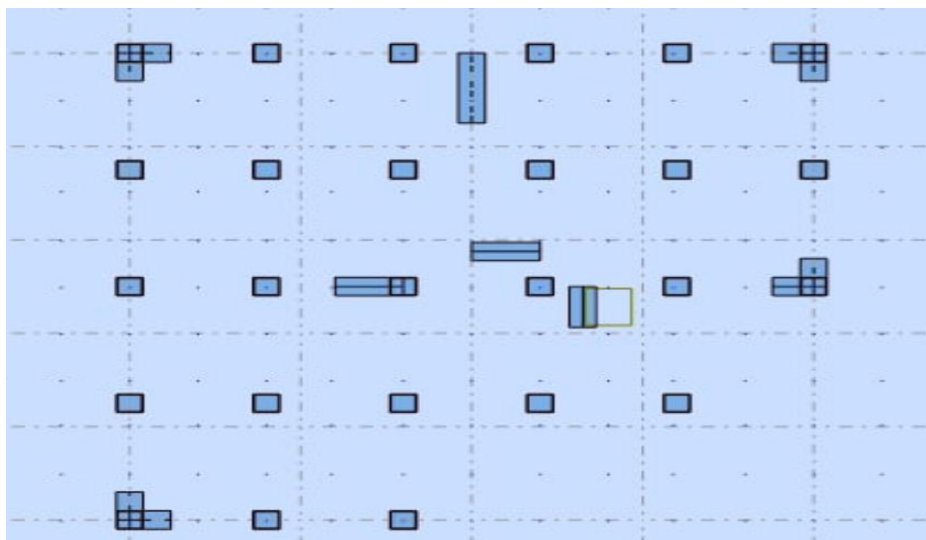


Figure V.2 : Deuxième disposition des voiles.

L'analyse automatique de la 2^{ème} variante en utilisant le logiciel Robot a donné les résultats suivants :

Tableau V.6 : Périodes et facteurs de participation massique modale (deuxième variante).

Cas/Mode	Période [sec]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]
5/ 1	0,87	67,23	0,02	67,23	0,02
5/ 2	0,80	0,01	75,96	67,24	75,98
5/ 3	0,64	8,36	0,61	75,60	76,59
5/ 4	0,28	5,62	0,00	81,22	76,59
5/ 5	0,25	3,88	0,01	85,10	76,59
5/ 6	0,25	0,05	11,43	85,15	88,02
5/ 7	0,21	1,15	0,00	86,30	88,02
5/ 8	0,19	1,10	0,05	87,39	88,07
5/ 9	0,19	0,49	0,00	87,89	88,07
5/ 10	0,18	0,01	0,17	87,89	88,24

➤ **Interprétation des résultats:**

1. La période fondamentale de la structure **$T_x = 0.87\text{sec}$** .

$$T < 1.3 T_{\text{statique}}$$

2. Le premier mode est un mode de translation selon l'axe X, avec mobilisation de **67.23%** de la masse totale de la structure.
3. Le deuxième mode (**$T_y = 0.80 \text{ sec}$**) est un mode de translation selon l'axe Y, avec mobilisation de **75.96%** de la masse modale .
4. le troisième mode est un mode de torsion couplé avec la translation de **80%** .
5. le taux de participation n'a pas atteindre les **90%** exigé par le RPA 2024 et selon le même article Art 4.3. 3 on peut se limiter a **$N = 3 \sqrt{12} = 10 \text{ modes}$** .

Conclusion :

Parmi ces deux propositions de conception précédentes, nous retenons pour la suite des calculs de la 2^{ème} variante qui nous donne des modes et des formes propres satisfaits avec déplacements admissibles.

V.7. Vérifications spécifiques pour l'ensemble de la structure :

V.7.1. Vérification de la période de la structure :

➤ **Estimation de la période fondamentale de la structure :**

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

Table 4.4: Valeur de la période (T_0) pour le calcul de l'effort tranchant à la base V

Cas	Période à utiliser
$T_{\text{calcul}} < 1.3T_{\text{empirique}}$	$T_0 = T_{\text{calcul}}$
$T_{\text{calcul}} \geq 1.3T_{\text{empirique}}$	$T_0 = 1.3T_{\text{empirique}}$

Tableau V.7 : vérification de la période de calcul.

	$T_{\text{empirique}}$ (sec)	$1.3 \times T_{\text{empirique}}$ (sec)	T_{calcul} (sec)	Vérification	$T_0(\text{sec})$
Sens-X	0.792	1.030	0.87	$T_{\text{calcul}} < 1.3T_{\text{empirique}}$	0.87
Sens-Y	0.792	1.030	0.80	$T_{\text{calcul}} < 1.3T_{\text{empirique}}$	0.8

V.7.2. Vérification du Coefficient de Comportement R: RPA 2024 Art 3.5 (Classification des systèmes de contreventement)

La distribution de L'effort tranchant présenter sur la figure suivante :

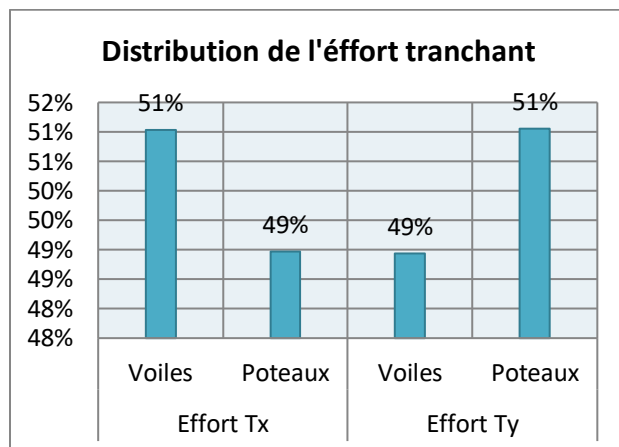


Figure 3: Distrubution de L'effort tranchant dans les deux sens (X,Y).

- Observation :**

⇒ **Dans Le Sens X :** La résistance à l'effort tranchant des voiles, à la base du bâtiment, est comprise entre 50% et 65% de la résistance à l'effort tranchant du système structural dans son ensemble.

Donc : Système à contreventement mixte, équivalent à des voiles **R=4.5**

⇒ **Dans Le Sens Y :** Système à ossature et système mixte équivalent à ossature, avec remplissage en maçonnerie rigide non structural et interagissant avec la structure.

Donc : Système à ossature ou mixte équivalent à ossature avec remplissage en maçonnerie

rigide **R=3.5**

V.7.3. Vérification de l'effort tranchant à la base :

V.7.3.1. Calcul de force sismique total par la méthode statique équivalent :

D'après l'art 4.2.3 de RPA2024, la force sismique totale V qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \lambda \cdot \frac{S_{ad}}{g} (T_0) \cdot W$$

avec:

$\frac{S_{ad}}{g} (T_0)$: Ordonnée du spectre de calcul pour la période T_0

T_0 : Période fondamentale de vibration du bâtiment dans la direction considérée

λ : Coefficient de correction

$$\lambda = \begin{cases} 0.85 & \text{si } T_0 \leq 2.T_2 \text{ et si le bâtiment a plus de 2 niveaux} \\ 1, & \text{autrement .} \end{cases}$$

Alors la spectre de calcul pour la période T_0 :

Sens X : $T_X = 0.87 \text{ s}$ ($T_2 = 0.60 \leq T_X < T_3 = 2 \text{ s}$)

Sens Y : $T_Y = 0.80 \text{ s}$ ($T_2 = 0.60 \leq T_Y < T_3 = 2 \text{ s}$)

Donc : $\frac{S_{ad}}{g} (T) = A.I.S (2.5 \frac{Q_F}{R}) \cdot (\frac{T_2}{T})$

$$\begin{cases} \frac{S_{ad}}{g} (T_X) = 0.157 \\ \frac{S_{ad}}{g} (T_Y) = 0.219 \end{cases}$$

$$T_0 = 0.87 \leq (2 \times (T_2 = 0.60)) = 1.2 \dots\dots\dots (CV)$$

$$\Rightarrow \lambda = 0.85$$

W: Poids sismique total du bâtiment ($W_i = W_{Gi} + \psi \cdot W_{Qi}$)

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes

W_{Qi} : Charges d'exploitation

ψ : Coefficient d'accompagnement.....Tableau 4.2 RPA2024

($\psi = 0.30$ Batiment D'habitation)

D'après Le Logiciel Robot On trouve Le Poid de Batiment

$W_i = 15929.39 \text{ KN}$

Tableau. V.8: Les résultats des forces sismiques.

Sens	λ	$\frac{S_{ad}}{g}$ (T)	W(KN)	V_{st} (KN)	V_{dyn} (KN)
Sens X	0.85	0.157	15929.39	2125.78	2309.54
Sens Y	0.85	0.219	15929.39	2965.26	2375.57

V.7.3.2. Vérification :

D'après le RPA2024(art4.3.5), La résultante des forces sismiques à la base, V_t , obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques, V .

Tableau V. 9 : Récapitulatif résultats de la vérification de l'effort tranchant.

V_{dyn} (KN)	$80\% V_{st}$ (KN)	Condition
2309.54	1700.62	Vérifiée
2375.57	2372.21	Vérifiée

$V_{dyn} > 0.8 \times V_{stat} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

V.7.3.3 Distribution de la resultante des forces sismiques selon la hauteur :

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes: **RPA99 (art 4.2.5)**

$$V = F_t + \sum F_i$$

F_t : force concentrée au sommet de la structure donnée par la formule suivante :

$$\begin{cases} F_t = 0.07 \times T \times V & \text{si } T > 0.7 \text{ sec} \\ F_t = 0 & \text{si } T \leq 0.7 \text{ sec} \end{cases}$$

Les forces F_i sont distribuées sur la hauteur de la structure selon la formule suivante :

$$F_i = \frac{(V - F_t) \cdot W_i \cdot h_i}{\sum (W_j \cdot h_j)}$$

Avec :

F_i : effort horizontal revenant au niveau i .

h_i : niveau du plancher où s'exerce la force i .

h_j : niveau d'un plancher quelconque.

W_i ; W_j : poids revenant au plancher i , j .

- **Sens X-X** : $T_x = 0.87 \text{ sec}$ $V_x = 2309.54 \text{ KN}$

$$T_x = 0.87 \text{ sec} > 0.7 \text{ sec} \quad \Rightarrow \quad F_t = 0.07 \cdot T \cdot V = 0.07 \times 0.87 \times 2309.54 = 140.65 \text{ KN}$$

- **Sens Y-Y** : $T_y = 1.04 \text{ sec}$ $V_y = 2375.57 \text{ KN}$

$$T_y = 0.80 \text{ sec} > 0.7 \text{ sec} \quad \Rightarrow \quad F_t = 0.07 \cdot T \cdot V = 0.07 \times 0.80 \times 2375.57 = 133.03 \text{ KN}$$

Tableau V. 10 : résultant des forces concentrées.

	T(sec)	V(KN)	F _t (KN)
Sens X-X	0.87	2309.54	140.65
Sens Y-Y	0.80	2375.57	133.03

➤ **Distribution des forces sismiques (sens X) :**

Tableau V. 11 : Distribution des forces sismiques (sens X) au niveau de chaque étage.

Niveau	W _i (KN)	h _i (m)	V _x -F _t (KN)	W _i ×h _i	F _{ix} (KN)	V _{ix} (KN)
RDC	1142.1	3.06	2168.89	3494.83	21.476	371.04
1	1202.21	6.12	2168.89	7357.53	45.214	713.55
2	1172.16	9.18	2168.89	10760.43	66.124	956.01
3	1172.16	12.24	2168.89	14347.24	88.167	1176.42
4	1172.16	15.3	2168.89	17934.05	110.209	1374.80
5	1172.16	18.36	2168.89	21520.86	132.251	1551.139
6	1172.16	21.42	2168.89	25107.67	154.293	1705.43
7	1172.16	24.48	2168.89	28694.48	176.335	1837.68
8	1172.16	27.54	2168.89	32281.29	198.377	1947.89
9	1172.16	30.6	2168.89	35868.1	220.41	2036.059
10	1172.16	33.66	2168.89	39454.91	242.461	2102.18
11	1517.84	36.72	2168.89	55735.1	342.507	2147.39
12	1517.84	39.78	2168.89	60379.68	371.049	2168.87

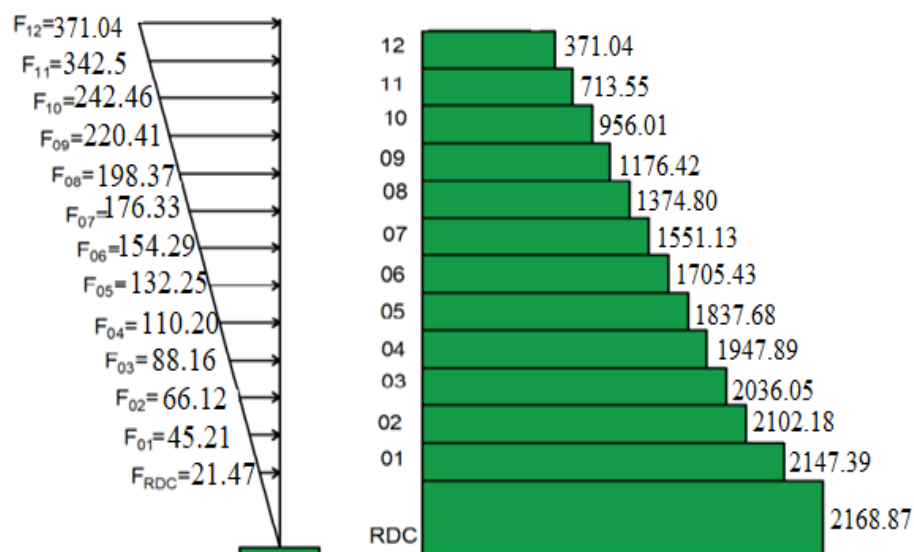


Figure V4 : Distribution de la résultante des forces sismique et l'effort tranchant sens X.

➤ **Distribution des forces sismiques (sens Y) :**

Tableau V. 12 : Distribution des forces sismiques (sens Y) au niveau de chaque étage.

Niveau	$W_i(\text{KN})$	$h_i(\text{m})$	$V_Y-F_t(\text{KN})$	$W_i \times h_i$	$F_{iY}(\text{KN})$	$V_{iY}(\text{KN})$
RDC	1142.1	3.06	2242.54	3494.83	22.20	383.65
1	1202.21	6.12	2242.54	7357.53	46.74	737.78
2	1172.16	9.18	2242.54	10760.43	68.37	988.47
3	1172.16	12.24	2242.54	14347.24	91.16	1216.37
4	1172.16	15.3	2242.54	17934.05	113.95	1421.48
5	1172.16	18.36	2242.54	21520.86	136.74	1603.8
6	1172.16	21.42	2242.54	25107.67	159.53	1763.33
7	1172.16	24.48	2242.54	28694.48	182.32	1900.07
8	1172.16	27.54	2242.54	32281.29	205.11	2014.02
9	1172.16	30.6	2242.54	35868.1	227.90	2105.18
10	1172.16	33.66	2242.54	39454.91	250.69	2173.55
11	1517.84	36.72	2242.54	55735.1	354.13	2220.29
12	1517.84	39.78	2242.54	60379.68	383.65	2242.49

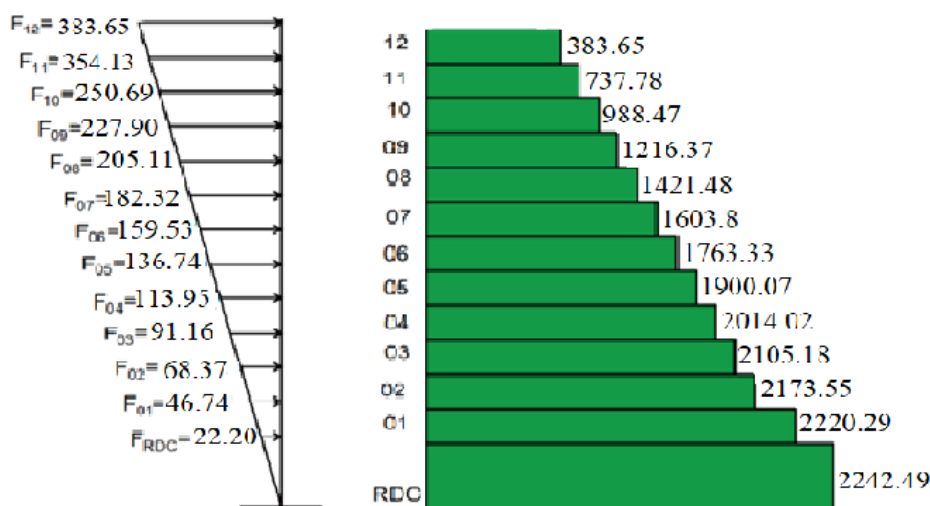


Figure V.5 : Distribution de la résultante des forces sismique et l'effort tranchant sens Y.

V.7.4. Vérification les déplacements : :(RPA2024 art 4.5.2)

Déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit:

$$\delta_k = \frac{R}{Q_F} \delta_{ek}$$

Avec:

δ_k : Déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure.

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismique F_i .

R : Coefficient de comportement .

Q_F : coefficient de qualité .

Δ_k : Le déplacement relatif au niveau« k »par rapport au niveau« k-1 »est égal à $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

D'après art 5.10 RPA2024 :

Les déplacements relatifs latéraux ne doivent pas dépasser les limites, Δ_k données dans le Tableau :

$$v_A \cdot \Delta_k \leq \bar{\Delta}_k$$

Type de Structure	Déplacement limite: $\bar{\Delta}_k$
Bâtiments en Acier	0.0100 h_k
Bâtiments en Béton Armé	0.0075 h_k
Bâtiment en PAF	0.0050 h_k
Bâtiments en Bois	0.0075 h_k
Bâtiments en Maçonnerie Chainée	0.0050 h_k

Légende: h_k est la hauteur du niveau « k »
Le coefficient réducteur v_A est défini en § 1.2 : il est pris égal à 0.5

Table 5.2: Valeurs limites des déplacements inter-étages

Figure V.6: tableau 5.2 RPA2024

On a bâtiment d'habitation Δ_k limites à 0.0075. $h_k \cdot \bar{\Delta}_k$

$$\bar{\Delta}_k = 0.0075 \times 3.06 = 0.0229 \text{ m} = 2.3 \text{ cm}$$

Tableau V. 13: Déplacements absolus pour les deux sens.

