



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
People's Democratic Republic of Algeria
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministry of Higher Education and Scientific Research
جامعة عبد الحميد بن باديس - مستغانم
University Abdelhamid Ibn Badis - Mostaganem
كلية العلوم والتكنولوجيا
Faculty of Sciences and Technology
قسم الهندسة المدنية والمعمارية
Civil engineering & architecture département



N° d'ordre : M/GCA/2020

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE DE MASTER ACADEMIQUE

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structure

Thème

Etude d'une tour à usage multiple (RDC+9 étage +sous-sol)

Présenté par :

-BENGUETTAT Mohamed

-BENGUETTAT Hamza

Soutenu le 28 / 06 / 2020 devant le jury composé de :

Président : ZELMAT Yassine

Examineur: REZIGUA Ahmed

Encadrant : BELGUESMIA Khalil

Année Universitaire : 2019 / 2020

Remerciements

Au premier lieu, nous tenons à remercier Dieu qui nous a donné le courage et la volonté pour terminer ce travail.

Nous tenons à remercier vivement tous ceux qui nous ont aidés à élaborer cet ouvrage et en particulier notre promotrice MONSIEUR BELGUESMIA KHALIL pour sa disponibilité permanente, pour son aide et ces orientations précieuses, tout le long de ce projet

Nous tenons également à remercier les honorables membres du jury, pour l'honneur qu'ils nous ont accordés en acceptant d'évaluer notre travail.

Nous remercions aussi l'ensemble des enseignants du département de génie civil qui ont contribué à notre formation d'ingénieur en Génie Civil.

Que tous ceux ou celles qui nous ont apportés leur soutien et qui nous ont aidé de loin ou de près pour l'achèvement de ce projet trouvent ici l'expression de notre vive et sincère reconnaissance, en particulier nos parents, nos familles et nos amis.

DEDICACE

Nous dédions ce modeste travail, fruit de longues années d'études :

Premièrement à nos chers parents qui nous ont toujours encouragés et soutenus « Grande Amour et Respect à Vous ».

A nos chers frères et sœurs.

A toute nos familles de près ou de loin.

A toutes nos amis

A notre encadreur

A toute la promotion « 2019-2020 » de Master en GENIE CIVIL.

ملخص

يهدف هذا المشروع إلى دراسة بناية ذات طابع متعدد الاستعمال تتألف من طابق ارضي + 9 طوابق + طابق ارضي سفلي , يتم انجازها بولاية البلدية المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم III حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل (RPA99 version 2003) .

مقاومة و استقرار البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمونة بواسطة العارضات , الأعمدة و الجدران المشكّلة من مادة الخرسانة المسلحة.

الدراسة الحركية تمت باستعمال برنامج ألي (SAP2000).

تحديد الأبعاد و التسليح كل العناصر المقاومة للبنائة صمم طبق المعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر (RPA 99 version 2003, BAEL 91 modifier99).

للتحقق من نتاج التسليح استعنا بواسطة برنامج الي متطور Socotec .

Résumé

Le but de cette étude et la conception d'une structure à usage multiple de R + 9 étages + un sous sol qui sera implanté dans la wilaya de Blida, classé en zone III selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003).

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

L'étude et l'analyse de ce projet ont été établies par le logiciel (SAP 2000).

Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments résistants sont conformes aux règles applicables en vigueur à savoir (BAEL91 modifier99, RPA99 version 2003).

Pour la vérification du ferrailage nous avons utilisées un logiciel (Socotec).

En fin, l'étude des éléments de l'infrastructure, à savoir les fondations, fait également partie de ce projet.

Summary

The aim of this study is the conception of an multiple use of R + 9 stages + under ground which will be established in the wilaya of Blida, classified in zone III according to the Algerian payment parasismic (RPA 99 version 2003).

The stability of the work is ensured by the beams, and the columns and the walls. The study and the analysis of this plan had been established by software (SAP 2000).

The calculation of dimensions and the reinforcement of all the resistant elements are in conformity with the rules applicable in strengths to knowing (BAEL91 modifier99, RPA99 -Version 2003).

For the checking of reinforcement we used software (Socotec).