Etages	$\delta_{kx}(\text{cm})$	$\Delta_x(\text{cm})$	$\delta_{ky}(\text{cm})$	$\Delta_y(\text{cm})$	$\Delta_k^- (\text{cm})$	$\Delta_k < \bar{\Delta}_k$
RDC	0.15	0.15	0.15	0.15	2.30	CV
1	0.48	0.33	0.47	0.31	2.30	CV
2	0.91	0.42	0.86	0.38	2.30	CV
3	1.37	0.46	1.26	0.40	2.30	CV
4	1.84	0.47	1.68	0.41	2.30	CV
5	2.31	0.46	2.08	0.40	2.30	CV
6	2.75	0.44	2.47	0.38	2.30	CV
7	3.17	0.41	2.84	0.36	2.30	CV
8	3.56	0.38	3.17	0.33	2.30	CV
9	3.90	0.34	3.46	0.29	2.30	CV
10	4.20	0.29	3.72	0.25	2.30	CV
11	4.45	0.25	3.93	0.21	2.30	CV
12	4.67	0.21	4.10	0.16	2.30	CV

Donc : Les déplacements relatifs inter-étages sont vérifiés et par conséquent le critère de justification de la Sécurité de (Article : 5.10) du RPA2024 et vérifier

V.7.5. Vérification vis-à-vis de l'effet (P-Δ) : RPA2024 (art 5.9)

L'effet du second ordre (ou effet de P-Δ) peut être négligé lorsque la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_k = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0.10$$

Avec :

Δ_k : défini comme: $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associée au-dessus de niveau k

$$P_k = \sum_{i=k}^n (G_i + \psi \cdot Q_i)$$

h_k : hauteur du niveau « k ».

V_k : effort tranchant d'étage au niveau k.

Tableau V. 14 : Vérification de l'effet P-Δ pour les deux sens.

Etage	h_k [m]	P_k [KN]	Sens X			Sens Y		
			Δ_k [cm]	V_x [KN]	θ_k	Δ_k [cm]	V_y [KN]	θ_k
12	3.06	1517.84	0.21	407.53	0.0025	0.16	414.64	0.002
11	3.06	3035.68	0.25	781.89	0.0032	0.21	797.99	0.0026
10	3.06	4207.84	0.29	1041.88	0.0038	0.25	1064.77	0.0032
9	3.06	5380	0.34	1272.29	0.0047	0.29	1301.11	0.0039
8	3.06	6552.16	0.38	1475.56	0.0055	0.33	1509.46	0.0047
7	3.06	7724.32	0.41	1655.69	0.0063	0.36	1694.06	0.0054
6	3.06	8896.48	0.44	1816.36	0.0071	0.38	1858.92	0.0060
5	3.06	10068.64	0.46	1959.17	0.0077	0.41	2005.89	0.0067
4	3.06	11240.8	0.47	2082.67	0.0083	0.41	2133.76	0.0070
3	3.06	12412.96	0.46	2182.84	0.0085	0.40	2238.56	0.0073
2	3.06	13585.12	0.42	2254.85	0.0082	0.38	2315.21	0.0073
1	3.06	14787.33	0.33	2296.09	0.0069	0.31	2360.19	0.0064
RDC	3.06	15929.39	0.15	2309.55	0.0033	0.15	2375.57	0.0033

On remarque que les valeurs de θ_k inférieure à 0.1 donc l'effet P-Δ n'a pas d'influence sur la structure.

Nous constatons que les déplacements inter étage ne dépassent pas le déplacement admissible, alors la condition de l'art 5.10 du RPA 2024 est vérifiée.

V.7.6. Vérification au renversement : RPA2024 (art.4.41)

La vérification se fera pour les deux sens (longitudinal et transversal) avec la relation suivante:

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1.5$$

Mr : Moment de renversement provoqué par les charges horizontales.

$$M_r = \sum F_i \times h_i$$

MS : moment stabilisateur provoqué par les charges verticales.

$$M_s = W \times (X_G ; Y_G)$$

W : Le poids total de la structure.

XG ; YG : Dimension de la structure (Largeur ou Longueur).

Tableau V.15: Moment de renversement provoqué par les charges horizontales pour les deux sens.

Etage	h _i [m]	Sens X		Sens Y	
		F _{ix} (KN)	F _{ix} × h _i	F _{iy} (KN)	F _{iy} × h _i
RDC	3.06	21.476	65.71	22.20	67.93
1	6.12	45.214	276.70	46.74	286.04
2	9.18	66.124	607.01	68.37	607.01
3	12.24	88.167	1079.16	91.16	1115.79
4	15.3	110.209	1686.19	113.95	1743.43
5	18.36	132.251	2428.12	136.74	2510.54
6	21.42	154.293	3304.95	159.53	3417.13
7	24.48	176.335	4316.68	182.32	4463.19
8	27.54	198.377	5463.30	205.11	5648.72
9	30.6	220.41	6744.54	227.90	6973.74
10	33.66	242.461	8146.68	250.69	8438.22
11	36.72	342.507	12576.85	354.13	13003.65
12	39.78	371.049	14760.32	383.65	15261.59
Mr = ∑ F_i × h_i			61456.21	/	63536.96

➤ Vérifications :

• Sens X :

$$M_s = 15929.39 \times 8.57 = 136514.90$$

$$\frac{M_s}{M_r} = \frac{136514.90}{61456.21} = 2.22 \geq 1.5 \Rightarrow \text{C. V}$$

• Sens-Y :

$$M_s = 15929.39 \times 11.64 = 185418.099$$

$$\frac{M_s}{M_r} = \frac{185418.099}{63536.96} = 2.9 \geq 1.5 \Rightarrow \text{C. V}$$

V.7.7. Caractéristique géométrique et massique :

V.7.7.1. Centre de masse :

La détermination du centre de gravité des masses est basée sur le calcul des centres des masses de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, plancher, escalier, voiles, balcons, maçonnerie extérieur, ...etc.).

Les coordonnées du centre de gravité des masses sont données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i \cdot X_i}{\sum M_i} \qquad Y_G = \frac{\sum M_i \cdot Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

M_i : masse de l'élément considéré.

X_i, Y_i : coordonnées du centre de gravité de l'élément i par rapport au repère globale.

V.7.7.2. Centre de torsion :

Le centre de torsion est le centre des rigidités des éléments de contreventement du bâtiment. Autrement dit, c'est le point par lequel passe la résultante des réactions des voiles, et des poteaux.

Les coordonnées du centre des rigidités peuvent être déterminé par les formules ci-après :

$$X_{CT} = \frac{\sum L_{xj} \cdot X_j}{\sum X_j} \qquad Y_{CT} = \frac{\sum L_{Yj} \cdot Y_j}{\sum Y_j}$$

X_{CT}, Y_{CT} : Coordonnées du centre de rigidité (ou de torsion.)

Avec :

L_{xi} : Inertie de l'élément i dans le sens y .

X_i : Abscisse de l'élément L_{yi} .

L_{yi} : Inertie de l'élément i dans le sens x .

Y_i : Ordonnée de l'élément L_{xi} .

V.6.7.3. L'excentricité théorique et accidentelle :

➤ L'excentricité théorique :

L'excentricité est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion, donnée par les formules suivant :

$$e_x = | X_{CT} - X_{CM} | \quad e_y = | Y_{CT} - Y_{CM} |$$

➤ L'excentricité accidentelle :

L'excentricité exigée par le **RPA 2024(art4.2.7)** est de **5%** de la plus grande dimension en plan du bâtiment :

- $e_{ax} = 0.05 L_x$ avec : $L_x = 20.00$ m $e_{ax} = 1$ m.
- $e_{ay} = 0.05 L_y$ avec : $L_y = 22.60$ m $e_{ay} = 1.13$ m.

L'excentricité à prendre dans le calcul :

- $e_x = 1$ m.
- $e_y = 1.13$ m.

Le tableau suivant résume les résultats :

Tableau V. 16 : Les résultats des différents centres de gravité et de rigidité.

Etage	W [kN]	Position du centre de masse		Position du centre de torsion		Excentricité	
		X _G (m)	Y _G (m)	X _{CR} (m)	Y _{CR} (m)	E _x (m)	E _y (m)
RDC	1142.1	8.57	11.64	10.53	11.30	1.96	0.34
1	1202.21	8.65	11.84	10.53	11.30	1.88	0.54
2	1172.16	8.61	11.74	10.53	11.30	1.92	0.44
3	1172.16	8.61	11.74	10.53	11.30	1.92	0.44
4	1172.16	8.61	11.74	10.53	11.30	1.92	0.44
5	1172.16	8.61	11.74	10.53	11.30	1.92	0.44
6	1172.16	8.61	11.74	10.53	11.30	1.92	0.44
7	1172.16	8.61	11.74	10.53	11.30	1.92	0.44
8	1172.16	8.61	11.74	10.53	11.30	1.92	0.44
9	1172.16	8.61	11.74	10.53	11.30	1.92	0.44
10	1172.16	8.61	11.74	10.53	11.30	1.92	0.44
11	1517.84	8.56	11.76	10.53	11.30	1.96	0.46
12	1517.84	8.56	11.77	10.53	11.30	1.97	0.46

V.7.8. Vérification de l'effort normal réduit : RPA2024 (art 7.1)

Il est exigé de faire la vérification à l'effort normal réduit pour éviter l'écrasement de la section du béton après modélisation et cela par la formule suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.35$$

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

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

f_c : Est la résistance caractéristique du béton.

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	2019.83	206.08	97.07	16.34	191.09	169.84
Barre	75	75	75	75	88	79
Noeud	47	26	47	26	60	51
Cas	22 (C) (CQC)	22 (C) (CQC)	23 (C) (CQC)	22 (C) (CQC)	29 (C) (CQC)	22 (C) (CQC)
MIN	-1502.17	-225.76	-97.36	-17.62	-191.09	-177.70
Barre	75	75	75	75	91	79
Noeud	47	26	26	26	63	51
Cas	28 (C) (CQC)	28 (C) (CQC)	29 (C) (CQC)	28 (C) (CQC)	23 (C) (CQC)	28 (C) (CQC)

$$V = \frac{2019.83 \times 10}{50 \times 60 \times 30} = 0.22 \leq 0.35 \quad (\text{CV})$$

La section vérifiée des poteaux

V.8.Conclusion:

Après toutes ces vérifications on peut dire que notre structure est une structure parasismique. Le résultat obtenus par le logiciel ROBOT 2025 (sollicitations des différents éléments) seront utilisés pour le calcul des armatures des éléments principaux (poteaux, poutres et voiles) ce qui va venir dans le chapitre de ferrailage des éléments structuraux.

Chapitre VI :

Etude de vent

VI.1 . Introduction:

Le vent est un phénomène de mouvement de l'aire qui se déplace d'une zone de haute pression vers une zone de basse pression dans le domaine de 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 .Application de RNV 99 :

- Le projet est implanté dans la wilaya de **Jijel** \longrightarrow **Zone I** (annexe -1 : RNV99).
- $q_{ref} = 375 \text{ N/m}^2$ (tableau 2.3 : RNV99).
- Catégorie terrain (IV) (tableau 2.4 : RNV99).

catégories de terrain	K_n	$Z_n(\text{m})$	$Z_{min}(\text{m})$	ε
IV Zone urbaines dont au moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieure à 15 m	0.24	1	16	0.46

Avec : K_T : Facteur de terrain, Z_0 : Paramètre de rugosité.

Z_{min} : Hauteur minimale. Z : Hauteur considérée

- Site plate (tableau 2.5 : RNV99) \longrightarrow $C_t = 1$

C_t : Coefficient de la topographie .

- Le calcul suit la réglementation de calcul d'une structure rectangulaire :

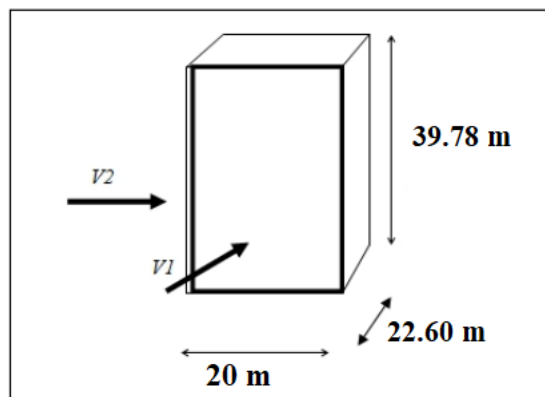
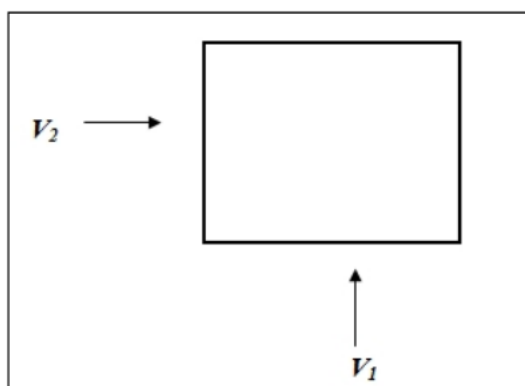


Figure. VI.1: Forme de structure à étudier.

VI.3. Choix du sens du vent : (chap 02 - § 1.1.1 : RNV99).



- **Coefficient dynamique C_d :**

D'après la figure 3.1 page 51. RNV99 (par interpolation)

La structure du bâtiment étant en béton armé.

$V_1 \longrightarrow C_d = 0.94$ m ($h = 39.78$ m ; $b = 22.6$ m)

$V_2 \longrightarrow C_d = 0.92$ m ($h = 39.78$ m ; $b = 20$ m)

$C_d < 1.2$: la structure est peut sensible aux excitations dynamiques

(chap 02 - § 3.2 : RNV99).

- **Evaluation de la pression due au vent (q) :** (chap 02 - § 1.2.2 : RNV99)

$$q_j = C_d \times W_j(Z)$$

$$q_j = C_d \times q_{dyn} \times [C_{pe} - C_{pi}]$$

- **Evaluation de la pression dynamique (q_{dyn}) :** (chap 02 - § 3.2 : RNV99).

$$q_{dyn}(Z) = q_{ref} \times C_e(Z_j)$$

- **Evaluation de C_e (Z) :** (chap 02 - § 3.3 : RNV99).

$$C_e(Z) = C_t^2(Z) \times C_r^2(Z) \times \left[1 + \frac{(7 \times K_T)}{(C_t(Z) \times C_r(Z))} \right]$$

C_r : Coefficient de rugosité.

- **Evaluation de C_r(Z) j :** (chap 02 - § 4.2 : RNV99).

$$C_r(Z) = K_t \times \ln\left(\frac{Z}{z_0}\right) \quad \text{pour : } Z_{min} \leq Z \leq 200 \text{ m}$$

$$C_r(Z) = K_t \times \ln\left(\frac{Z_{min}}{z_0}\right) \quad \text{pour : } Z \leq Z_{min}$$

Tableau VI.1. : Répartition de la pression dynamique.

Z_j (m)	K_n	Z_{min}	Z₀	C_r	C_t	C_e	Q_{dyn} (N/m²)
1.53	0.24	16	1	0.66	1	1.54	577.5
4.59	0.24	16	1	0.66	1	1.54	577.5
7.65	0.24	16	1	0.66	1	1.54	577.5
10.71	0.24	16	1	0.66	1	1.54	577.5
13.77	0.24	16	1	0.66	1	1.54	577.5
16.83	0.24	16	1	0.67	1	1.60	600
19.89	0.24	16	1	0.71	1	1.73	648.75
22.95	0.24	16	1	0.75	1	1.82	682.5
26.01	0.24	16	1	0.78	1	1.92	720
29.07	0.24	16	1	0.80	1	2.01	753.75

32.13	0.24	16	1	0.83	1	2.1	787.5
35.19	0.24	16	1	0.85	1	2.15	806.25
39.78	0.24	16	1	0.88	1	2.25	843.75

VI.4. Evaluation de la pression extérieure (C_{pe}) : (chap 05 - § .1 : RNV99).

Les coefficients de pression externe C_{pe} des constructions à base rectangulaire dépendent de la dimension de la surface chargée. (**Art 1.1.1.1) RNV page 64**)

C_{pe} s'obtient à partir des formules suivantes :

$$C_{pe} = C_{pe.1} \quad \text{si } S \leq 1 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe.1} + (C_{pe, 10} - C_{pe.1}) \times \log_{10}(S) \quad \text{si } 1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe.10} \quad \text{si } S \geq 10 \text{ m}^2$$

S désigne la surface chargée de la paroi considérée.

Dans notre cas : $S \geq 10 \text{ m}^2$ donc $C_{pe} = C_{pe.10}$

➤ **SENS (X-X) V1 :**

• **Parois verticales :**

$$\text{Sens X : } \left\{ \begin{array}{l} h = 30.6 \text{ m ; } b = 22.6 \text{ m ; } d = 20 \text{ m} \\ e = \min [b , 2h] \\ e = 22.6 \text{ m.} \end{array} \right.$$

$$d = 20 \text{ m} \leq e = 22.60 \text{ m} \quad \longrightarrow \quad A' , B' .$$

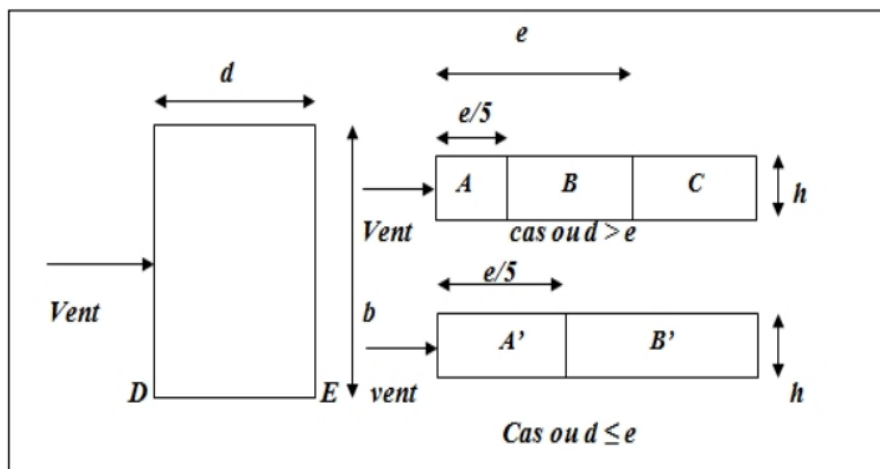


Figure VI.2. : Légende pour les parois verticales.

Tableau VI.2. C_{pe} pour les parois verticales de bâtiment à bas rectangulaire.

AA'		BB'		D		E	
$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
-1.0	-1.3	-0.8	-1.0	+0.8	+1.0	-0.3	-0.3

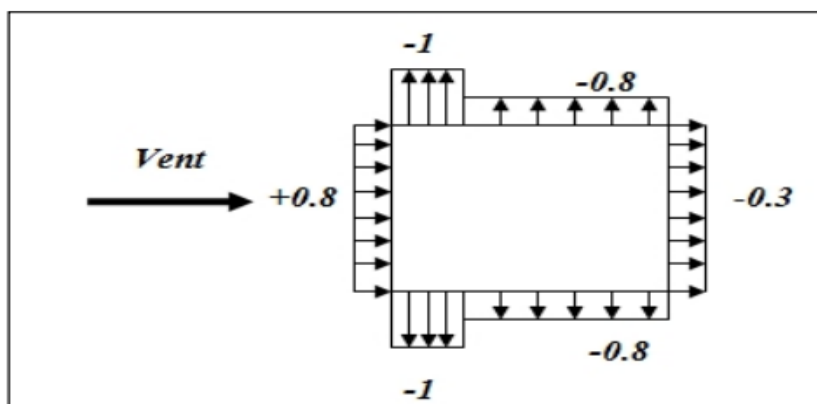


Figure VI.3. Valeur C_{pe} sur les parois verticales.

➤ Toitures :

$C_{pe} = f(h_p/h)$ (tableau 5.2 chap. 5 RNV99)

$$h_p/h = 0.60/39.78 = 0.0150$$

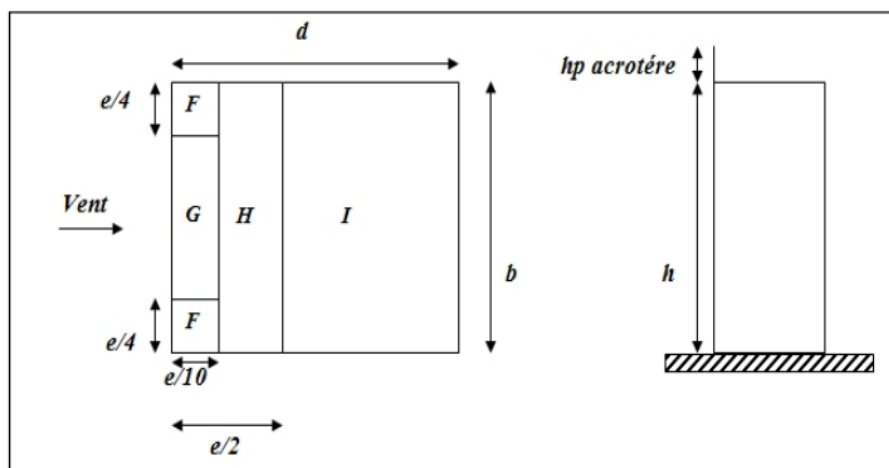


Figure VI.4: Répartition des zones de pression extérieure sur la toiture.

Tableau VI .3. Valeurs des C_{pe} sur la toiture plate.

	F		G		H		I	
	$C_{pe\ 10}$	$C_{pe\ 1}$	$C_{pe\ 10}$	$C_{pe\ 1}$	$C_{pe\ 10}$	$C_{pe\ 1}$	$C_{pe\ 10}$	$C_{pe\ 1}$
$H_p/h = 0.025$	-1.6	-2.2	-1.1	-1.8	-0.7	-1.2	± 0.2	

VI.5. Evaluation de la pression intérieure (C_{pi}) : (chap 05 - §2.2.2 : RNV99)

Le coefficient de pression intérieure C_{pi} des bâtiments avec cloisons intérieures. Les valeurs suivantes doivent être utilisées : $C_{pi} = 0.8$ et $C_{pi} = -0.5$

VI.6 . Evaluation de la pression due vent (q) :

1. Les Parois verticales : $C_{pi}=0.8$

Tableau VI.4. La pression due au vent (q) de la paroi verticale $C_{pi}=0.8$

Zone	Z(m)	C_d	C_{pe}	C_{pi}	$q_{dyn}(N/m^2)$	$q(z)(N/m^2)$
A'	1.53	0.94	-1	0.8	577.5	- 977.13
	4.59				577.5	- 977.13
	7.65				577.5	- 977.13
	10.71				577.5	- 977.13
	13.77				577.5	- 977.13
	16.83				600	-1015.2
	19.89				648.75	-1097.68
	22.95				682.5	-1154.79
	26.01				720	-1218.24
	29.07				753.75	-1275.34
	32.13				787.5	-1332.45
	35.19				806.25	-1364.17
	39.78				843.75	-1427.62
B'	1.53	0.94	-0.8	0.8	577.5	-868.56
	4.59				577.5	-868.56
	7.65				577.5	-868.56
	10.71				577.5	-868.56
	13.77				577.5	-868.56
	16.83				600	-902.4
	19.89				648.75	-975.72
	22.95				682.5	-1026.48
	26.01				720	-1082.88
	29.07				753.75	-1133.64
	32.13				787.5	-1184.4
	35.19				806.25	-1212.6

	39.78				843.75	-1269
D	1.53	0.94	0.8	0.8	577.5	0
	4.59				577.5	0
	7.65				577.5	0
	10.71				577.5	0
	13.77				577.5	0
	16.83				600	0
	19.89				648.75	0
	22.95				682.5	0
	26.01				720	0
	29.07				753.75	0
	32.13				787.5	0
	35.19				806.25	0
	39.78				843.75	0
E	1.53	0.94	-0.3	0.8	577.5	-597.13
	4.59				577.5	-597.13
	7.65				577.5	-597.13
	10.71				577.5	-597.13
	13.77				577.5	-597.13
	16.83				600	-620.4
	19.89				648.75	-670.80
	22.95				682.5	-705.70
	26.01				720	-744.48
	29.07				753.75	-779.37
	32.13				787.5	-814.27
	35.19				806.25	-833.66
	39.78				843.75	-872.43

2. Toiture :

Tableau VI.4 : La due au vent (q) de la toiture $C_{pi}=0.8$.

Zone	Z(m)	C_d	C_{pe}	C_{pi}	$q_{dyn} (N/m^2)$	$q(z) (N/m^2)$
F	39.78	0.94	-1.6	0.8	843.75	-1903.5
G			-1.1			-1506.93
H			-0.7			-1189.68
I			± 0.2			-793.12

3. Parois verticales : $C_{pi}= -0.5$

Tableau VI.5 : La pression due au vent (q) du parois vertical $C_{pi}= -0.5$.

Zone	Z(m)	C_d	C_{pe}	C_{pi}	$q_{dyn}(N/m^2)$	$q(z)(N/m^2)$
A'	1.53	0.94	-1	- 0.5	577.5	-271.42
	4.59				577.5	- 271.42
	7.65				577.5	- 271.42
	10.71				577.5	- 271.42
	13.77				577.5	- 271.42
	16.83				600	-282
	19.89				648.75	-304.91
	22.95				682.5	-320.77
	26.01				720	-338.4
	29.07				753.75	-354.26
	32.13				787.5	-370.12
	35.19				806.25	-378.93
	39.78				843.75	-396.56
	1.53				577.5	-162..85
	4.59				577.5	-162..85
	7.65				577.5	-162..85
	10.71				577.5	-162..85
	13.77				577.5	-162..85

Chapitre VI : Etude de vent

B'	16.83	0.94	-0.8	- 0.5	600	-169.2
	19.89				648.75	-182.94
	22.95				682.5	-192.46
	26.01				720	-203.04
	29.07				753.75	-212.55
	32.13				787.5	-222.07
	35.19				806.25	-227.36
	39.78				843.75	-237.93
D	1.53	0.94	0.8	-0.5	577.5	705.70
	4.59				577.5	705.70
	7.65				577.5	705.70
	10.71				577.5	705.70
	13.77				577.5	705.70
	16.83				600	733.2
	19.89				648.75	792.77
	22.95				682.5	834.015
	26.01				720	879.84
	29.07				753.75	912.08
	32.13				787.5	962.32
	35.19				806.25	985.23
	39.78				843.75	1031.06
E	1.53	0.94	-0.3	- 0.5	577.5	108.57
	4.59				577.5	108.57
	7.65				577.5	108.57
	10.71				577.5	108.57
	13.77				577.5	108.57
	16.83				600	112.8
	19.89				648.75	121.96
	22.95				682.5	128.31

	26.01				720	135.36
	29.07				753.75	141.70
	32.13				787.5	148.05
	35.19				806.25	151.57
	39.78				843.75	158.62

4. Toiture :

Tableau VI.6 : La pression due au vent (q) de la toiture $C_{pi} = -0.5$.

Zone	Z(m)	C_d	C_{pe}	C_{pi}	$q_{dyn} (N/m^2)$	$q(z) (N/m^2)$
F	39.78	0.94	-1.6	-0.5	843.75	-872.43
G			-1.1			-475.87
H			-0.7			-158.62
I			± 0.2			237.93

VI.7. Calcul Force de frottement :

Les forces de frottement concernant les parois parallèles à la direction du Vent.

La force de frottement F_{fr} est donnée par :

$$F_{fr} = \sum (q_{dyn}(Z_j) \times C_{fr,j} \times S_{fr,j}) \quad (\S 1.4.3 \text{ RNV99})[1]$$

J : indique un élément de surface parallèle à la direction du vent.

Z_j: hauteur du centre de l'élément j.

S_{fr,j} : aire de l'élément de surface j.

C_{fr,j} : coefficient de frottement pour l'élément de surface j.

C_{fr} = 0.01 (Tableau 2.1 RNV99)

Pour les parois verticales : **S_{fr} = d x h_j** (Tableau 2.2 RNV99)

Pour la toiture : **S_{fr} = d x b** (Tableau 2.2 RNV99)

Les constructions pour lesquelles les forces de frottement doivent être calculées sont les constructions pour lesquelles soit le rapport $d/b \geq 3$, soit le rapport $d/h \geq 3$ est vérifié.

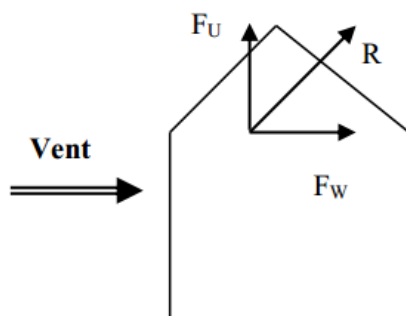
Pour notre structure :

- $d/b = 20/22.60 = 0.884 < 3$condition non vérifiée
- $d/h = 20/39.78 = 0.502 < 3$condition non vérifiée

*Donc les forces de frottements ne seront pas prises en compte.

VI.8. Détermination de la force résultante :

La force résultante R se décompose en deux forces; horizontale et verticale comme le montre la figure ci-dessous) :



FW: correspond à la résultante des forces horizontales agissant sur les parois verticales de la construction et de la composante horizontale des forces appliquées à la toiture.

FU : composante verticale des forces appliquées à la toiture.

La force résultante R est donnée par la formule : $R = \sum (q_i \times S_i) + \sum F_{frj}$

Tableau VI.7 : Valeurs des forces résultantes pour $C_{pi} = 0.8$.

Zone	Z (m)	q (z) (N/m ²)	Surface	R (zx) (N)	R (zy) (N/)
	1.53	0	69.15	0	0

D	4.59	0	69.15	0	0
	7.65	0	69.15	0	0
	10.71	0	69.15	0	0
	13.77	0	69.15	0	0
	16.83	0	69.15	0	0
	19.89	0	69.15	0	0
	22.95	0	69.15	0	0
	26.01	0	69.15	0	0
	29.07	0	69.15	0	0
	32.13	0	69.15	0	0
	35.19	0	69.15	0	0
	39.78	0	69.15	0	0
E	1.53	-597.13	69.15	-41291.54	0
	4.59	-597.13	69.15	-41291.54	0
	7.65	-597.13	69.15	-41291.54	0
	10.71	-597.13	69.15	-41291.54	0
	13.77	-597.13	69.15	-41291.54	0
	16.83	-620.4	69.15	-42900.66	0
	19.89	-670.80	69.15	-46385.82	0
	22.95	-705.70	69.15	-48799.15	0
	26.01	-744.48	69.15	-51480.79	0
	29.07	-779.37	69.15	-53893.43	0
	32.13	-814.27	69.15	-56306.77	0
	35.19	-833.66	69.15	-57647.58	0
	39.78	-872.43	69.15	-60328.5345	0
F	39.78	-1903.5	25.54	0	-48615.39
G	39.78	-1506.93	288.57	0	-434854.79
H	39.78	-1189.68	204.30	0	-243051.62
I	39.78	-793.12	196.62	0	-155943.25

Donc : $R_{xx} = \sum R_{xi} = -572719.64 \text{ N}$

$R_{yy} = \sum R_{yi} = -882465.05 \text{ N}$

Zone	Z (m)	q (z) (N/m ²)	Surface	R (zx) (N)	R (zy) (N/)
D	1.53	705.70	69.15	48799.15	0
	4.59	705.70	69.15	48799.15	0
	7.65	705.70	69.15	48799.15	0
	10.71	705.70	69.15	48799.15	0
	13.77	705.70	69.15	48799.15	0
	16.83	733.2	69.15	50700.78	0
	19.89	792.77	69.15	54820.04	0
	22.95	834.015	69.15	57672.13	0
	26.01	879.84	69.15	60840.93	0
	29.07	912.08	69.15	63070.33	0
	32.13	962.32	69.15	66544.42	0
	35.19	985.23	69.15	68128.65	0
	39.78	1031.06	69.15	71297.799	0
E	1.53	108.57	69.15	7507.61	0
	4.59	108.57	69.15	7507.61	0
	7.65	108.57	69.15	7507.61	0
	10.71	108.57	69.15	7507.61	0
	13.77	108.57	69.15	7507.61	0
	16.83	112.8	69.15	7800.12	0
	19.89	121.96	69.15	8433.53	0
	22.95	128.31	69.15	8872.63	0
	26.01	135.36	69.15	9360.14	0
	29.07	141.70	69.15	9798.55	0
	32.13	148.05	69.15	10237.65	0
	35.19	151.57	69.15	10481.06	0

	39.78	158.62	69.15	10968.57	0
F	39.78	-872.43	25.54	0	-22281.86
G	39.78	-475.87	288.57	0	-137321.80
H	39.78	-158.62	204.30	0	-32406.066
I	39.78	237.93	196.62	0	46781.79

Tableau VI.8. : Valeurs des forces résultante pour $C_{pi} = -0.5$.

Donc : $R_{xx} = \sum x_i R = 850561.12 \text{ N}$

$R_{yy} = \sum y_i R = -125227.92 \text{ N}$

➤ **SENS (y-y) V2 :**

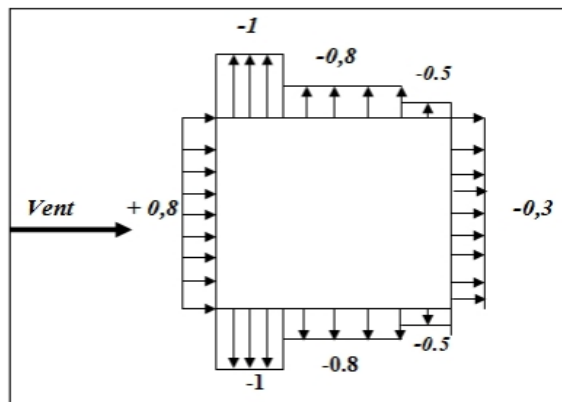
Parois verticales :

Pour $h = 33.66 \text{ m}$, et $b = 20 \text{ m}$: $C_d = 0.92$

$e = \min [b, 2h] = \min [20 \times 39.78] e = 20 \text{ m}$

$d = 22.6 \text{ m} > e = 20 \text{ m} \longrightarrow \text{A, B, C.}$

AA'		BB'		C		D		E	
$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
-1.0	-1.3	-0.8	-1.0	-0.5	-0.5	+0.8	+1.0	-0.3	-0.3



➤ Toitures :

$$C_{pe} = f(h_p/h) : h_p/h = 0.60/39.74 = 0.015$$

	F	G	H	I
C_{pe}	-1.60	-1.1	-0.7	± 0.2

➤ Evaluation de la pression intérieure (C_{pi}) : (chap 05 - §2.2.2 : RNV99)

$$C_{pi} = 0.8 \text{ et } C_{pi} = -0.5$$

➤ Toiture :

Zone	Z(m)	C_d	C_{pe}	C_{pi}	$q_{dyn} (N/m^2)$	$q(z) (N/m^2)$
F	39.78	0.92	-1.6	0.8	843.75	-1863
G			-1.1			-1474.87
H			-0.7			-1164.37
I			± 0.2			-776.25

Evaluation de la pression due vent (q)

➤ Parois verticales :

Zone	Z(m)	C_d	C_{pe}	C_{pi}	$q_{dyn}(N/m^2)$	$q(z)(N/m^2)$
A'	1.53	0.92	-1	0.8	577.5	- 956.34
	4.59				577.5	- 956.34
	7.65				577.5	- 956.34
	10.71				577.5	- 956.34
	13.77				577.5	- 956.34
	16.83				600	-993.6
	19.89				648.75	-1074.33
	22.95				682.5	-1130.22
	26.01				720	-1192.32

	29.07				753.75	-1248.21
	32.13				787.5	-1304.1
	35.19				806.25	-1335.15
	39.78				843.75	-1397.25
B'	1.53	0.92	-0.8	0.8	577.5	-850.08
	4.59				577.5	-850.08
	7.65				577.5	-850.08
	10.71				577.5	-850.08
	13.77				577.5	-850.08
	16.83				600	-883.2
	19.89				648.75	-954.96
	22.95				682.5	-1004.64
	26.01				720	-1059.84
	29.07				753.75	-1109.52
	32.13				787.5	-1159.2
	35.19				806.25	-1186.8
	39.78				843.75	-1242
C	1.53	0.92	-0.5	0.8	577.5	-690.69
	4.59				577.5	-690.69
	7.65				577.5	-690.69
	10.71				577.5	-690.69
	13.77				577.5	-690.69
	16.83				600	-717.6
	19.89				648.75	-775.90
	22.95				682.5	-816.27
	26.01				720	-861.12
	29.07				753.75	-901.48
	32.13				787.5	-941.85
	35.19				806.25	-964.27
	39.78				843.75	-1009.12

D	1.53	0.92	0.8	0.8	577.5	0
	4.59				577.5	0
	7.65				577.5	0
	10.71				577.5	0
	13.77				577.5	0
	16.83				600	0
	19.89				648.75	0
	22.95				682.5	0
	26.01				720	0
	29.07				753.75	0
	32.13				787.5	0
	35.19				806.25	0
	39.78				843.75	0
E	1.53	0.92	-0.3	0.8	577.5	-584.43
	4.59				577.5	-584.43
	7.65				577.5	-584.43
	10.71				577.5	-584.43
	13.77				577.5	-584.43
	16.83				600	-607.2
	19.89				648.75	-656.53
	22.95				682.5	-690.69
	26.01				720	-728.64
	29.07				753.75	-762.79
	32.13				787.5	-796.95
	35.19				806.25	-815.925
	39.78				843.75	-853.87

Dans le cas de bâtiments avec cloisons intérieure ; les valeurs suivantes doivent être utilisées :

C_{pi} = -0.5

➤ Toiture :

Zone	Z(m)	C _d	C _{pe}	C _{pi}	q _{dyn} (N/m ²)	q(z) (N/m ²)
F	39.78	0.92	-1.6	-0.5	843.75	-853.87
G			-1.1			-465.75
H			-0.7			-155.25
I			±0.2			-232.87