In end, the study of the elements of the infrastructure, namely the foundations, also forms part of it project

SOMMAIRE

Page

Introduction général

Chapitre I: Introduction et présentation de l'ouvrage

I.1. Introduction	01
I.2. Présentation de l'ouvrage	01
I.2.1 Caractéristiques Géométriques	01
I.2.2 Ossature de l'ouvrage.....	01
I.2.3 classification du bâtiment.....	01
I.2.4 Planchers.....	01
I.2.5 Escaliers.....	02
I.2.6 Maçonnerie.....	02
I.2.7 Acrotère.....	02
I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux	02
I.3.1 Le Béton	02
I.3.2 L'acier	04
I.4. Hypothèses de calcul	06

Chapitre II: Pré dimensionnement

II.1. Introduction	08
II.2. Pré dimensionnement des plancher	08
II.2.1 Plancher corps creux	08
II.2.2 Dalle pleine	09
II.3. Evaluation des charges et surcharges	09
II.4. Pré dimensionnement	12
II.4.1 Les portiques.....	12
II.4.1.1 Pré dimensionnement des poutres	12
II.4.1.2 Pré dimensionnement des poteaux	14
II.4.3 Les voile	28

Chapitre III: calcul des éléments secondaires

III.1. Acrotère	29
III.1.1. Introduction	29
III.1.2. Evaluation des charges	29
III.1.3. Calcul des efforts	30
III.1.4. Ferrailage de l'acrotère	30
III.1.5. Vérification de la section d'acier selon «BAEL 91 Modifier 99».....	31
III.1.6. Armatures de répartition	32
III.1.7. Vérification à L'ELS	32
III.1.8. vérification des contraintes	33
III.1.9. vérification de l'effort tranchant	34
III.2. Etude des planchers	36
III.2.1. Introduction	36
	36

III.2.2. Plancher En corps creux	
III.2.3. Plancher en dalle pleine.....	56
III.2.4 Etude de la dalle machine.....	60
III.2.4.1.Introduction	60
III.2.4.2.Pré dimensionnement	60
III.3.4.3.Détermination des charges et surcharges	61
III.3.4.4.Combinaison des charges	61
III.3.4.5.Calcul des efforts	61
III.3.4.6.Ferraillage de la dalle	61
III.3.4.7.Calcul des armatures transversales	63
III.3.4.8.Vérification à l'E.L.S	63
III.3. Escaliers	66
III.3 Définition des éléments d'un escalier.....	66
III.3.1 Escalier type A.....	66
III.3.1.1. Pré dimensionnement	67
III.3.1.2.Evaluation des charges	68
III.3.1.3.Détermination des efforts interne	68
III.3.1.4 Calcul des armatures.....	71
III.3.1.5. Vérifications.....	72
III.3.2 Escalier type B.....	75
III.3.3 Etude de la poutre palier.....	83
III.4.Balcons	
III.4.1.Introduction	87
III.4.2.Evaluation des charges	88
III.5.3.Schéma statique	88
III.4.4.Combinaison des charges	88
III.4.5.Calcul des efforts internes	88
III.4.6.Calcul de ferraillage	89
III.4.7.Vérifications	90

Chapitre IV: Étude dynamique et sismique

IV.1. Introduction.....	92
IV.2. Résultats du Pré dimensionnement	92
IV.3. Etude dynamique	93
IV.3.1. Introduction.....	91
IV.3.2. Modélisation mathématique.....	93
IV.3.3. Caractéristiques dynamiques propres	93
IV.4. Modélisation de la structure	94
IV.4.1. Modélisation de la Rigidité	95
IV.4.2. Modélisation de la Masse	95
IV.4.3. Caractéristiques géométriques et massiques de la structure	95
IV.4.4. Poids de la structure	96
III.5. Résultats de l'analyse dynamique	96
III.5.1.Les résultats.....	97
III.6. Étude sismique	98
III.6.1. Introduction	98
III.6.2. Choix de la méthode de calcul	98
III.6.3. Spectre de réponse	98
	99
	100

III.6.4	Résultante des forces sismiques de calcul.....	
III.6.5	Vérification des déplacements latéraux inters étage	
III.6.7.	Renforcement de l'ossature du bâtiment.....	102