➤ Parois verticales

Zone	Z(m)	C _d	C _{pe}	C _{pi}	q _{dyn} (N/m ²)	q(z)(N/m ²)
A'	1.53	0.92	-1	- 0.5	577.5	- 265.65
	4.59				577.5	- 265.65
	7.65				577.5	- 265.65
	10.71				577.5	- 265.65
	13.77				577.5	- 265.65
	16.83				600	-276
	19.89				648.75	-298.42
	22.95				682.5	-313.95
	26.01				720	-331.2
	29.07				753.75	-346.72
	32.13				787.5	-362.25
	35.19				806.25	-370.87
	39.78				843.75	-388.12
B'	1.53	0.92	-0.8	- 0.5	577.5	-159.39
	4.59				577.5	-159.39
	7.65				577.5	-159.39
	10.71				577.5	-159.39
	13.77				577.5	-159.39
	16.83				600	-165.6
	19.89				648.75	-179.05

	22.95				682.5	-188.37
	26.01				720	-198.72
	29.07				753.75	-208.035
	32.13				787.5	-217.35
	35.19				806.25	-222.52
	39.78				843.75	-232.87
C	1.53	0.92	-0.5	-0.5	577.5	0
	4.59				577.5	0
	7.65				577.5	0
	10.71				577.5	0
	13.77				577.5	0
	16.83				600	0
	19.89				648.75	0
	22.95				682.5	0
	26.01				720	0
	29.07				753.75	0
	32.13				787.5	0
	35.19				806.25	0
	39.78				843.75	0
D	1.53	0.92	0.8	- 0.5	577.5	690.69
	4.59				577.5	690.69
	7.65				577.5	690.69
	10.71				577.5	690.69
	13.77				577.5	690.69
	16.83				600	717.6
	19.89				648.75	775.90
	22.95				682.5	816.27
	26.01				720	861.12
	29.07				753.75	901.48
	32.13				787.5	941.85

	35.19				806.25	964.27
	39.78				843.75	1009.12
E	1.53	0.92	-0.3	-0.5	577.5	106.26
	4.59				577.5	106.26
	7.65				577.5	106.26
	10.71				577.5	106.26
	13.77				577.5	106.26
	16.83				600	110.4
	19.89				648.75	119.37
	22.95				682.5	125.58
	26.01				720	132.48
	29.07				753.75	138.69
	32.13				787.5	144.9
	35.19				806.25	148.35
	39.78				843.75	155.25

➤ **Force de frottement : (chap 02 - § .1.4. : RNV99).**

$$F_{fr} = \sum (q_{dYn}(Z_j) \times C_{fr,j} \times S_{fr,j})$$

$d/b = 22.6 / 20 = 1.13 < 3$condition non vérifié

$d/h = 22.6 / 39.78 = 0.56 < 3$condition non vérifié

Donc les forces de frottements ne seront pas prises en comptes

➤ **Action de l'ensemble : (chap 02 - § .1.4. : RNV99).**

Zone	Z (m)	q (z) (N/m ²)	Surface	R (zx) (N)	R (zy) (N/)
	1.53	0	61.2	0	0
	4.59	0	61.2	0	0
	7.65	0	61.2	0	0
	10.71	0	61.2	0	0
	13.77	0	61.2	0	0

D	16.83	0	61.2	0	0
	19.89	0	61.2	0	0
	22.95	0	61.2	0	0
	26.01	0	61.2	0	0
	29.07	0	61.2	0	0
	32.13	0	61.2	0	0
	35.19	0	61.2	0	0
	39.78	0	61.2	0	0
E	1.53	-584.43	61.2	-35767.11	0
	4.59	-584.43	61.2	-35767.11	0
	7.65	-584.43	61.2	-35767.11	0
	10.71	-584.43	61.2	-35767.11	0
	13.77	-584.43	61.2	-35767.11	0
	16.83	-607.2	61.2	-37160.64	0
	19.89	-656.53	61.2	-40179.63	0
	22.95	-690.69	61.2	-42270.22	0
	26.01	-728.64	61.2	-44592.76	0
	29.07	-762.79	61.2	-46682.78	0
	32.13	-796.95	61.2	-48773.34	0
	35.19	-815.925	61.2	-49934.30	0
	39.78	-853.87	61.2	-52256.84	0
F	39.78	-1863	25.54	0	-47581.02
G	39.78	-1474.87	20	0	-37653.43
H	39.78	-1164.37	160	0	-237880.79
I	39.78	-776.25	252	0	-152626.27

Donc : $R_{xx} = \sum R_{xi} = -540686.06 \text{ N}$

$R_{yy} = \sum R_{yi} = -324641.51 \text{ N}$

Zone	Z (m)	q (z) (N/m ²)	Surface	R (zx) (N)	R (zy) (N/)
D	1.53	690.69	61.2	42270.22	0
	4.59	690.69	61.2	42270.22	0
	7.65	690.69	61.2	42270.22	0
	10.71	690.69	61.2	42270.22	0
	13.77	690.69	61.2	42270.22	0
	16.83	717.6	61.2	43917.12	0
	19.89	775.90	61.2	47485.08	0
	22.95	816.27	61.2	49955.72	0
	26.01	861.12	61.2	52700.54	0
	29.07	901.48	61.2	55170.57	0
	32.13	941.85	61.2	57641.22	0
	35.19	964.27	61.2	59013.32	0
	39.78	1009.12	61.2	61758.14	0
E	1.53	106.26	61.2	6503.13	0
	4.59	106.26	61.2	6503.13	0
	7.65	106.26	61.2	6503.13	0
	10.71	106.26	61.2	6503.13	0
	13.77	106.26	61.2	6503.13	0
	16.83	110.4	61.2	6756.48	0
	19.89	119.37	61.2	7305.44	0
	22.95	125.58	61.2	7685.49	0
	26.01	132.48	61.2	8107.77	0
	29.07	138.69	61.2	8487.82	0
	32.13	144.9	61.2	8867.88	0
	35.19	148.35	61.2	9079.02	0
	39.78	155.25	61.2	9501.3	0
F	39.78	-853.87	25.54	0	-21807.84
G	39.78	-465.75	20	0	-11890.59
H	39.78	-155.25	160	0	-31717.57

I	39.78	-232.87	252	0	-45786.89
---	-------	---------	-----	---	-----------

Donc :

$$R_{xx} = \sum R_{xi} = 737299.66 \text{ N}$$

$$R_{yy} = \sum R_{yi} = -111202.89 \text{ N}$$

➤ **Vérification:**

Effort	Vent	Séisme
$V_x(T)$	85.05	230.954
$V_y(T)$	12.52	237.557

VI.9. Conclusion :

On conclusion, nous pouvons déduire que les effets du séisme sont plus fort par rapport aux effets du vent qui on peut négliger ces derniers ne seront pris en considération pour la vérification de la résistance et de la stabilité de l'ouvrage.

Chapitre VII :

Ferraillage des éléments structuraux

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 manière à résister aux combinaisons des différentes actions en considérant les combinaisons les plus défavorables.

La réglementation en vigueur **BAEL 91** et **RPA 2024** nous dictent un certain nombre de combinaisons avec lesquelles nous allons travailler.

VII.2 Combinaisons d'actions :

➤ **BAEL 91** : Combinaisons fondamentales ou bien durables et transitoires;

- $1.35G + 1.5Q$ à **E.L.U.**
- $G + Q$ à **E.L.S.**

➤ **RPA2024**: Combinaisons accidentelles :

- $G + \psi .Q + E1$
- $G + \psi .Q + E$

Tableau VII.1 : Coefficient de sécurité et Caractéristiques mécaniques.

Situation	Béton			Acier (FeE400)		
	γ_b	f_c 28(MPas)	σ_b (MPas)	γ_s	f_e (MPas)	σ_s (MPas)
Durable	1.5	30	17	1.5	400	348
Accidentelle	1.2	30	21.25	1	400	400

VII.3 Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont soumis à des efforts normaux et à des moments fléchissant, qui sont dus à (G), (Q) et l'effort sismique (E), ainsi que des efforts tranchants.

Leur ferrailage longitudinal se fera en flexion composée avec une fissuration peu nuisible.

Les armatures seront déterminées sous les couples de sollicitations suivants :

- 1) $N_{axe} \rightarrow M_{corr}$
- 2) $M_{Max} \rightarrow N_{corr}$
- 3) $N_{Min} \rightarrow M_{corr}$

VII.3.1 Recommandation de l’RPA 2024:

D’après le RPA2024 [(article 7.4.2)], les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

a) Armatures longitudinales :

Leur pourcentage minimal en zone sismique **VI** est limité par:

- Pourcentage minimal (zone **VI**) : 1 %
- Pourcentage maximal :
$$\begin{cases} 4 \% \text{ en zone courante} \\ 8 \% \text{ en zone de recouvrement.} \end{cases}$$
- Le diamètre minimal est de 12 mm
- La longueur minimale de recouvrement est de $60\varnothing L$.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 15cm en zone **VI**
- La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure (VI.1)

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA2024 Sont apportées dans le tableau suivant :

Tableau VII. 2 : Pourcentages minimal et maximal des armatures longitudinales.

Niveau	Section du poteau (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{max} (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
RDC et 12 étages	50×60	30	120	240

b) Armatures transversales :

- **RPA 2024**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées par la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e}$$

V_u : est l'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique des aciers transversaux ($f_e = 235\text{MPa}$).

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par les efforts tranchants.

$$\rho_a = 2.5 \text{ Si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_a = 3.75 \text{ Si } \lambda_g < 5.$$

$$\text{Avec : } \lambda_g = \min \left[\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right]$$

λ_g : est l'élancement géométrique du poteau.

a, b : sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

l_f : Longueur de flambement du poteau.

S_t : est l'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule (A), Par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit :

- **La zone nodale** : $S_t \leq \min(b_0/3, 10\text{cm}, 60\phi_l)$ en zone VI

- **La zone courante** : $S_t \leq \left(\frac{b_1}{2}, \frac{h_1}{2}, 10\phi_l\right)$ en zone VI

ϕ_l : Le diamètre minimal des armatures longitudinales (zone critiques)

- **La quantité d'armatures transversales minimale :**

$$\frac{A_t}{t \times b_1} \text{ En \% est donnée comme suit :}$$

Si :

$$-\lambda g \geq 5 : 0.3 \%$$

$$-\lambda g \leq 3 : 0.8 \%$$

– $3 < \lambda g < 5$: Interpoler entre les valeurs précédentes.

Où : λg est l'élancement géométrique du poteau :

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° , ayant une longueur droite de (10 ϕ t) minimum.

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées $> 12\text{cm}$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

➤ L'enrobage :

$$C \geq C_0 + \frac{\phi}{2} \quad \text{Où } C_0 = 1 \text{ cm (fissuration peu préjudiciable) [(BAEL91 A.7.1)]}$$

$$\phi = \frac{h}{10} = \frac{60}{10} = 6 \text{ cm}$$

$$C \geq 1 + \frac{7}{2} = 4 \text{ cm}$$

$$d = h - c = 60 - 4 = 56 \text{ cm} \quad ; \quad \text{Acier Fe E400} \quad ; \quad f_{c30} = 30 \text{ MPa}$$

VII.3.2. Les sollicitations dans les poteaux :

Tableau VII.3 : Les résultats des efforts et moments pour chaque Combinaison dans les poteaux.

ELU		ELS		G+Q+Ex+0.3Ey		G+Q-Ex-0.3Ey	
N _{MAX} (KN)	M _{COR} (KN.m)	N _{MAX} (KN)	M _{COR} (KN.m)	M _{MAX} (KN.m)	N _{COR} (KN)	N _{MIN} (KN)	M _{COR} (KN.m)
1532.65	0.27	1098.29	0.19	191.19	1054.96	-1497.92	-165.73

VII.3.2. Calcul des ferrailages :

VII. 3.2.1. Armatures longitudinales :

Le calcul du ferrailage est en **flexion composée** dans les deux sens **Y** et **Z**, car le poteau est sollicité par un effort normal **N** et deux moments fléchissant **My** et **Mz**.

➤ **ELU :**

$$\begin{cases} N_{\max} = 1532.65 \text{ KN} \\ M_{\text{cor}} = 0.27 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Selon l'article (**A.4.4 du BAEL91**), on adoptera une excentricité totale de calcul :

$$e = e_1 + e_2 \quad ; \quad e_1 = e_0 + e_a$$

e_1 : Excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.

e_2 : Excentricité dus aux effets du second ordre.

e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (Après exécution).

$$e_0 = \frac{M_{\text{corr}}^y}{N_{\max}} = \frac{0.27}{1532.65} = 0.00176 \text{ m} = 0.17 \text{ cm}$$

$$e_a = \max\left(2 \text{ cm} ; \frac{L}{250}\right) = \max\left(2 \text{ cm} ; \frac{306}{250} = 1.224 \text{ cm}\right) = 2 \text{ cm} .$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 0.17 + 2 = 2.17 \text{ cm}$$

L : hauteur totale du poteau.

$$L_f = 0.7 \times L_0 = 0.7 \times 3.06 = 2.142 \text{ m}.$$

$$\text{Si } \frac{l_f}{h} < \max\left(15 ; 20 \times \frac{e_1}{h}\right)$$

On pourra utiliser la méthode forfaitaire.

$$\frac{2.142}{0.6} = 3.57 < \max\left(15 ; 20 \times \frac{4.67}{60} = 1.55\right) = 15 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifier}$$

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{h} = \sqrt{12} \times \frac{2.142}{0.6} = 12.36$$

Donc : les effets du second ordre doivent être considérés d'une manière forfaitaire :

$$\text{Alors : } \lambda \leq 50 \quad \alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{12.36}{35}\right)^2} = 0.83$$

\emptyset : Généralement égal à 2.

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 \times h} \times (2 + \alpha \emptyset) = \frac{3 \times 2.142^2}{10^4 \times 0.60} \times (2 + 0.83 \times 2) = 0.0083 \text{ m} = 0.83 \text{ cm}$$

$$e = e_1 + e_2 = 2.17 + 0.83 = 3 \text{ cm.}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{utm}} \times e = 1532.65 \times 0.03 = 45.97 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} N_{\text{max}} = 1532.65 \text{ KN} \\ M_{\text{corrigé}} = 45.97 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b = (0.337 \times 60 - 0.81 \times 4) 50 \times 60 \times 17 = 865980 \text{ N.m}$$

$$A = 865980 \text{ N.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{\text{ua}}$$

$$M_{\text{ua}} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 45.97 + 1532.65 \times (0.56 - \frac{0.60}{2}) = 410.441 \text{ KN.m}$$

$$B = (1532.65 \times (0.56 - 0.04) - 410.44) = 386.54 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = A - B = 865.980 - 386.54 = 479.44 \text{ KN.m}$$

$$M_3 > M_{\text{ua}}$$

Alors : $A > B$; Donc la section est partiellement comprimée.

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_b = 17 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\mu = \frac{M_{\text{ua}}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{410.441 \times 10^3}{17 \times 50 \times 56^2} = 0.153 < \mu_l = 0.392$$

La section est simplement armée.

$$\alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2(0.153)}] = 0.208 \quad \alpha < \alpha_{AB} = 0.259 \dots\dots CV$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4(0.208) = 0.91$$

$$A^f = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot \beta \cdot d} = \frac{410.441 \times 10^3}{348 \times 0.91 \times 56} = 23.14 \text{ cm}^2$$

$$A = A^f - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 23.14 - \frac{1532.65}{100 \times 348} \times 10^3 = -20.90 \text{ cm}^2$$

Alor $A=0$

Donc la section du béton résiste aux efforts de compression et on pas besoin à des armatures de compression.

Cas : G+Q+Ex+0.3Ey

$M_{MAX} = 191.19 \text{ KN.m}$; $N_{corr} = 1054.96 \text{ KN}$

$$e_a = \max\left\{2\text{cm}; \frac{L}{250}\right\} = \max\left\{2\text{cm}; \frac{306}{250}\right\} = 2\text{cm}$$

$$e_0 = \frac{M_U}{N_U} = \frac{191.19}{1054.96} = 0.18\text{m} = 18 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 2 + 18 = 20 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 \times h} \times (2 + \alpha \times \phi)$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.142^2}{10^4 \times 0.60} \times (2 + 0.83 \times 2) = 0.0083\text{m} = 0.83\text{cm}$$

$$e = e_1 + e_2 = 20 + 0.83 = 20.83\text{cm} = 0.208 \text{ m}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{utm}} \times e = 1054.96 \times 0.208 = 219.43\text{KN.m}$$

Les efforts corrigés seront :

$$\begin{cases} N_{\text{max}} = 1054.96\text{KN} \\ M_{\text{corr}} = 219.43 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 60 - 0.81 \times 4) \cdot 50 \times 60 \times 17 = 865.980 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 219.43 + 1054.96 \times (0.56 - \frac{0.60}{2}) = 493.71\text{KN.m}$$

$$B = (1054.96(0.56 - 0.04) - 493.71) = 54.86 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = A - B = 865.98 - 54.86 = 811.12\text{KN.m}$$

$\Rightarrow A > B$; Donc la section est partiellement comprimée.

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_b = 22.2 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{493.71 \times 10^3}{22.2 \times 50 \times 56^2} = 0.14 < \mu_l = 0.392 \quad \longrightarrow A' = 0$$

La section est simplement armée.

$$\alpha = 1.25[1 - \sqrt{1 - 2(0.14)}] = 0.18 \Rightarrow \alpha < \alpha_{AB} = 0.259 \quad \text{.....CV}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4(0.18) = 0.93$$

$$A^f = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_b \cdot \beta \cdot d} = \frac{493.71 \times 10^3}{400 \times 0.93 \times 56} = 23.69 \text{ cm}^2$$

$$A = A^f - \frac{N}{100 \times \bar{\sigma}_s} = 23.69 - \frac{1054.96}{100 \times 400} \times 10^3 = -2.68 \text{ cm}^2$$

Cas : G+Q-Ex-0.3Ey

N_{min} = -1497.92 KN ; M_{cor} = -165.73 KN.m.

$$e_a = \max\left\{2 \text{ cm}; \frac{L}{250}\right\} = \max\left\{2 \text{ cm}; \frac{306}{250}\right\} = 2 \text{ cm}$$

$$e_0 = \frac{M_U}{N_U} = \frac{-165.73}{-1497.92} = 0.11 \text{ m} = 11 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 2 + 11 = 13 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 \times h} \times (2 + \alpha \times \emptyset)$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.142^2}{10^4 \times 0.60} \times (2 + 0.83 \times 2) = 0.0083 \text{ m} = 0.83 \text{ cm}$$

$$e = e_1 + e_2 = 11 + 0.83 = 11.83 \text{ cm} = 0.11 \text{ m}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{utm}} \times e = 1497.92 \times 0.11 = 164.77 \text{ KN.m}$$

Les efforts corrigés seront :

$$\begin{cases} N_{\min} = -1497.92 \text{ KN} \\ M_{\text{corr}} = 164.77 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 60 - 0.81 \times 4) \times 50 \times 60 \times 17 = 865.980 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{\text{ua}}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 164.77 + 1497.92 \times (0.56 - \frac{0.60}{2}) = 432.29 \text{ KN.m}$$

$$B = (1497.92(0.56 - 0.04) - 432.29) = 346.62 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = A - B = 865.98 - 346.62 = 519.36 \text{ KN.m}$$

$\Rightarrow A > B$; Donc la section est partiellement comprimée.

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_b = 22.2 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{432.29 \times 10^3}{22.2 \times 50 \times 56^2} = 0.12 < \mu_l = 0.392 \quad \longrightarrow A' = 0$$

La section est simplement armée.

$$\alpha = 1.25 \left[1 - \sqrt{1 - 2(0.12)} \right] = 0.16 \Rightarrow \alpha < \alpha_{AB} = 0.259 \text{CV}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4(0.16) = 0.93$$

$$A^f = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_b \cdot \beta \cdot d} = \frac{432.29 \times 10^3}{400 \times 0.93 \times 56} = 20.75 \text{ cm}^2$$

$$A = A^f - \frac{N}{100 \times \bar{\sigma}_s} = 20.75 + \frac{1497.92}{100 \times 400} \times 10^3 = 58.19 \text{ cm}^2$$

VII.3.2.2. Vérification des sections :RPA2024

➤ Condition de non fragilité : BAEL91 art A.4.2

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.19}{1098.29} = 0.00017$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_0 - 0.45 \times d}{e_0 - 0.185 \times d} = 0.23 \times 50 \times 56 \times \frac{2.4}{400} \times \frac{0.00017 - 0.45 \times 56}{0.00017 - 0.185 \times 56} = 9.39 \text{ cm}^2$$

D'après (RPA2024) on a le pourcentage minimal des armatures longitudinales.

$$A_{min} = 1 \% (b \times h) = 0.01(50 \times 60) = 30 \text{ cm}^2 \text{ VI}$$

Condition de non-fragilité BAEL91 art A.4.2 :

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

$$A_{min}^{BAEL} \geq 0.23 \times 50 \times 56 \times \frac{2.4}{400} = 3.86 \text{ cm}^2$$

$$A = (A_{cal}; A_{min}^{BAEL}; A_{min}^{RPA}) = (58.19 ; 3.86 ; 30)$$

Tableau.VII.4 :choix des sections d'armature.

	A _{cal} (cm ²)	A _{min} BAEL (cm ²)	A _{RPA} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)
ELU	0	3.86	30	2×(5HA25 + 2HA20) = 68.72cm ²
Accidentelle	58.19			
	0			

VII.3.2.3 Vérification vis-à-vis de l'E.L. S :

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 : $\sigma_{bc} = 0.6f_{c28} = 18\text{MPa}$

La contrainte d'acier est limitée par : $\overline{\sigma_s} = 400\text{ MPa}$

$$M_{ser} = 0.19 \text{ (KN.m)}$$

$$N_{ser} = 1098.29 \text{ (KN)}$$

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.19}{1098.29} = 0.000172 \text{ m} = 0.017 \text{ cm}$$

$$e_0 = 0.017 < \frac{h}{6} = \frac{60}{6} = 10 \text{ cm}$$

La section est entièrement comprimée et il faut vérifier que $\sigma_b < 0.6 f_{c28} = 18\text{ MPa}$

Nous avons les notions suivantes :

$$B_0 = b \times h + 15 (A) = 50 \times 60 + 15(64.40) = 4159.2 \text{ cm}^2$$

$$v_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{bh^2}{2} + 15(A_1c + A_2d) \right]$$

$$v_1 = \frac{1}{4159.2} \left[\frac{50 \times 60^2}{2} + 15(64.40 \times 4 + 64.40 \times 56) \right] = 35.57 \text{ cm}$$

$$v_2 = h - v_1 = 60 - 35.57 = 24.43 \text{ cm}$$

$$I_{xx} = \frac{b}{3} (v_1^3 + v_2^3) + 15(A_1(v_1 - c_1)^2 + A_2(v_2 - c_2)^2)$$

$$I_{xx} = \frac{60}{3} (35.57^3 + 24.43^3) + 15(32.2(35.57 - 4)^2 + 32.2(24.43 - 4)^2)$$

$$I_{xx}=1874675.69$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}}$$

M_G : Moment de flexion par rapport au centre de gravité de la section rendue homogène.

$$M_G = 0.19 \text{ KN.m}$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}} = \frac{190}{1874675.69} = 0.0001013$$

$$\sigma_0 = \frac{N_{ser}}{100 \times B_0} = \frac{1098.29 \times 10^3}{100 \times 4159.2} = 2.64 \text{ MPa}$$

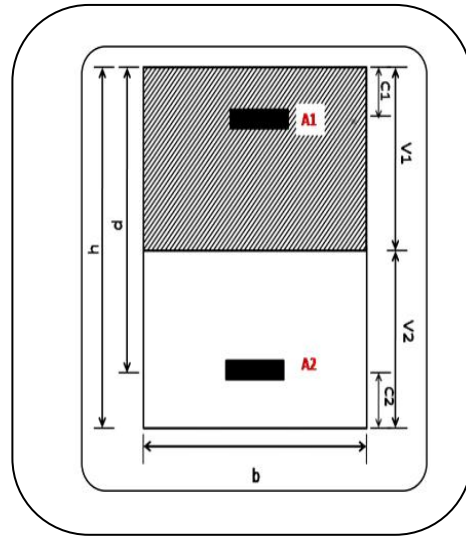


Figure VII. 1: Section de poteau.

$$\sigma_b = \sigma_0 + K \times v_1 = 2.64 + 0.000101 \times 35.57 = 2.64 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 2.64 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots (cv)$$

Donc : les armatures déterminées pour L'E.L. U de résistance conviennent.

La fissuration est peu préjudiciable, alors la vérification de σ_s à L'E.L.S est :

$$\sigma_s^1 = 15[\sigma_0 + K(v_1 - c')] = 15[2.64 + 0.000101(35.57 - 4)] = 39.64 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^2 = 15[\sigma_0 - K(d - v_1)] = 15[2.64 - 0.000101(56 - 35.57)] = 39.56 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^1 = 39.64 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = f_e 400 = 400 \text{ MPa} \dots (C.V)$$

$$\sigma_s^2 = 39.56 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = f_e 400 = 400 \text{ MPa} \dots (C.V)$$

VII.3.2.4 Vérification du poteau à l'effort tranchant :

On prend l'effort tranchant max et on généralise les sections d'armatures pour tous les poteaux. La combinaison (Accidentelle) donne l'effort tranchant max.

$$V_{\max} = 97,06 \text{ KN}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau = \frac{V}{bd} = \frac{97.06 \times 10^3}{500 \times 560} = 0.34 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}) = 4 \text{ MPa} \Rightarrow \tau = 0.34 < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots CV$$

▪ Calcul d'armature transversale :

Selon (**RPA2024:7.4**) les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante : $\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h \times f_e}$

- A_t : section droite ou équivalente des brins de l'armature transversale
- V_u : effort tranchant de calcul
- h_1 : hauteur totale de la section brute dans la direction considérée
- f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale
- ρ_a : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture, par effort tranchant; il est pris égal à 2.50, si l'élancement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5, et égal à 3.75, dans le cas contraire.
- t : espacement des armatures transversales (cf. Figure (7.5)) dont la valeur est déterminée par Eqn. (7.3). Par ailleurs, la valeur maximale de cet espacement est fixée comme suit :
 - dans la zone nodale (zone critique) :

$$\begin{cases} t \leq \text{Min}(10. \emptyset; 12.5 \text{ cm}): \text{en zones I, II et III} \\ t \leq \min\left(\frac{b_0}{3}; 10\text{cm}; 60\emptyset\right): \text{en zones IV, V et VI} \end{cases}$$

Avec :

* b_0 : dimension minimale du noyau béton (à l'intérieur des armatures de confinement)

* ϕ_l : diamètre minimal des barres longitudinales

– dans la zone courante

$$\begin{cases} t' \leq 15\phi_l : \text{en zones I, II et III} \\ t' \leq \text{Min}\left(\frac{b_1}{2}; \frac{h_1}{2}; 10\phi_l\right): \text{en zones IV, V et VI} \end{cases}$$

Où : ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale (Att. b1) en % est donnée comme suit :

$$\begin{cases} 0.3\% \text{ si: } \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\% \text{ si: } \lambda_g \leq 3 \\ \text{interpoler entre les 2 valeurs limites précédentes si: } 3 < \lambda_g < 5 \end{cases}$$

où : λ_g est l'élanement géométrique du poteau:

$$\lambda_g = \left(\frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right)$$

Avec:

a et b, dimensions de la section droite du poteau, dans la direction de déformation considérée; L_f longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135°, ayant une longueur droite de (10 ϕ_t) minimum.

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées > 12cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

Par ailleurs, en cas d'utilisation de poteaux circulaires, il y a lieu d'utiliser des cerces droites individuelles (les cerces hélicoïdales continues sont interdites).

$$L_f = 0.7 \times 3.06 = 2.142$$

$$\lambda_g = \min \left(\frac{2.142}{0.50} \text{ ou } \frac{2.142}{0.60} \right) \quad \lambda_g = 3.57 < 5 \text{ alors : } \rho_a = 3.75$$

RPA2024[Art.7.4]

- La zone nodale : $t \leq \min \left(\frac{b_0}{3}; 10cm; 60\phi \right)$. en prend $t = 10 \text{ cm}$ en zones VI
- La zone courante : $t' \leq \min \left(\frac{b_1}{2}; \frac{h_1}{2}; 10\phi_l \right)$. en prend $t = 15 \text{ cm}$ en zones VI

ϕ_l : Le diamètre minimal des armatures longitudinales

On prend : $S_t = 10 \text{ cm}$ en zone nodale et $S_t = 15 \text{ cm}$ dans la zone courante

■ En zone nodale :

$$A_t = \frac{\rho_a \times v_u}{h \times f_e} S_t = \frac{3.75 \times 97.06 \times 10^3}{60 \times 400} \times 0.10 = 1.51 \text{ cm}^2$$

■ **En zone courant :**

$$A_t = \frac{\rho_a \times v_u}{h \times f_e} S_t = \frac{3,75 \times 97,06 \times 10^3}{60 \times 400} \times 0,15 = 2,27 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA10=3.14 cm²**

■ **Vérification des cadres des armatures minimales :**

D'après RPA99 (7.4.2.2)

Soit la quantité d'armature minimale.

$$\frac{A_t}{S_t b} (\%) = \begin{cases} 0,3\% \Rightarrow si \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \Rightarrow si \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

■ **Dans la zone nodale : t=10 cm**

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0,3\% \Rightarrow A_t = 0,003 \times 10 \times 50 = 1,5 \text{ cm}^2 \text{ Alors la condition est vérifiée.}$$

■ **Dans la zone courant : t =15 cm**

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0,3\% \Rightarrow A_t = 0,003 \times 15 \times 50 = 2,25 \text{ cm}^2 \text{ Alors la condition est vérifiée.}$$

BAEL91 : (art A.8.1,3)

1/ Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3}$

$$\phi_t = 2 \text{ cm}$$

$$\phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 \text{ mm}$$

2/ leur espacement : $S_t \leq \min (15 \phi_\ell ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$

$$S_t = 10 \leq \min (30 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} ; 65 \text{ cm}) \dots\dots\dots (\text{CV})$$

VII.3.2.5 Ferrailage des poteaux :

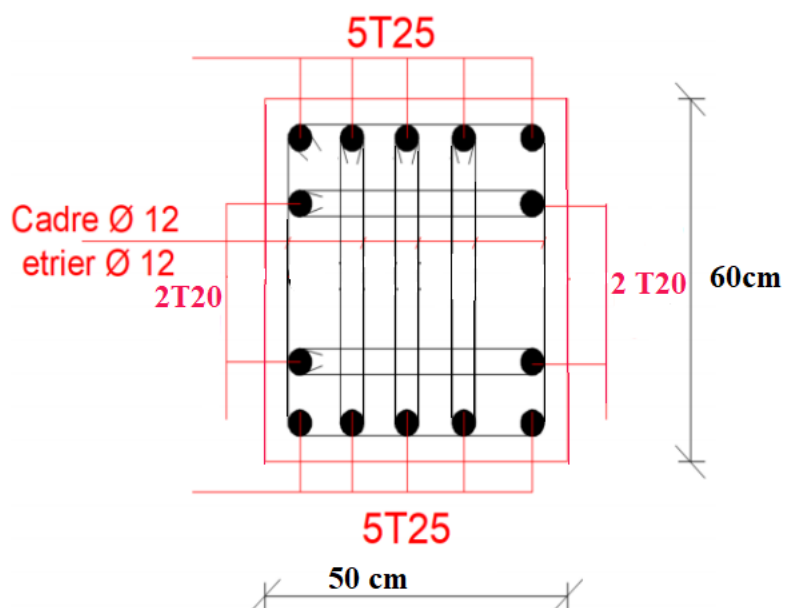


Figure VII. 2: Schéma du ferrailage des poteaux.

VII.4. ferrailage des poutres :

VII.4.1. Introduction :

Les poutres sont des éléments non exposées aux intempéries et sollicitées par des Moments de flexion et des efforts tranchants. Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

VII.4.2. Combinaisons d'actions :

En fonction du type de situation, nous distinguons les combinaisons suivantes :

Selon BAEL 91 :

- 1) E.L.U. : $1,35G + 1,5Q$
- 2) ELS : $G + Q$

Selon le RPA 2024 :

$$G + \psi \cdot Q + E1$$

$$G + \psi \cdot Q + E2$$

VII.4.3. Recommandations du RPA 2024 :

✓ 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

✓ Les poutres, supportant de faibles charges verticales, et sollicitées principalement, par les forces

latérales sismiques, doivent avoir des armatures symétriques avec une section, en travée, au moins

égale à la moitié de la section sur appui.

✓ La longueur minimale de recouvrement est de : 60φ en zones VI.

✓ Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90°. Dans notre cas, nous allons ferrailer les poutres les plus sollicitées.

✓ Le ferrailage sera fait pour une situation accidentelle (le cas la plus défavorable). Les poutres en travée seront ferrillées pour une situation durable transitoire, et en appui pour une situation accidentelle.

VII.4.4. Les sollicitations dans les poutres :

P_p : Poutre principale.

P_s : Poutre secondaire.

Tableau VII.5 : Récapitulatif des valeurs des moments dans les poutres.

Combinaisons	ELU		ELS		G+Q+Ex+0.3Ey		G+Q+Ex-0.3Ey
Moment(KN.m)	En travée	Sur Appui	En travée	Sur appui	En travée	En appui	Sur appui
P_p	30.31	-69.50	21.99	-50.07	197.95	-46.57	-202.58
P_s	26.31	-46.49	18.62	-33.59	184.74	-43.47	-191.04

VII.4.5. Calcul des ferrailages :

➤ Poutre principal :

➤ L'enrobage :

$C \geq C_0 + \frac{\emptyset}{2}$; où $C_0 = 1\text{cm}$ (Fissuration peu préjudiciable) **BAEL91 A.7.1.**

$$\emptyset = \frac{h}{10} = \frac{45}{10} = 4\text{cm} \quad ; \quad C \geq 1 + \frac{4.5}{2} = 3.25\text{ cm} \longrightarrow c = 4\text{ cm}$$

➤ Poutre secondaire :

➤ L'enrobage :

$$\emptyset = \frac{h}{10} = \frac{35}{10} = 3.5 \text{ cm} \quad ; C \geq 1 + \frac{3.5}{2} = 2.75 \text{ cm} \longrightarrow c = 3 \text{ cm}$$

VII.4.5.1. Armatures longitudinales :

➤ ELU :

En travée :

✚ Exemple de calcul :

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{30.51 \times 10^6}{17 \times 300 \times 410^2} = 0.035 < \mu_l = 0.392$$

$$\mu < \mu_l = 0.392 \longrightarrow A' = 0$$

Alors Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right] = 0.044$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.982$$

$$A_l = \frac{M_t}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{30.51 \times 10^4}{348 \times 0.982 \times 410} = 2.18 \text{ cm}^2$$

Chapitre VII : Ferrailage des éléments structuraux

Nous faisons le même calcul pour les autres éléments et les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII. 6: Récapitulatif résultats de l'armature longitudinale.

Etat	Elements	Localisation	M (KN.m)	μ	α	β	A _s (cm ²)
ELU	P_p	Travée	30.51	0.035	0.044	0.982	2.18
		Appui	-53.50	0.062	0.077	0.969	3.84
	P_s	Travée	26.31	0.050	0.064	0.974	2.42
		Appui	-46.49	0.089	0.11	0.956	4.36
ELA	P_p	Travée	197.95	0.23	0.331	0.867	13.92
		Appui	-46.57	0.053	0.068	0.972	2.92
	P_s	Travée	184.74	0.35	0.56	0.77	18.74
		Appui	-43.47	0.083	0.10	0.96	3.53

VI.4.5.2. Les vérifications :

ELS:

- La fissuration est peut nuisible Il n'y a aucune vérification concernant σ_s .
- Pour le béton : section rectangulaire + flexion simple + acier type FeE400, donc la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

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

Tableau VII. 7: Récapitulatif résultats de la vérification à l'E.L.S.

	Localisation	α	M(KN.m)	M _{ser} (KN.m)	γ	f _{c28}	$\bar{\alpha}$	Condition
P_p	Travée	0.331	197.95	21.99	1.37	30	0.48	CV
	Appui	0.068	-46.57	-50.07	0.93	30	0.55	CV
P_s	Travée	0.56	184.74	18.62	1.41	30	0.505	CV
	Appui	0.10	-43.47	-33.59	1.29	30	0.44	CV

➤ ELU :

Condition de non fragilité : BAEL91 (Art :4.2)

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

Le pourcentage minimal d'armature :

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} = 0.001 b \times h = 0.001 \times 30 \times 45 = 1,35 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage minimal d'armature RPA 2024 :

$$A_{\min}^{\text{RPa}} = \alpha \times h \times b = 0,05 \times 30 \times 45 = 6.75 \text{ cm}^2$$

Tableau VII. 8: Récapitulatif résultats du ferrailage.

		A_s (cm ²)	A_{\min} (cm ²)	A_{\min}^{BAEL} (cm ²)	A_{\min}^{RPa} (cm ²)	$A_{\text{adoptée}}$ (cm ²)	Ferrailage utilisée
P_p	Appui	13.92	1.69	1.35	6.75	6.75	3T16+3T20 =15.45
	Travée	2.92	1.69	1.35	6.75	6.75	3T16=6.03
P_s	Appui	18.74	1.32	1.05	5.25	5.25	3T20+3T20 =18.8
	Travée	3.53	1.32	1.05	5.25	5.25	3T20 =9.42

Pourcentage maximal d'après le RPA2024(Art7.5.2.1) :

$$\left\{ \begin{array}{l} 4\% \text{ en zone courante.} \\ 6\% \text{ en zone de recouvrement.} \end{array} \right.$$

■ Exemple de calcul :

P_p -zone courante : $3T16 = 6.03 \text{ cm}^2 < 0.04.b.h = 0.04 \times 30 \times 45 = 54 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$

-zone de recouvrement : $3T16+3T20 = 15.45 \text{ cm}^2 < 0.06.b.h = 0.06 \times 30 \times 45 = 81 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$

Tableau VII. 9: Vérifications des pourcentages maximaux des aciers longitudinaux.