Chapitre V: ferrailage des éléments résistants

V.1. Introduction	113
V.2. Ferrailage des poteaux	113
V.2.1. Introduction	113
V.2.2. Combinaison d'action	113
V.2.3. Recommandation selon <i>RPA 99 version 2003</i>	114
V.2.4. Choix des armatures.....	116
V.2.5. Vérification vis-à-vis de l'état limite de service.....	116
V.2.6. Vérification de l'effort tranchant.....	117
V.2.6.1. Vérification de la contrainte de cisaillement	117
V.2.6.2. Ferrailage transversal des poteaux	118
V.2.7. Longueur de recouvrement	120
V.3. Ferrailage des poutres	122
V.3.1. Introduction	122
V.3.2. Recommandation du <i>RPA 99 version 2003</i>	122
V.3.3. Calcul du ferrailage	123
V.3.4. Choix des armatures	124
V.3.5. Condition de non fragilité	124
V.3.6. Vérification vis à vis de l'E.L.S	125
V.3.7. Vérification de l'effort tranchant	126
V.3.8. Recouvrement des armatures longitudinales	127
V.3.9. Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis	128
V.3.10. Arrêt des barres	130
..		
V.4. Ferrailage des voiles	133
V.4.1. Généralités	133
V.4.2. Introduction au ferrailage des voiles	134
V.4.3. Justifications sous sollicitations normales	134
V.4.4. Procédure de ferrailage des trumeaux	138
V.4.4.1. Introduction	138
V.4.4.2. Méthode simplifiée pour les voiles rectangulaires	138
V.4.4.3. Aciers horizontaux	140
V.4.4.4. Préconisation du règlement parasismique algérien	140
V.4.5. Présentation des résultats	141
V.4.6. Ferrailage des voiles du sous-sol	149

Chapitre VI: Étude de sol

VI.1. Introduction	152
VI.2. Reconnaissance géotechnique	152
VI.2.1. Essais in situ	152
VI.2.2. Essais de laboratoire	153
VI.3. Conclusion	159

Chapitre VII: Étude des fondations

VII.1.1. Introduction.....	163
VII.1.1.1. Le rôle assuré par les fondations.....	163
VII.1.1.2. Classification des fondations.....	163
VI.1.2. Calcul des fondations.....	163
VII.1.2.1. Semelle isolée.....	163
VII.1.2.2. Semelle filante.....	163
VII.1.2.3. Radier générale.....	164
VII.1.2.3.1. Introduction.....	164
VII.1.2.3.2. Surface nécessaire.....	164
VII.1.2.3.3. Pré dimensionnement du radier.....	164
VII.1.2.3.4. Caractéristique géométrique du radier.....	166
VII.1.2.3.5. Vérification de la stabilité du radier.....	166
VII.1.2.3.6. Calcul des contraintes.....	167
VII.1.2.3.7. Ferrailage du radier.....	169
VII.3. Etude du voile périphérique	176
VII.3.1. Introduction	176
VII.3.2. Pré dimensionnement	176
VII.3.3. Évaluation des charges	176
VII.3.4. Effort dans la dalle	177
VII.3.5. Calcul du ferrailage	177
VII.3.6. Condition de non fragilité	177
VII.3.7. Vérification de l'effort tranchant	178
VII.3.8. Vérification à l'ELS	178
Conclusion générale	180
Bibliographie	
Annexe	

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1 : Propriétés mécaniques du béton.....	3
Tableau I.2 : Propriétés mécaniques de l'acier.....	4
Tableau II.1 : Dégression des surcharges.....	15
Tableau II.2 Choix des sections des poteaux d'angles (carrés):.....	20
Tableau II.3 : Dégression des surcharges.....	23
Tableau II.4 : Choix des sections des poteaux des rives (carrés).....	24
Tableau II.5: Dégression des surcharges.....	26
Tableau II.6 : Choix des sections des poteaux rectangulaires (carre).....	27
Tableau II.7 : Choix des sections des poteaux.....	27
Tableau III.1 : Calcul des efforts internes (M, T).....	42
Tableau III.2 : Calcul des efforts internes (M, T).....	47
Tableau III.3 : Calcul des efforts internes (M, T).....	48
Tableau III.4 : Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée.....	49
Tableau III.5 : Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appuis.....	49
Tableau III.6 Tableau récapitulatif pour la vérification à l'ELS:.....	52
Tableau III.7 : Récapitulatif du calcul de la flèche.....	53
Tableau III.8_Ferraillage de la dalle pleine.....	57
Tableau III.9 : Vérification des contraintes à l'ELS.....	59
Tableau III.10 : Tableau récapitulatif des résultats de ferraillage en travée (sens L_x).....	62
Tableau III.11 : Tableau récapitulatif des résultats de ferraillage en travée (sens L_y).....	62
Tableau III.12 : Tableau récapitulatif des résultats de ferraillage sur appuis	62
Tableau.III.13 : Vérification des contraintes de la dalle en travée et sur appuis dans les deux sens.....	64
Tableau.III.14 : combinaison des charges.....	69
Tableau.III.15 combinaison des charges.....	69
Tableau III.16 : Tableau récapitulatif des moments	71
Tableau III.17 : Calcul du ferraillage	71
Tableau III.18 : vérification des contraintes.....	73
Tableau III.19 : Récapitulatif de Calcul.....	74
Tableau III.20 : Récapitulatif de la vérification des flèches	74
Tableau III.21 combinaison des charges:.....	77
Tableau III.22 : Charge à l'ELU et à l'ELS.....	77
Tableau III.23 : Tableau récapitulatif des moments.....	78
Tableau.III.24 : calcul du ferraillage.....	78
Tableau.III.25 : vérification des contraintes.....	81
Tableau.III.26 : Récapitulatif de Calcul	82
Tableau III.27 : Récapitulatif de la vérification des flèches.....	82
Tableau III.28 : Calcul de ferraillage.....	85
Tableau III.29 : Combinaison des charges.....	88
Tableau III.30 : Calcul des efforts internes	89
Tableau III.31 : Ferraillage du balcon (type "I").....	89
Tableau III.32: Vérification des contraintes du balcon (type "I").....	91

Tableau IV.1. Sections des poteaux.....	95
Tableau. IV.2: Période et facteurs de participation massique du modèle initial.....	97
Tableau IV.3.Paramètres sismique	98
Tableau IV.4. Vérification des déplacements inter étages (modèle initial).....	101
Tableau IV.5. Période et facteurs de participation massique du modèle 1	102
Tableau IV.6. Vérification des déplacements inter étages.....	103
Tableau IV.9. Période et facteurs de participation massique du modèle 2.....	105
Tableau IV.10. Vérification des déplacements inter étages (modèle 2)	106
Tableau IV.11. Période et facteurs de participation massique.....	107
Tableau IV.12. Vérification des déplacements inter étages	108
Tableau. IV.13. Sections des poteaux	108
Tableau IV.14. Période et facteurs de participation massique	109
Tableau IV.15. Vérification des déplacements inter étages	110
Tableau V.1 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{max}, M^{corr}).....	110
Tableau V.2 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (M^{max}, N^{corr})	114
Tableau V.3 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{max}, M^{corr}).....	115
Tableau V.4 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (M^{max}, N^{corr}).....	115
Tableau V.5 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{max}, M^{corr})	115
Tableau V.6 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (M^{max}, N^{corr}).....	116
Tableau V.7 : Choix des armatures des poteaux.....	116
Tableau V.8 : Vérification des contraintes pour les poteaux	117
Tableau V.9: Vérification des contraintes pour les poteaux	117
Tableau V.10: Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux	118
Tableau V11: Espacements maximales selon RPA99	119
Tableau V.12 : Choix des armatures transversales pour les poteaux	120
Tableau V.13 : Ferrailage des poutres porteuses (situation durable).....	122
Tableau V.14 : Ferrailage des poutres porteuses (situation accidentelle).....	122
Tableau V.15 : Ferrailage des poutres secondaires (situation durable).....	122
Tableau V.16: Ferrailage des poutres secondaires (situation accidentelle).....	123
Tableau V.17 : Choix des armatures pour les poutres porteuses.....	123
Tableau V.18 : Choix des armatures pour les poutres secondaires.....	123
Tableau V.19: Vérification de la condition de non fragilité	124
Tableau V.20 : Vérification des poutres principales à l'ELS	125
Tableau V.21 : Vérification des poutres secondaires à l'ELS.....	125
Tableau V.22 : Vérification de la contrainte de cisaillement.....	126
Tableau V.23 : Calcul des armatures transversales.....	127
Tableau V.24 : Vérification de la section d'armatures	128
Tableau V.25 : Vérification de la compression de l'aire d'appui.....	128
Tableau V.26 : Vérification dans les appuis de rives.....	129
Tableau V.27 : Valeurs de (l_r/l)	134
Tableau V.28 : Calcul de la contrainte limite $\sigma_{u\ lim}$	135
Tableau V.29 : Aciers verticaux et horizontaux.....	136
Tableau V.30 : Aciers transversaux.....	137
Tableau V.31 : Calcul de σ_{ba} et σ_{bna} pour l'exemple	141
Tableau V.32 : Calcul des armatures des voiles VL01.....	141
Tableau V.33 : Calcul des aciers horizontaux des voiles VL01	144
Tableau V.34 : Calcul des armatures des voiles VL02.....	144
Tableau V.35 : Calcul des aciers horizontaux des voiles VL02.....	144
Tableau V.36 : Calcul des armatures des voiles VL03	145
Tableau V.37 : Calcul des aciers horizontaux des voiles VL03.....	145
Tableau V.38 : Calcul des armatures des voiles VL04.....	145
Tableau V.39 : Calcul des aciers horizontaux des voiles VL04	146
Tableau V.40 : Calcul des armatures des voiles VL05.....	146
Tableau V.41 : Calcul des aciers horizontaux des voiles VL05.....	146