	$A_{appui}(cm^2)$	$A_{travée}(cm^2)$	$A_{max}(cm^2)$		Observation
			zone courante	zone de recouvrement	
Pp	15.45	6.03	54	81	C.V
Ps	18.8	6.88	42	63	C.V

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

-La contrainte tangente : $\tau_u = \frac{Vu}{b \times d}$

$\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \right) = 5 \text{ MPA}$ (fissuration peu préjudiciable)

Tableau VII. 10: Vérification des contraintes tangentielles.

	$V_u(KN)$	$b (cm)$	$d (cm)$	τ_u	$\bar{\tau}_u$	Observation
Pp	158.13	30	41	1.28	5	C.V
Ps	220.69	30	32	2.29	5	C.V

- **Vérification de la flèche : BAEL91 (art. B.6.5.1)**

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées, et on fera le calcul sur la travée la plus chargée.

- **Poutre principale :**

 **Exemple du calcul :**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{45}{500} = 0.09 \geq \frac{1}{16} = 0.0625$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{45}{500} = 0.09 \geq \frac{0.85M_0}{10M_0} = 0.085$$

Nous faisons le même calcul pour les autres éléments et les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII. 11: Vérification des conditions de flèche.

	h/L	1 /16	$\frac{Mt}{10M0}$	4.2 /fe	$\frac{A}{b.d}$	Observation
Pp	0.09	0.0625	0.085	0.0105	0.011	C.V
Ps	0.0875	0.0625	0.085	0.0105	0.015	C.V

VII.4.5.3.. Armatures transversales :

➤ **Diamètre des armatures transversales : BAEL91 (art.A.7.2, 2) :**

$$\varphi_t \leq \min \left(\frac{ht}{35} ; \varphi_l ; \frac{b}{10} \right)$$

φ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

$$\varphi_t \leq \min \left(\frac{45}{35} ; 1.2 ; \frac{30}{10} \right) = 1.2$$

Soit $\varphi_t = 8 \text{ mm}$

➤ **Espacement des armatures transversales :**

• **BAEL 91 (art.A.5.1, 22)**

$$St \leq \min (0.9d; 40 \text{ cm})$$

$$St \leq \min (40.5; 40) \text{ cm} = 40 \text{ cm}$$

• **RPA : D'après RPA2024 (art.7.5.2, 2) :**

• **Dans la Zone nodale :**

$$St \leq \min (h/4; 12 \varphi_l \text{ cm}) = 11.25 \text{ cm}$$

On adopte un espacement de **10 cm** en zone nodale avec longueur suivant :

$$L_r = 2.h = 2 \times 45 = 90 \text{ cm}$$

▪ **Dans la Zone courante :**

$$St \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22.5 \text{ cm}$$

On adopte un espacement de **St = 15 cm** en zone courante.

➤ **La section de ferrailage transversal :**

- **BAEL** : D'après BAEL 99(Article A.5.1, 22):

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b_0} \quad A_t \geq \frac{S_t \times 0,4 \times b}{f_e}$$

$$A_t \geq \frac{15 \times 0,4 \times 30}{400} = 0,45 \text{ cm}^2$$

Soit un cadre HA8 + un étrier HA8 = 4HA8 = 2,01 cm².

- **RPA** : D'après RPA 2024 (A.7.5.2.2):

$$A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b$$

$$A_t = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2 \leq 2,01 \text{ cm}^2 \quad (\text{C.V})$$

VII.4.6. Présentation du ferrailage :

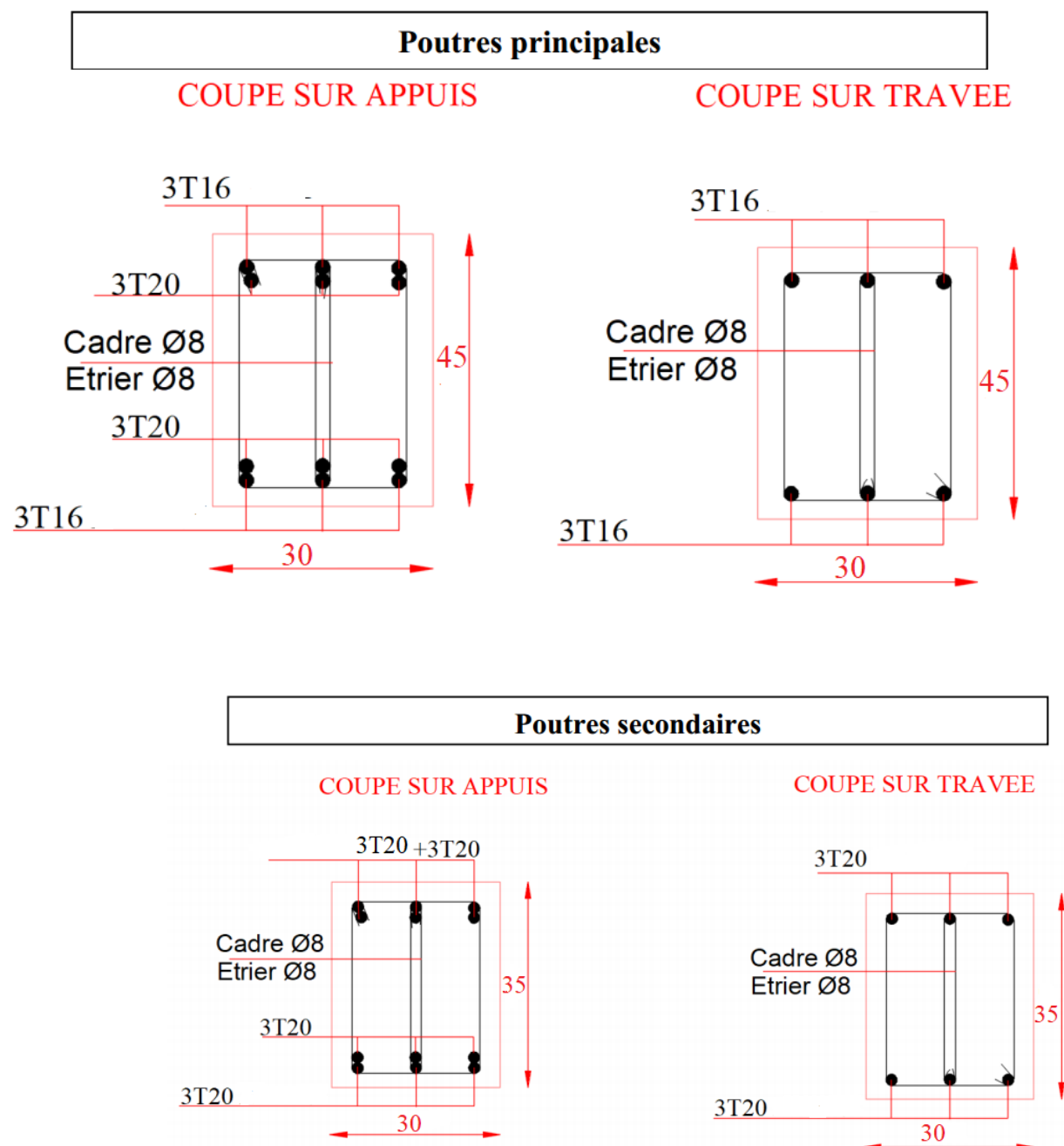


Figure VII 3 : Schéma du ferrailage de la poutre secondaire.

VII.5.Ferrailage des voiles :

Les voiles sont des éléments de contreventement soumis à des chargements verticaux (charges permanentes et charges d'exploitations) et à des forces horizontales dues au séisme.

Les charges verticales provoqueraient des efforts normaux et des moments si ces efforts normaux sont excentrés, par contre les efforts horizontaux provoqueraient des efforts normaux, tranchants et des moments fléchissant, donc chaque voile sera ferrailé en flexion composée et nécessiterait la disposition du ferrailage suivante :

- Dans le plan vertical : des aciers verticaux.
- Dans le plan horizontal : des aciers horizontaux.
- Des aciers transversaux.

VII.5.1. Recommandations du RPA99/V2003 :

A) Armatures verticales :

- Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales l'effort de traction doit être repris en totalité par les armatures.
- Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,20 %
- Il est possible de concentrer les armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,20 % de la section horizontale du béton tendue.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Si des efforts importants de compression agissant sur l'extrémité du voile, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochet à la partie supérieure.
- Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile ou du trumeau l'espacement des barres doit être au plus égale à 15cm.

B) Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ .

Dans le cas où il existerait des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochet si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

Règles communes :

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales dans les trumeaux est donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile 0,15 %
 - En zone courante 0,10 %
- L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petites des deux valeurs suivantes :
 - $St \leq 1,5a \Rightarrow St \leq \text{Min} (30\text{cm} ; 1,5a)$, avec a : épaisseur du voile.
 - $St \leq 30\text{cm}$
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'abouts) ne doit pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - 40Φ : pour les barres situées dans les zones où le renversement est possible ;
 - 20Φ : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.
- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris pour les aciers de coutures dont la section doit être calculée avec la formule suivante :

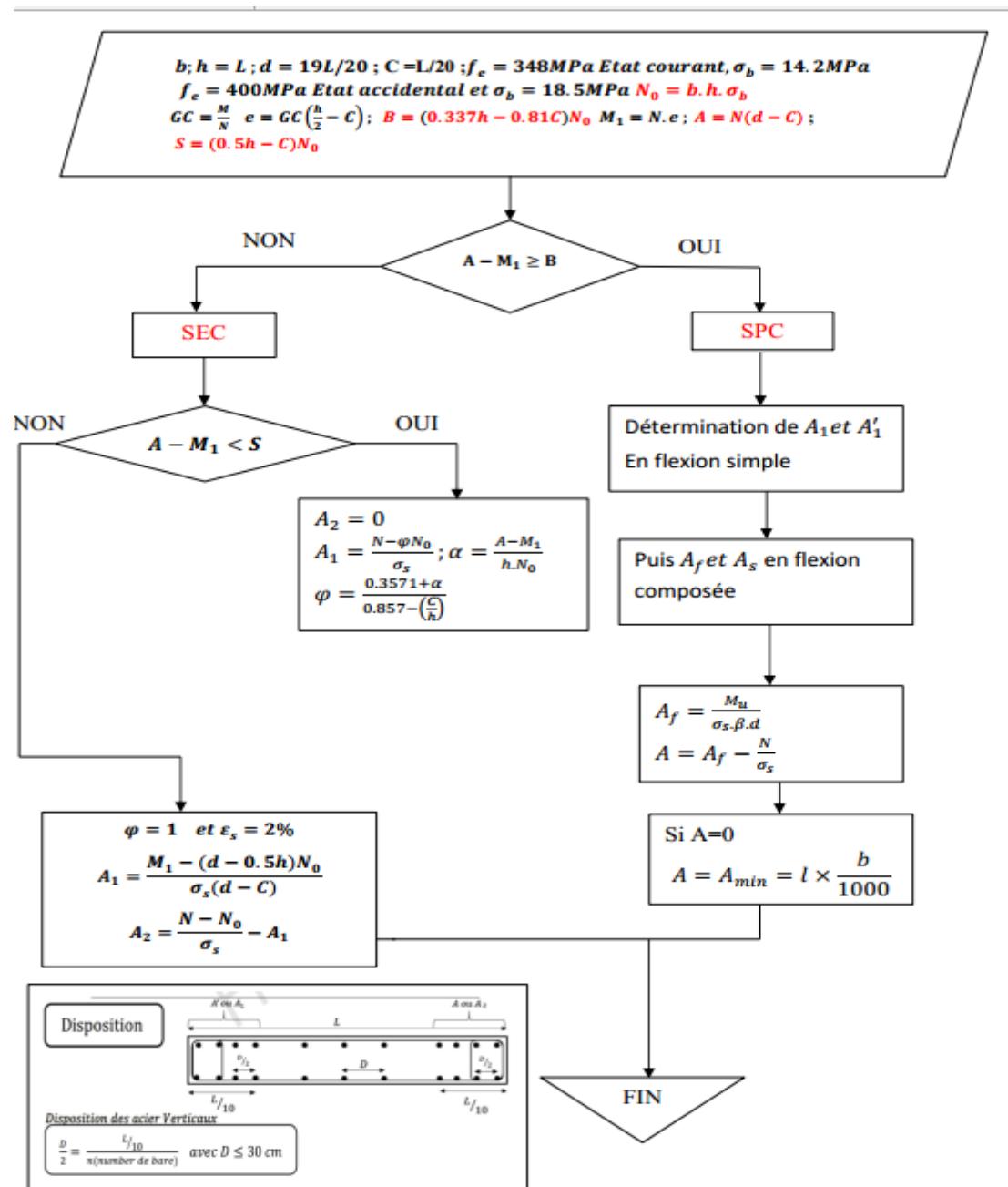
$$A_{VJ} = 1.1 \frac{V}{F_e} \quad ; \text{ Avec } V = 1.4 V_{\text{calculé}}$$

- Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

C) Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées entre elles avec au moins quatre (4) épingles au mètre carré leur rôle principal est de relier les deux nappes d'armatures de manière à assurer leur stabilité, lors du coulage du béton.

➤ Organigramme de calcul :



VII.5.2. Les sollicitations dans les voiles :

G+Q+Ex+0.3Ey		G+Q-Ex-0.3Ey
M _{max} (KN.m)	N _{corr} (KN)	T _{MAX} (KN)
2796.67	-101.44	-373.53

Tableau VII. 12: Récapitulatif des efforts internes dans le voile

dus aux combinaisons les plus défavorables.

VII.5.3. Calcul du ferrailage :

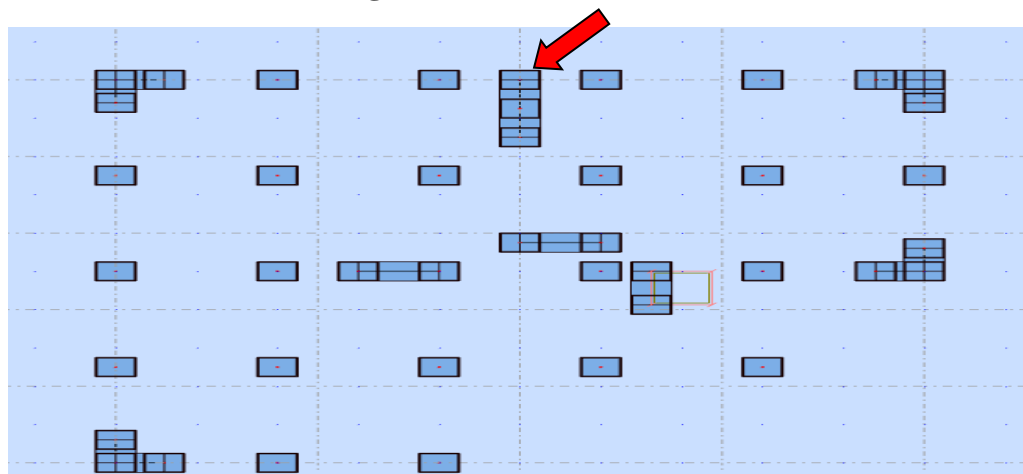


Figure VII. 3: Disposition de voile L = 3m.

VII.5.3.1. Armatures verticales :

➤ Combinaison :

$$M_{\max} = 2796.67 \text{ KN.m}$$

$$N_{\text{corr}} = -101.44 \text{ KN}$$

$$h = 3 \text{ m}, \quad C = 15 \text{ cm}$$

$$d = 19L/20 = 2.85, \quad a = 15 \text{ cm}$$

$$GC = \frac{M_{\max}}{N_{\text{corr}}} = \frac{2796.67}{-101.44} = -2.75 \text{ m} > \frac{h}{2} = 1.5 \text{ m} \quad e = -3.71 \text{ m} \quad 37.125$$

$$N_0 = b \cdot h \cdot \bar{\sigma}_b = 0.15 \times 3 \times 22.17 = 9.978$$

$$B = (0.337 \times h - 0.81 \times C) N_0 = 8.875 \text{ KN.m}$$

$$A = N(d - C) = 273.88 \text{ KN.m}$$

$$M_1 = N \times e = -3765.96 \text{ KN.m}$$

$A - M_1 = KN.m = 4039.84 > B \longrightarrow$ La section est partiellement comprimée.

Alors détermination de la section d'acier en flexion simple.

$$M_{ua} = M_u - N_u \times (d - h/2) = -2659.72 \text{ KN.m}$$

- **Vérification de flambement :**

$$\frac{l_f}{h} \leq \max(15; \frac{20 \times e}{h})$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{0.7 \times 3.06}{3} = 0.71 < 1 \dots\dots\dots \text{C. V}$$

- **Calcul des armatures à la flexion simple :**

$$\bar{\sigma}_b = 22.17 \text{ MPa} \quad \text{et} \quad \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_{ua}}{\bar{\sigma}_b \times b \times d^2} = \frac{2659.72 \times 10^6}{22.17 \times 150 \times 2850^2} = 0.098$$

$$\mu_b < \mu_l \quad \Rightarrow \quad A_c = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.12 \quad \text{et} \quad \beta = 0.952$$

$$A_f = \frac{M_{ua}}{\bar{\sigma}_s \times \beta \times d} = \frac{2659.72 \times 10^4}{400 \times 0.952 \times 2850} = 23.80 \text{ cm}^2$$

- **Calcul des armatures à la flexion composée : (N effort de traction) :**

$$A_{calculée} = A_f - \frac{N}{100 \times \bar{\sigma}_s} = 23.80 + \frac{101.44 \times 10^3}{100 \times 400} = 26.33 \text{ cm}^2$$

➤ **L'armature verticale minimale :**

D'après (RPA99/V 2003) Suivant la formule de Navier Bernoulli

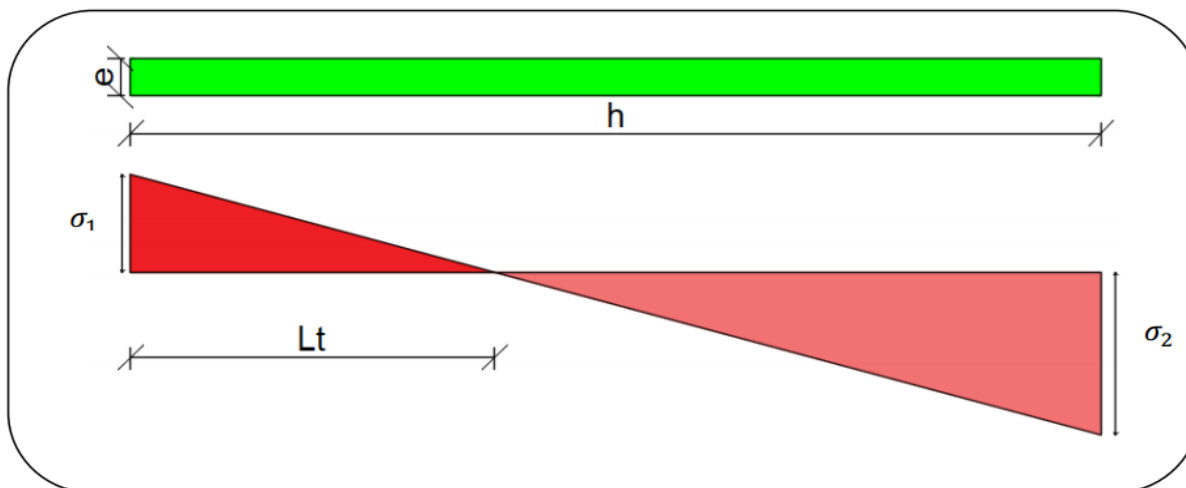


Figure VII. 4: Les contraintes dans le voile.

$$\sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{101.44 \times 10^3}{150 \times 3000} + \frac{6 \times 2659.72 \times 10^6}{150 \times 3000^2} = 12.046 \text{ MPA}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{a \times h} - \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{101.44 \times 10^3}{150 \times 3000} - \frac{6 \times 2659.72 \times 10^6}{150 \times 3000^2} = -11.59 \text{ MPA}$$

Cas (SPT) : $\sigma_1 \geq 0$; $\sigma_1 \leq 0$; $L_t = h \times \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_2| + |\sigma_1|} = 1.47 \text{ m}$

L_t : longueur de la section tendue.