Tableau V.42 : Calcul des armatures des voiles VL06	147
Tableau V.43 : Calcul des aciers horizontaux des voiles VL06	147
Tableau VI.1 : Coupe lithologique des sondages carottés SC1 et SC2	153
Tableau VI.2 : Liste des essais de laboratoire réalisés.....	153
Tableau VI.3 : Teneur en eau et poids volumique	155
Tableau VI.4 : Limites de liquidité à la coupelle de casagrande (SC1).....	155
Tableau VI.5 : Limites de liquidité à la coupelle de casagrande (SC2)	156
Tableau VI.6 : Classification des sols du site étudié.....	156
Tableau VI.7 : La compressibilité des sols du site étudié.....	156
Tableau VI.8 : Résistance au cisaillement des sols du site étudié.....	157
Tableau VI.9 : Caractéristique physiques et mécaniques du sol.....	158
Tableau VI.10 : Portance des sols calculée à partir des essais de laboratoire.....	159
Tableau.VII.1. Effort normal appliqué sur les fondations	161
Tableau.VII.2. Sections des semelles filantes	163
Tableau.VII.3. Contraintes sous le radier à l'ELU.....	168
Tableau.VII.4. Contraintes sous le radier à l'ELS	169
Tableau.VII.5. Contraintes sous le radier à l'ELS	170
Tableau.VII.6. Ferrailage des panneaux du radier.....	170
Tableau.VII.7. Vérification des contraintes	171
Tableau.VII.8. Ferrailage des nervures (sens porteur).....	171
Tableau.VII.9. Ferrailage des nervures (sens non porteur)	172
Tableau.VII.10. Vérification des contraintes.....	172
Tableau.VII.11. Ferrailage des nervures (sens porteur).....	172
Tableau.VII.12. Ferrailage des nervures (sens non porteur)	173
Tableau.VII.13. Vérification des contraintes	174
Tableau.VII.14 : Ferrailage du voile périphérique	177
Tableau.VII.15 : Vérification des contraintes à l'ELS	179

LISTE DES FIGURES

- Figure I.1 : Diagramme contraintes-déformation à l'ELU
Figure I.2 : Diagramme contraintes-déformation à l'ELS
Figure I.3 : Diagramme contraintes-déformation de l'acier à l'ELU
Figure II.1: plancher à corps creux
Figure II.2: Dimensions de poutre
Figure II.3: Section réduite du poteau
Figure III.1 : Acrotère
Figure III.2: Sollicitation de l'acrotère
Figure III.3: Ferrailage de l'acrotère
Figure III.4: Dimensions du corps creux
Figure III.5 : Poutrelle préfabriquée
Figure III.6: Schéma statique de la poutrelle à deux travées
Figure III.7: Schéma statique de la poutrelle à deux travées
Figure III.8: Schéma statique de la poutrelle à quatre travées
Figure III.9: Disposition constructive des armatures des poutrelles
Figure III.10: Dimensions de l'escalier
Figure III.11 : Schéma statique de l'escalier type A
Figure III.12 Schéma statique de l'escalier
Figure III.13 : Schéma statique de l'escalier type B
Figure III.14 Schéma statique de l'escalier
Figure III.15 : Schéma statique de la poutre palière.
Figure III.16 : Dimensions du balcon
Figure III.17 : Schéma statique du balcon
Figure IV.1 : Modèle initial
Figure. IV.2 : Modèle 1
Figure. IV.3 : Modèle 2
Figure. IV.4 : Modèle 3
Figure. IV.5 : Modèle 4
Figure V.1: Ferrailage des poteaux
Figure V.2: arrêt des barres
Figure V.3: Ferrailage des poutres porteuses
Figure V.4: Ferrailage des poutres secondaires
Figure V.5: modèle général d'un voile
Figure V.6: Disposition des armatures verticales dans les voiles
Figure V.7: Disposition des voiles
Figure VII.1: Semelle isolée sous poteau
Figure.VII.2: Semelle filante
Figure.VII.3: Schéma statique du bâtiment
Figure.VII.4: Contraintes sous le radier
Figure.VII.5: Ferrailage des nervures (sens porteur) et (sens non porteur)

LISTE DES SYMBOLES

La signification des principaux symboles est la suivante :

En majuscules :

A	Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
A_s	Aire d'une section d'acier
A_t	Section d'armatures transversales
B	Aire D'une section de béton
D	Diamètre
E	Module d'élasticité longitudinale
E_b	Module de déformation longitudinale du béton
E_i	Module d'élasticité de l'acier
E_s	Module de déformation instantanée (E_{ij} à l'âge de j jours)
E_v	Module de déformation différé (E_{vj} à l'âge de j jours)
F	Force ou action en général
G	Action permanente, module d'élasticité transversale
Q	Charges d'exploitations
I	Moment d'inertie
K	Coefficient
L	Longueur ou portée,
L_f	Longueur de flambement
M	Moment fléchissant développé par les charges permanentes
M_G	Moment en général, moment de flexion le plus souvent
M_Q	Moment fléchissant développé par les charges d'exploitations
M_u	Moment de calcul ultime
M_{ser}	Moment de calcul de service
M_t	Moment en travée
M_a	Moment sur appuis
N	Effort normal
S_t	Espacement des armatures transversales
T	Effort Tranchant, période
V_0	Effort tranchant a la base
K_t	Facteur de terrain
Z_0	Paramètre de rugosité
Z_{min}	Hauteur Minimale
C_r	Coefficient de rugosité
C_t	Cohésion
C_d	Coefficient dynamique
C_e	Coefficient d'exposition
C_{pe}	Coefficient de pression extérieure
C_{pi}	Coefficient de pression intérieure
C_p	Coefficient de pression nette
R	Force résultante
F_{fr}	Force de frottement
C	Coefficient de topographie

C_c	Coefficient de compression
C_s	Coefficient de sur consolidation
D	Fiche d'ancrage
W	Teneur en eau, Poids total de la structure
W_{sat}	Teneur en eau saturé
W_L	Limite de liquidité
W_p	Limite de plasticité
N_q, N_γ, N_c	Facteurs de portance
S_r	Degré de saturation
I_p	Indice de plasticité
I_c	Indice de consistance
S_c	Tassement oedométrique
S_c^T	Tassement total
S_c^{adm}	Tassement admissible
E.L.U	Etat limite ultime
E.L.S	Etat limite service

En minuscules :

a	une dimension
b	une dimension transversale (largeur ou épaisseur d'une section)
d	distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême la plus com
d'	distance du barycentre des armatures comprimée à la fibre extrême la plus co
e	épaisseur, Indice des vides
cg	grosseur des granulats
f	résistance d'un matériau (avec indice), flèche
f_e	limite d'élasticité de l'acier
f_{cj}	résistance caractéristique à la compression du béton âge de j jours
f_{tj}	résistance caractéristique à la traction du béton âge de j jours
f_{c28}, f_{t28}	grandeurs précédentes avec j =28 jours
h	hauteur totale d'une section de béton armé
i	rayon de giration d'une section
j	nombre de jours
k	coefficient en général
l	longueur ou portée (on utilise aussi L)
n	coefficient d'équivalence acier-béton
s	espacement des armatures en générales
s_t	espacement des armatures transversales
x	coordonnée en général, abscisse en particulier
y	coordonnée, parallèlement au plan moyen, à partir de l'axe central d'inertie
	Profondeur de l'axe neutre
z	coordonnée d'altitude
q_{dyn}	pression dynamique
$q_{réf}$	pression dynamique de référence
q_j	pression dû au vent

En minuscules :

\emptyset	diamètre des armatures, mode propre
γ_s	coefficient de sécurité dans l'acier
γ_b	coefficient de sécurité dans le béton
ε	déformation relative
ε_{bc}	raccourcissement relatif du béton comprimé
ε_s	allongement relatif de l'acier tendu
ε'_s	raccourcissement relatif de l'acier comprimé
η	coefficient de fissuration relatif à une armature
ν	coefficient de poisson, coefficient sans dimension
ρ	rapport de deux dimensions en particulière l'aire d'acier à l'aire de béton
σ	contrainte normale en général
λ	Élancement
τ	contrainte tangente (de cisaillement)
σ_{bc}	contrainte de compression,
σ_{ts} et σ_{sc}	contrainte de traction, de compression dans l'acier, également notées σ_s, σ'_s
φ	Angle de frottement,
σ_c	Contrainte de consolidation
$\bar{\sigma}_s$	Contrainte de traction admissible de l'acier
$\bar{\sigma}_{bc}$	Contrainte de compression admissible du béton
β	Coefficient de pondération
σ_{sol}	Contrainte du sol
σ_m	Contrainte moyenne

Construire a été toujours l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. La construction des ouvrages a été depuis toujours, le sujet de beaucoup de questions centrées principalement sur le choix du type d'ouvrage.