Alors :

$$A_{min}^{RAP} = 0.002 \times l_t \times b = 0.002 \times 174 \times 15 = 5.22 \text{ cm}^2$$

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales total est donné comme suit :

$$A_{min}^g = 0.001 \times h \times b = 0.002 \times 300 \times 15 = 4.5 \text{ cm}^2$$

Donc on prend :

- Dans la zone tendue :

$$A = \text{Max} (A^{\text{cal}}, A_{min}^{RAP}) = \text{Max} (26.33, 5.22)$$

$$\text{Alors on prend } A = 26.33 \text{ cm}^2$$

- En zone courante :

$$h' = h - 2L_t > 0$$

$$h' = 3 - 2 \times 1.74 = 0.48$$

$$A_{\min 2} = 0.001 \times b \times h' = 0.001 \times 15 \times 48 = 0.72 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{tot}} = 2A_{\text{tendue}} + A_c > A_{\min}^g$$

Niveau	$A_{\text{tendue}} (\text{cm}^2)$	$A_c (\text{cm}^2)$	A_{tot}	A_{\min}^g	Condition
RDC	26.33	0.72	53.38	4.5	vérifiée

Tableau VII. 13: Récapitulatif résultats du ferrailage vertical de voile.

➤ **Choix d'armature :**

• **Dans la zone tendue :**

$$A = 26.33 \text{ cm}^2 \longrightarrow 6\text{HA}25 = 26.45 \text{ cm}^2$$

• **En zone courante :**

$$A = 0.72 \text{ cm}^2 \longrightarrow 2\text{HA}8 = 1.01 \text{ cm}^2$$

✚ **Remarque :**

On adopte un ferrailage symétrie à cause de changement de signe des moments qui sont dus au changement de signe des forces sismiques.

➤ **L'espacement :**

D'après RPA99/V2003(art.7.7.4.1)

$$S < \min (1.5.a; 30\text{cm}) = \min (1.5 \times 15 = 22.5 \text{ cm}; 30 \text{ cm}) = 22.5 \text{ cm}$$

On prend : $S = 20 \text{ cm}$

▪ **Dans la zone $h/10$:**

$$D \leq \frac{s}{2} = \frac{20}{2} = 10 \text{ cm}$$

On prend : $D = 10 \text{ cm}$.

Les espacements suivant le(BAEL) sont négligés par rapport RPA.

➤ **Vérification des contraintes de cisaillement :**

T : Effort tranchant à la base du voile.

b : épaisseur du voile.

d : Hauteur utile ($d=0.9 \times h$).

$$\bar{\tau}_b = 0.2. f_{c28} = 6 \text{ Mpa} \text{ RPA99/V2003 (art.7.7.2)}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times T_{calculée}}{b \times (0.9 \times h)} = \frac{1.4 \times 373.53 \times 10^3}{150 \times (0.9 \times 3000)} = 1.29 \text{ MPA} < 6 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

VII.5.3.2. Armatures horizontales :

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales pour une bande de 1 m de largeur.

- Globalement dans la section du voile : RPA99/V2003(art.7.7.4.3)

$$A_{min}^h = 0.0015 \times b \times h = 0.0015 \times 15 \times 100 = 2.25 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : $A_{hor} = 6\text{HA}10 = 4.71 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec $S_h = 15 \text{ cm}$.

VII.5.3.3. Armatures transversale : RPA99/V2003(art.7.7.4.3)

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles $\phi 6$ au mètre carré.

VII.5.4. Présentation du ferrailage :

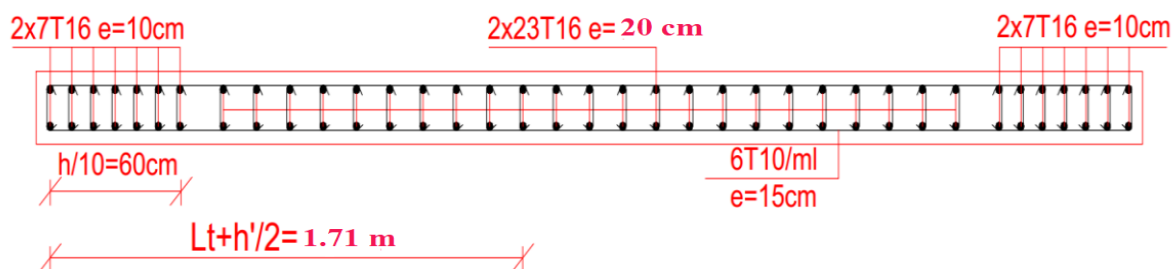


Figure VII. 5: Schéma du ferrailage de voile.

Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure

VIII.1. Etudes des fondations :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure ; elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leurs bonnes conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

VIII.1.2 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 .1.3. Le choix de type de fondation :

Le choix de type de fondation dépend de :

- Type d'ouvrage à construire
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

VIII.1.4. Combinaison d'action :

- ELS (G + Q) pour le dimensionnement.
- ELU (1.35G + 1.5Q) pour le ferrailage.
- Accidentelle pour la vérification

VII.1.5. Présentation de rapport de sol :

Le bâtiment est à usage d'habitation implanté dans la wilaya de Jijel les données géotechniques préliminaires de l'étude de sol du projet sont :

- Contrainte admissible : $\bar{\sigma}_{sol} = 1.6bar$ pour l'ensemble du site.
- Type de sol : classé dans la catégorie S3 RPA2024 (meuble).

- Ancrage des fondations : $d = 1.5 \text{ m}$.
- Nous proposons en premier lieu de vérifier la condition suivante qui nous permet de choisir soit un radier général soit des semelles filantes

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment.

$$\frac{S_s}{S_b} < 50\%$$

VIII.1.6. Vérification du chevauchement (S_s / S_b) :

$S_s / S_b < 50 \%$ c'est-à-dire : il-y a des semelles isolées sous poteaux et filantes sous voile.

$S_s / S_b > 50 \%$ c'est-à-dire : il-y a radier général comme type de fondation.

S_b : la surface totale du bâtiment.

S_s : La surface totale de la semelle

La surface de la semelle est donnée par :

$$S_s \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

N_{ser} : La somme des réactions des poteaux et voiles à l'E.L.S.

$$\sigma_{sol} = 1.60 \text{ bar} = 160 \text{ KN/m}^2$$

$$N_{ser} = 46410.72 \text{ KN}$$

$$S_s \geq \frac{46410.72}{160} = 290.067 \text{ m}^2$$

$$\text{Surface total du bâtiment : } S_b = 340.8 \text{ m}^2$$

➤ Vérification :

$$\frac{S_s}{S_b} = \frac{290.067}{340.8} = 0.85 = 85.1\% > 50\%$$

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles.

Pour cela on a opté pour un radier général comme type de fondation, ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la Structure.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité d'exécution.

VIII.2. Etude du radier :

Un radier est une dalle pleine, éventuellement nervurée, constituant l'ensemble des fondations du bâtiment, il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage.

VIII.2.1. Pré dimensionnement du radier :

L'épaisseur du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

a) Condition forfaitaire :

- **La dalle :** $h \geq \frac{L_{max}}{20}$

Avec :

$L_{max} = 5$ m (La longueur maximale entre axes des poteaux)

Donc : $h > 25$ cm

- **La nervure :** $h \geq \frac{L_{max}}{10}$

Donc : $h > 50$ cm.

b) Condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{min} = 25 \text{ cm}$)

c) Condition de la rigidité :

$$L_{max} \geq \frac{\pi \cdot L_e}{2}$$

L_e : Longueur élastique.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4E \times I}{K \times b}}$$

E : Module d'élasticité du béton $E = 3216420 \text{ t/m}$

I : Inertie d'une bande d'1 m de radier. $I = \frac{b \cdot h^3}{12}$

K : coefficient de raideur du sol, pour les sols moyenne résistance il est pris égal à ($K = 4000 \text{ t/m}^3$)

b : largeur du radier (bande de 1m).

$$\text{donc : } h \geq \sqrt[3]{\frac{48K \times L_{max}^4}{E \times \pi^4}}$$

$L_{max} = 5 \text{ m}$, $E = 3216420 \text{ t/m}^2$, $K = 4000 \text{ t/m}^3$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48K \times L_{max}^4}{E \times \pi^4}} \longrightarrow h \geq 0.72 \text{ m}$$

• Conclusion :

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est :

$$h_r = \max(72 \text{ cm}, 25 \text{ cm}, 50 \text{ cm})$$

- On prend : $h_r = 90 \text{ cm}$.

✚ Remarque :

On adoptera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

$h_r = 90 \text{ cm}$ nervure

$h = 30 \text{ cm}$ dalle

$b = 60 \text{ cm}$ largeur de la nervure.

$$Le = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216420 \times 0.0364}{4000 \times 1ml}} = 3.28 \text{ m}$$

$$L_{\max} = 5 \text{ m} \geq \frac{\pi \cdot Le}{2} = 4.93 \text{ m} \dots \text{condition vérifiée.}$$

VIII.2.3. Détermination de la surface nécessaire du radier :

$$\text{ELU : } Nu = 63667.43 \text{ KN}$$

$$\text{ELS : } Ns = 46410.72 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned} - \text{ELU : } S_{\text{radier}} &\geq \frac{Nu}{\bar{\sigma}_{sol}} = 397.92 \text{ m}^2 \\ - \text{ELS : } S_{\text{radier}} &\geq \frac{Ns}{\bar{\sigma}_{sol}} = 290.06 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$S_{\text{Bâtiment}} = 340.8 \text{ m}^2 \leq \max(S_1 ; S_2) = 397.92 \text{ m}^2$$

Alors : La surface de bâtiment < la surface de radier

La surface du bâtiment est inférieure à la surface de radier, On n'a pas besoin d'ajouter un débordement (D).

$$S' = S + D \times 2 \times (Lx + Ly)$$

S' : La surface final du radier.

S : Surface totale du bâtiment.

D : Débordement.

L_x : Longueur en plan (20 m)

L_y : Largeur en plan (22.60 m)

➤ Calcul de débordement D :

$$D \geq \text{Max} (h_r / 2 ; 30 \text{ cm}).$$

$$\text{Où : } h_n = 90 \text{ cm} \Rightarrow D \geq \text{Max} (45 ; 30 \text{ cm}).$$

On prend :

$D = 0.5 \text{ m}$; alors l'emprise totale avec D est :

$$S' = 340.8 + 0.5 \times 2(20+0.5 + 22.6+0.6) = 364.36 \text{ m}^2$$

VIII.3. Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL 91 (art.A.5.1)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \min \left(\frac{0.15 F_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) \quad \text{avec : } b = 100 \text{ cm} \quad ; d = 0.9 h = 81 \text{ cm}$$

$$T_{u_{\max}} = q_u \cdot \frac{L_{\max}}{2} \longrightarrow T_{u_{\max}} = \frac{N_u \cdot b}{s} \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{63667.43 \times 1}{290.06} \cdot \frac{5}{2} = 548.78 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{1.0.81} = 0.677 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VIII.4. : Ferrailage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

Les panneaux constituant le radier sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la contrainte du sol, pour cela on utilise la méthode du BAEL91 annexe E-3 pour déterminer les moments unitaires μ_x , μ_y qui dépendent

du coefficient de POISSON et du rapport : $\rho = \frac{L_x}{L_y}$.

a) Méthodes de calcul :

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2$
- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \cdot M_x$

Tel que :

μ_x ; μ_y : Coefficients en fonction de $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$ et ν (On prend: 0.2 à l'ELS, 0 à l'ELU).

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastrés 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 :

Tableau VIII.1 : Résultats des méthodes de calcul .

	Panneau de rive	Panneau intermédiaire
Sur travail	$M_{tx} = 0.85 M_x$ $M_{ty} = 0.85 M_y$	$M_{tx} = 0.75 M_x$ $M_{ty} = 0.75 M_y$
Sur appui	$M_{ax} = M_{ay} = 0.30 M_x$	$M_{ax} = M_{ay} = 0.50 M_x$

Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux, la méthode proposée par le règlement BAEL91. La fissuration est considérée comme étant préjudiciable.

VIII.4.1. Evaluation des charges :

➤ Poids du radier :

$$G_{\text{radier}} = (297.92 \times 0.30 \times 25) = 2234.4 \text{ KN}$$

Combinaisons d'actions :

$$N_u = 63667.43 + 1.35 (2234.4) = 66683.87 \text{ KN}$$

$$N_s = 46410 + 2234.4 = 48644.4 \text{ KN}$$

b) Calcul des moments fléchissant :

Tableau VIII.2. : Moments fléchissants dans le radier.

ELU	ELS
$q_u = (1.35G + 1.5Q)/S_{\text{rad}}$	$q_{\text{ser}} = (G + Q)/S_{\text{rad}}$
$q_u = 66683.87 / 397.92$	$q_{\text{ser}} = 48644.4 / 290.06$
$q_u = 167.58 \text{ KN/m}$	$q_s = 167.7 \text{ KN/m}$

c) Ferrailage de la dalle de radier :

Le plus grand panneau est le panneau de : 5×4 : panneau de rive

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.8 > 0.4 \rightarrow \text{alors le panneau travaille dans les deux sens.}$$

$$\text{I'ELU : } v = 0 ; q_u = 167.58 \text{ KN/ml} \quad \mu_x = 0.0561 \quad \mu_y = 0.5959$$

$$\text{I'ELS : } v = 0.2 ; q_{ser} = 167.70 \text{ KN/ml} \quad \mu_x = 0.0628 \quad \mu_y = 0.0711$$

VIII.4.2. Calcul des moments fléchissant :

Tableau VIII. 3: Résultats des moments sur appui et en travée (ELU, ELS).

	M _x	Sens X-X		M _{ax} KN.m	M _y	Sens Y-Y		M _{ay} KN.m
		M _x KN.m	M _{tx} KN.m			M _y KN.m	M _{ty} KN.m	
ELU	0.0561	150.41	127.84	45.12	0.5959	89.62	76.177	45.12
ELS	0.0628	168.50	143.22	50.55	0.711	119.80	101.83	50.55

VIII.4.3. Calculs des armatures de la dalle du radier :

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_b} \quad \alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu} \right) ; \beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_s = \frac{M}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_s} \quad A_{smin} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$\text{ELU: } \bar{\sigma}_b = 17 \text{ MAP} ; \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MAP}$$

$$\text{ELS: } \bar{\sigma}_b = 18 \dots\dots\dots \text{BAEL91(art.4.5.2) FeE400} \longrightarrow \eta = 1.6$$

$$\sigma_s = \min \left\{ (2/3)f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}} \right\}$$

$$\sigma_s = \min \left\{ 0.66 \times 400 ; 110\sqrt{1.6 \times 2.4} \right\} \longrightarrow \sigma_s = 215.55 \text{ MAP}$$

$$b = 100 \text{ cm} \quad \emptyset \geq \frac{h}{10} = \frac{30}{10} = 3 \text{ m}$$

$$dx = h - c - \frac{\emptyset}{2} = 30 - 3 - \frac{3}{2} = 26 \text{ cm} \quad dy = dx - \frac{\emptyset_x + \emptyset_y}{2} = 24 \text{ cm}$$

- Condition de non fragilité : BAEL91 (art.A.4.2) :

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

- Pourcentage minimal d'après le BAEL91 (Art B.6.4) :

$$A^1_{min} = 0.1\% (b \times h)$$

Tableau VIII.4. : Récapitulatif des résultats d'armature du radier (ELU et ELS).

	ELU				ELS			
	sens (x-x)		sens (y-y)		sens (x-x)		sens (y-y)	
Localisation	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée
M (KN.m)	45.12	127.84	45.12	76.17	50.55	143.22	50.55	101.83
μ	0.039	0.111	0.046	0.077	0.041	0.117	0.048	0.098
α	0.049	0.147	0.058	0.10	0.052	0.155	0.061	0.129
β	0.980	0.944	0.97	0.96	0.97	0.938	0.975	0.948
A_s (cm ² /mℓ)	5.08	14.96	5.14	8.76	5.75	16.87	6.20	12.86
A_{Smin} (cm ² /mℓ)	3.58	3.58	3.312	3.312	3.58	3.58	3.312	3.312
A^1_{min} (cm ² /mℓ)	3	3	3	3	3	3	3	3
Le choix	/	/	/	/	8HA12	9HA20	6HA16	7HA20
A_s adp (cm ² /mℓ)	/	/	/	/	10.18	28.27	12.06	21.99
Espacement (cm)	/	/	/	/	12.5	11	15	15

VII.4 .4. Vérification de l'effort tranchant : BAEL91 (art A.5.1) p51u

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \quad ; \quad T_u = \frac{q_u \times L_x \times L_y}{2L_x \times L_y} = \frac{167.58 \times 4 \times 5}{2 \times 4 \times 5} = 257.81 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{257.81 \times 10^3}{270 \times 100} = 0.95 \text{ MAP}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{Map} \right) = \min (3 ; 4\text{Map}) = 3 \text{ Map}$$

$\tau_u = 0.95 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3 \text{ MPa} \dots \dots \text{C. V}$; on n'a pas besoin des armatures transversales.

VIII.5. Etude du débord du radier :

VIII.5.1. Armatures longitudinales :

Le débord du radier est assimilé à une console d'une longueur de 100cm

Le calcul du ferrailage se fait pour une bande de largeur égale à un mètre linière.

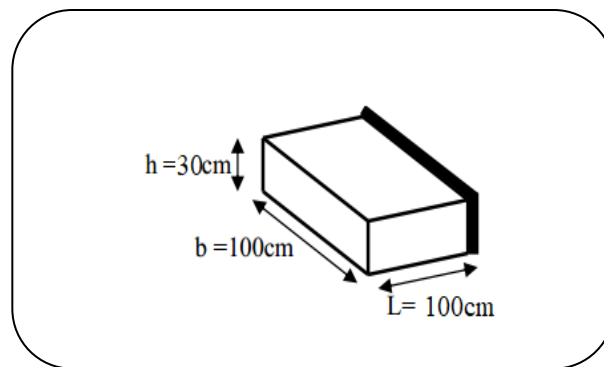


Figure VIII.1 : Vue en 3D du débord.

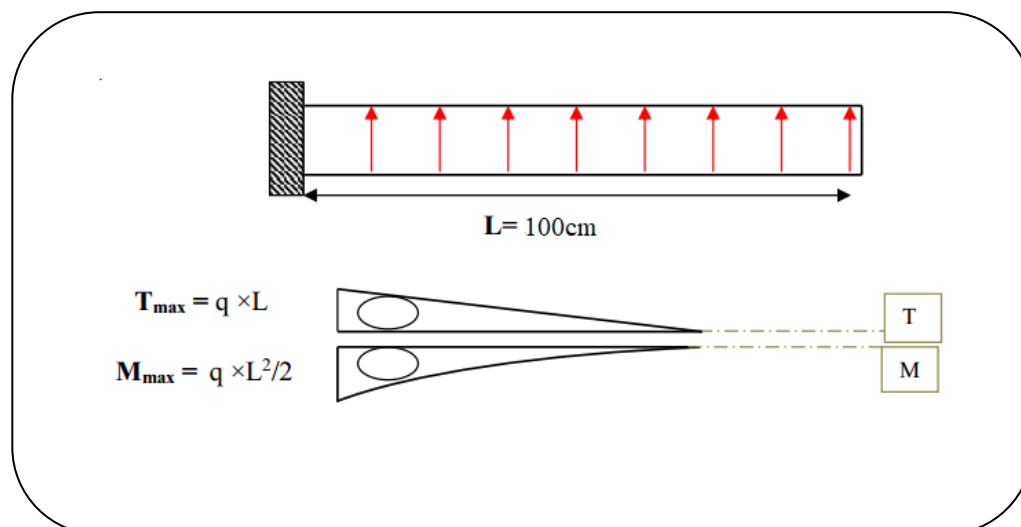


Figure VIII.2 : Schéma isostatique et sollicitations du débord.

b(cm)	h (cm)	d(cm)	L(cm)	q_u KN/m	q_s KN/m
100	30	27	100	167.58	167.70

$$A_{BAEL} = 0.0025 \times b \times h = 7.50 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité: $A_{Smin} = 0.23 \times b \times d \times f_t / f_e$

Tableau VII.5. : Récapitulatif des résultats du ferrailage débord du radier.

	M(KN.m)	μ	A	B	A_s(cm²)	A_{Smin}(cm²)	A_{BAEL}(cm²)	A_{max}(cm²)
ELU	83.79	0.067	0.086	0.96	9.28	3.72	7.50	9.28
ELS	83.85	0.067	0.086	0.96	9.29	3.72	7.50	9.29

Donc on choisit **A** = 12.60 = 6HA16 / ml avec un espacement 15 cm.

VIII.5.2. Vérification au cisaillement :

$$\tau_U \leq \bar{\tau}_U = 0.05 f_{c28}$$

$$T_u = q_u \times L = 1 \times 0.5 = 167.58 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = = \frac{167.58 \times 10^3}{1000 \times 270} = 0.620 \text{ MPA}$$

$$\tau_U = 0.620 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_U = 1.5 \text{ MPA}$$

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.5.3. Armature de répartition : BAEL91 (art.A.8.2, 41)

$$A_r = \frac{A}{4} = 3.15 \text{ cm}^2$$

Donc on choisit 6HA12 = 6.79 cm² avec un espacement 15 cm

VIII.6. Etude de la nervure :

$$h_n = 90\text{cm} \quad d = 0.9.h = 72 \text{ cm}$$

$$b = 60\text{cm} \quad C = 8\text{cm}$$

VIII.6.1. Calcul des charges et des sollicitations de la nervure :

Pour chaque sens, on fait le calcul pour la nervure la plus défavorable, puis on généralise l'étude sur toutes les nervures.

Les nervures servent d'appuis pour la dalle du radier, donc la transmission des charges s'effectue en fonction des lignes de ruptures.

Afin de simplifier les calculs, les charges triangulaires et trapézoïdales peuvent être remplacées par des charges équivalentes uniformément réparties.

- **Charge triangulaire :**

$$P = \frac{q \times L_X}{4}$$

- **Charge trapézoïdale :**

$$P = \left(1 - \frac{\rho}{2}\right) \times \frac{q \times L_X}{2}$$

➤ **Evaluation des charges :**

$$q_u = \frac{N_u}{S_{radier}} = 167.58 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \frac{N_s}{S_{radier}} = 167.70 \text{ KN/m}^2$$

▪ Sens X-X :

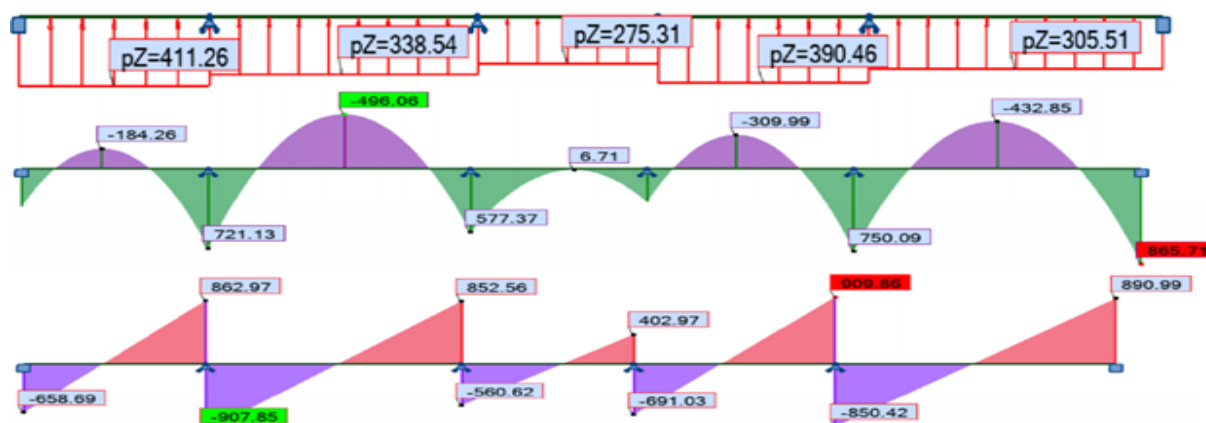


Figure VIII.3 : Diagrammes des sollicitations sur la nervure dans le sens X-X à l'ELU

Tableau VIII.1 : Sollicitations sur la nervure dans le sens X-X à l'ELU.

Travée	Lx (m)	l'x (m)	qeq (KN/ml)	Ma (KN.m)	Ma (KN.m)	Mt (KN.m)	T(KN)	T(KN)
				Mg	Md		Tg	Td
A-B	4	4	411,26	343,21	721.13	-184.29	-658.69	862.97
B-C	4	4	338,54	721.13	577.37	-496.06	-907.85	852.56
C-D	4	4	275,31	577.37	301,48	-6.71	-560.62	402.97
D-E	4	4	390,46	301,48	750.09	-309.9	-691.03	909.86
E-F	4	4	305,51	750.09	865.71	-432.85	-850.42	890.99

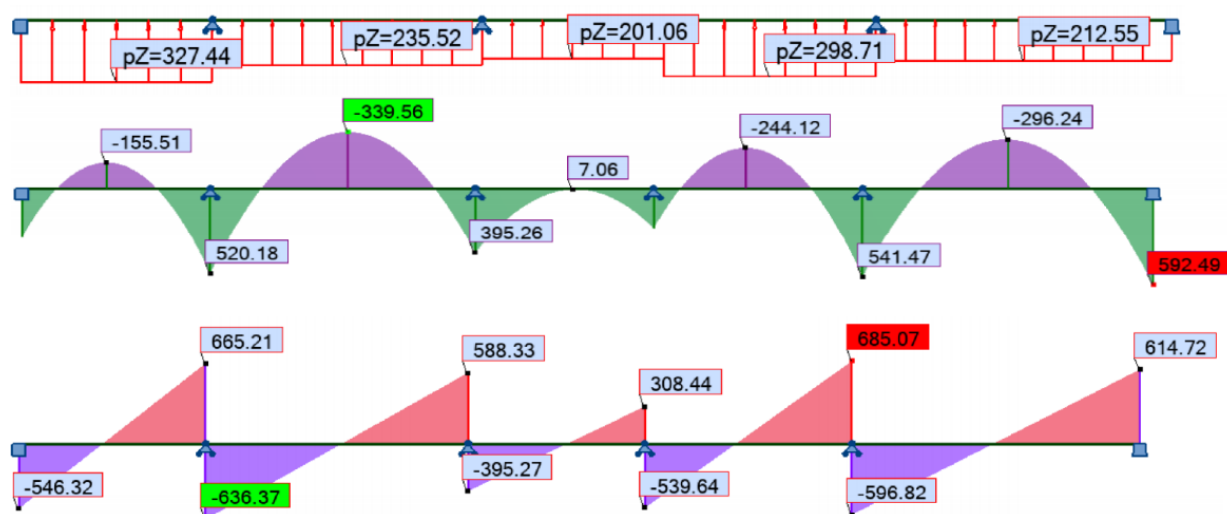


Figure VII. 4 : Diagrammes des sollicitations sur la nervure dans le sens X-X à l'ELS.

Tableau VII. 2 : Sollicitations sur la nervure dans le sens X-X à l'ELS.

Travée	Lx (m)	l'x (m)	qeq (KN/ml)	Ma (KN.m)	Ma (KN.m)	Mt (KN.m)	T(KN)	T(KN)
				Mg	Mg		Tg	Tg
A-B	4	4	327,44	300,24	1042.32	-155.51	-546.32	665.21
B-C	4	4	235,52	520.18	395.26	-339.56	-636.37	588.33
C-D	4	4	201,06	395.26	243,32	7.06	-395.27	308.44
D-E	4	4	298,71	243,32	541.47	-244.12	-539.64	685.07
E-F	4	4	212,55	541.47	592.50	-296.24	-596.82	614.72

Pour le ferrailage on prend le moment maximal sur appuis et en travées :

Tableau VIII.3 : Les valeurs des moments maximaux dans les deux sens X et Y

Sens	Localisation	Mu(KN.m)	Mser(KN.m)	T(KN)
X-X	Travée	-496.06	-339.56	909.86
	Appui	865.71	592.50	
Y-Y	Travée	-556.28	-388.70	1034.91
	Appui	845.55	590.59	

VIII.7. Calcul du ferrailage :

VIII.7.1. Armatures longitudinales :

$$C=8\text{cm} \quad h=90\text{cm} \quad d=82\text{cm}$$

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_b} \quad A_S = \frac{M}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_s} \quad \alpha = \frac{(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu})}{0.8}$$

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

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

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

- Pourcentage minimal : BAEL91 (Art B.6.4)

$$A^1_{min} = 0.1\% (b \times h)$$

Tableau VIII.5 : Récapitulatif des résultats d'armature de nervure (ELU et ELS).

	ELU				ELS			
	sens (x-x)		sens (y-y)		sens (x-x)		sens (y-y)	
Localisation	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée
M (KN.m)	865.71	339.56	845.55	556.28	592.50	339.56	590.59	388.7
μ	0,151	0,087	0,148	0,097	0,098	0,056	0,129	0,064
α	0,206	0,113	0,201	0,128	0,129	0,083	0,129	0,072
β	0,920	0,949	0,918	0,955	0,949	0,967	0,948	0,971
A_s (cm ² /mℓ)	32,22	20,55	33,06	18,21	37,65	24,31	37,78	21,15
A_{Smin} (cm ² /mℓ)	4.80	4.80	4.80	4.80	4.80	4.80	4.80	4.80
A^1_{min} (cm ² /mℓ)	5.43	5.43	5.43	5.43	5.43	5.43	5.43	5.43
Le choix	/	/	/	/	8T25	4T25+2T20	8T25	4T25+2T20
A_s adp (cm ² /mℓ)	/	/	/	/	39.27	25.91	39.27	25.91

VIII.7.2. Vérification de l'effort tranchant : BAEL91 (art A.5.1)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} ;$$

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

Tableau VIII. 6 : Vérification des contraintes tangentielles

Sens	Vu(KN)	b0(cm)	d(cm)	τ_u	$\bar{\tau}_u$	Observation
(X-X)	1034.91	60	82	2.10	2.5	CV
(Y-Y)	909.86	60	82	1.85	2.5	CV

VIII.8. Présentation du ferrailage :

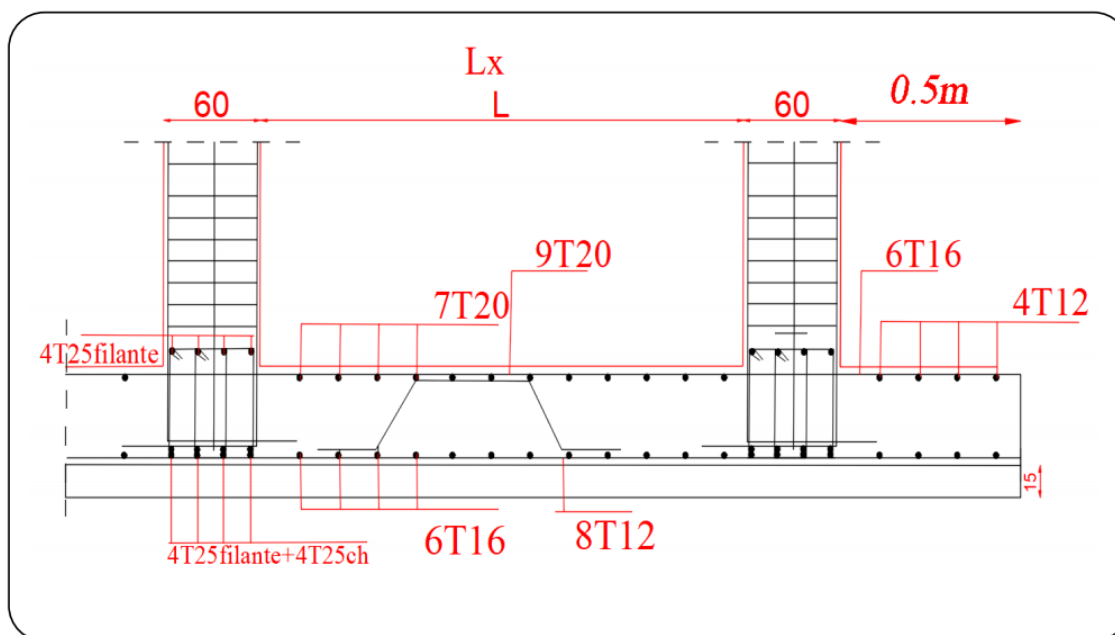


Figure VIII. 5: Schéma du ferrailage du radier.

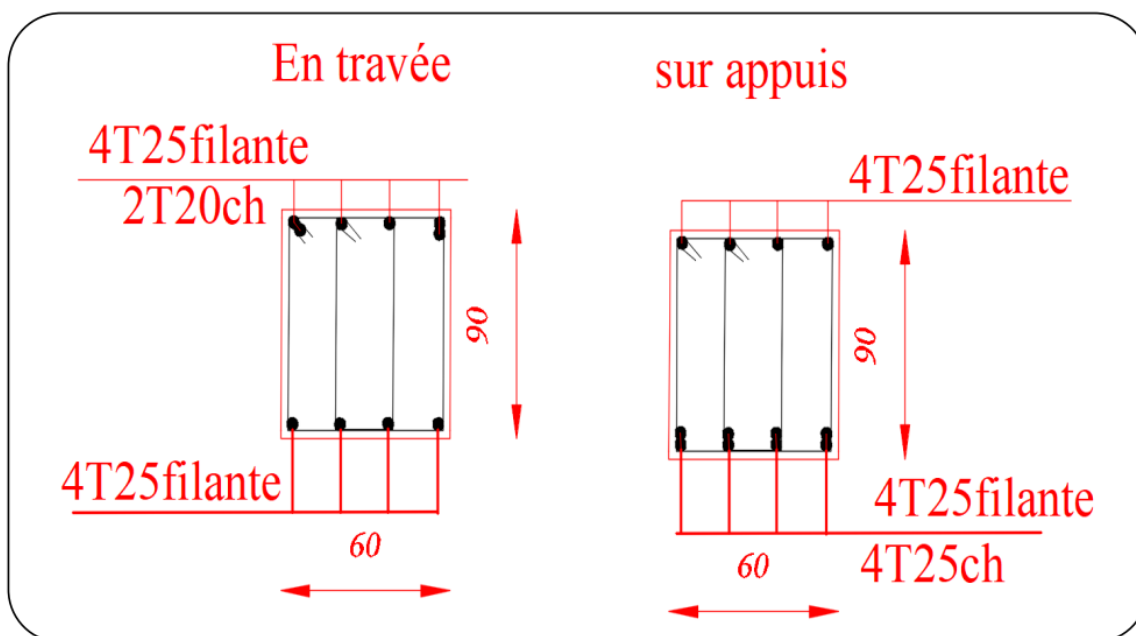


Figure VIII. 6: Schéma du ferrailage de la nervure dans les deux sens X et sens Y.

CONCLUSION GENERALE

Les conclusions auxquelles a abouti le présent travail, sont résumées dans les points suivants :

- Le séisme en tant que chargement dynamique reste l'une des plus importantes et dangereuses actions à considérer dans le cadre de la conception et du calcul des structures en béton armé.
- La connaissance du comportement dynamique d'une structure, ne peut être approchée de manière exacte que si la modélisation de celle-ci se rapproche le plus étroitement possible de la réalité. Rappelons que la 1ère étape de l'analyse dynamique d'un modèle de structure consiste dans le calcul des modes propres et des fréquences naturelles de vibrations.
- Il est prouvé que l'analyse sismique constitue une étape déterminante dans la conception parasismique des structures. Les 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.
- La définition d'une méthode de conception et l'évaluation de la résistance des structures est un problème large et complexe. D'une part, il est nécessaire de définir, de manière la plus réaliste possible, la capacité du système structural, en termes de résistance, pour prévoir le comportement global de la structure.
- Notons enfin que ce projet constitue pour moi une première expérience. Il m'a été très bénéfique aussi bien sur le plan scientifique et technique que dans la maîtrise de l'outil informatique nécessitant la connaissance de certaines notions de base relatives aux sciences de l'ingénieur.

Références Bibliographiques

➤ Les règlements :

- **RPA2024**
- **RPA99/Version2003:** Règlement Parasismique Algérien.
- **BAEL 91 révisées 99 :** Béton Armé Aux Etats Limites.
- **D.T.R.B.C .2.2 :** (charges permanentes et charges d'exploitation).
- **DTR-BC:** Document Technique Réglementaire (charges permanentes et charges d'exploitation).

➤ Logiciels :

- ROBOT 2025
- WORD- Excel 2007