Malheureusement ces ouvrages et ces constructions sont toujours endommagés par des risques naturels, tel que : les séismes, les cyclones, les volcans...etc. Et pour construire des structures qui permettent une fiabilité vis à vis ces aléas naturels, il faut suivre les nouvelles techniques de constructions.

La construction parasismique est l'une de ces nouvelles techniques, et elle est incontestablement le moyen le plus sûr de prévention du risque sismique. Elle exige le respect préalable des règles normales de la bonne construction, mais repose également sur des principes spécifiques, dus à la nature particulière des charges sismiques. Ces principes et leurs modes d'application sont généralement réunis, avec plus ou moins de détails, dans les règles parasismiques. (Règlement parasismique algérien "**RPA99 version 2003**"), l'objectif de ces règlements est d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions.

Ce document est organisé comme suit :

Le chapitre I constitue une présentation descriptive de l'ouvrage avec les dimensions en plan et en élévation, des éléments structuraux et non structuraux et des caractéristiques des matériaux utilisés.

Pour toute étude d'une structure, le pré dimensionnement des éléments résistants (poteaux, poutres et voiles) se fait en première étape afin d'entamer l'étude dynamique, C'est le deuxième chapitre.

Dans le troisième chapitre nous intéressons au calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, les poutrelles, la dalle machine, les balcons et les escaliers)

Dans le quatrième chapitre nous nous intéressons à la modélisation de la structure et la détermination des modes de vibrations, en renforçant l'ossature par des voiles, on observe ainsi le comportement de la structure jusqu'à la vérification des déplacements.

Pour que la structure résiste aux différentes sollicitations on doit calculer le ferrailage de ses éléments résistants, à partir des résultats obtenus par l'analyse dynamique, qui sera le cinquième chapitre.

Dans le chapitre VI, on fait l'étude du sol qui est une étape essentielle dans un tel projet, pour connaître l'état des lieux au voisinage de la construction et les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le sol de fondation.

Le chapitre VII consiste à exploiter les résultats de l'étude du sol dans le dimensionnement et le ferrailage des fondations (la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges et les surcharges supportées par l'ouvrage).

Nous terminons ce document par quelques conclusions et perspectives.

I.1. INTRODUCTION

Ce projet porte sur l'étude d'un bâtiment (RDC+9+1SS) à usage multiple avec le réez de chaussée a usage commercial. L'ouvrage sera implanté à la wilaya de **Blida** qui est classée comme zone de forte sismicité (**Zone III**) selon le classement des zones établi par le Règlement Parasismique Algérien (**RPA 99 version 2003**).

Notre étude sera conforme aux exigences des règles de conception et de calcul des ouvrages en béton arme **CBA 93, BAEL 91** et aux règles parasismiques **RPA 99 version 2003**

I.2. PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

L'objet de notre projet est l'étude des éléments résistants d'un bâtiment constitué d'un seul bloc de forme irrégulière en plan.

Le bâtiment se compose de:

- Un sous sol a usage dépôt
- Un réez de chausse a usage commercial
- Des étages à usage d habitation (du 1er au 9 eme)
- Une terrasse inaccessible

I.2.1. CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES

Dimensions en élévation

- Hauteur totale du bâtiment.....29,70m
- Hauteur du sous sol.....3,88 m
- Hauteur du rez-de-chaussée.....2,97 m
- Hauteur de l'étage courant2,97 m

Dimensions en plan

- Longueur totale en plan19,79 m
- Largeur total en plan25,91m

I 2.2. OSSATURE

Le bâtiment est constitué par des portiques auto stables en béton armé et des voiles suivant les deux sens. Le système de contreventement du bâtiment est donc un système de "contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques " (type 4a) [1].

I.2.3. CLASSIFICATION DU BÂTIMENT [1]

Le bâtiment est un ouvrage classé dans le " **groupe 2** ", car il est à usage d'habitation dont la hauteur ne dépasse pas 48 m. [1].

I 2.4. PLANCHER

Le type du plancher est fonction de :

- La porte de différentes travées
- Les charges à supporter
- La forme du plancher

Selon ces critères nous avons opté pour (02) deux types de plancher

- Plancher en corps creux (pour les étages courants)
- Plancher dalle pleine (pour le réze de chaussée)

I.2.5. ESCALIER

La structure comporte une seule cage d'escalier du sous sol au 9^{ème} étage. L'escalier est composé de deux volées et un palier.

I.2.6. MAÇONNERIE

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses:

- Murs extérieurs constitués d'une double paroi en briques (10 cm et 15 cm d'épaisseur) séparées par une lame d'air de 5 cm d'épaisseur ;
- Murs intérieurs constitués par une seule paroi de briques de 10 cm d'épaisseur ;

I.2.7 Acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire non structural encastré au plancher terrasse, soumis à une flexion composée due à un effort normal provoqué par son poids propre, et un moment fléchissant provoqué par la main courante.

I.3. CARACTÉRISTIQUES MÉCANIQUES DES MATÉRIAUX

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé (**BAEL91mod99**) [2] et tous les règlements applicables en Algérie (**RPA 99 version 2003** [1] et **CBA93**[3]).

I.3.1. BÉTON

a. Composition du béton

Le béton est un matériau constitué par le mélange dans des proportions convenables, de ciment, de granulats (gravier, sable) et de l'eau.

La composition courante de 1m³ de béton est:

- 350 Kg de ciment CPA,
- 400 l de sable $D_g \leq 5 \text{ mm}$,
- 800 l de gravillon $5 \text{ mm} \leq D_g \leq 25 \text{ mm}$,
- 175 l d'eau de gâchage.

Soit alors un poids volumique de : $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$

b. Propriétés mécaniques du béton

Les propriétés mécaniques du béton sont données par le tableau suivant :

Résistance a la compression	Résistance en traction	Module d'élasticité		Coefficient De poisson
		Instantané	différé	
$j < 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = 0,685 f_{c28} \log(j+1)$ $j = 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = f_{c28}$ $j > 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = 1.1 f_{c28}$ $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$	$f_{ij} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$ $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$	$E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3}$ $E_{ij} = 32164,20 \text{ MPa}$	$E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3}$ $E_{ij} = 10721,40 \text{ MPa}$	$\nu = \frac{\Delta L}{L}$ $\nu = 0,2$

Tableau I 1 : Propriétés mécaniques du béton

c. Les contraintes limites de calcul [2]

L'état limite est défini :

- L'équilibre statique
- la résistance des matériaux
- la stabilité des formes

c.1. Contraintes limites à l'état limite ultime (ELU)

La contrainte limite à l'ELU du béton est donnée par :

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec

γ_b : Coefficient de sécurité, tel que :

- $\gamma_b = 1,5$ cas des situations durables ou transitoires..... $f_{bu} = 14,17 \text{ MPa}$
- $\gamma_b = 1,15$ cas des situations accidentelles..... $f_{bu} = 18,48 \text{ MPa}$

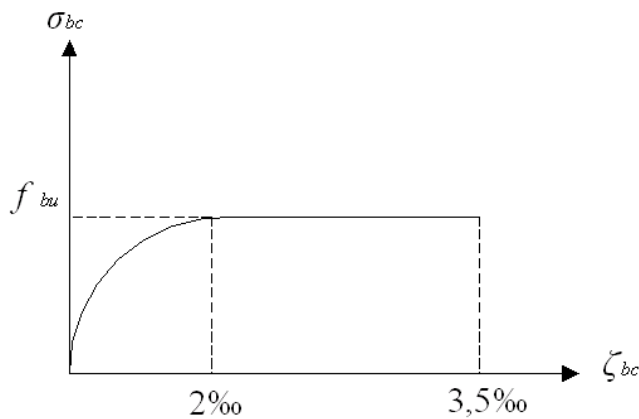


Figure. I 1 Diagramme contrainte-déformations à l'ELU

c.2. Contraintes limites à l'état limite de service (ELS)

L'état limite de service est un état de chargement au-delà du quel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue ; on distingue :

- L'état limite de service vis-à-vis de la compression de béton
- L'état limite de service d'ouverture des fissures.
- L'état limite de service de déformation.

La contrainte limite de service est donnée par : $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28}$

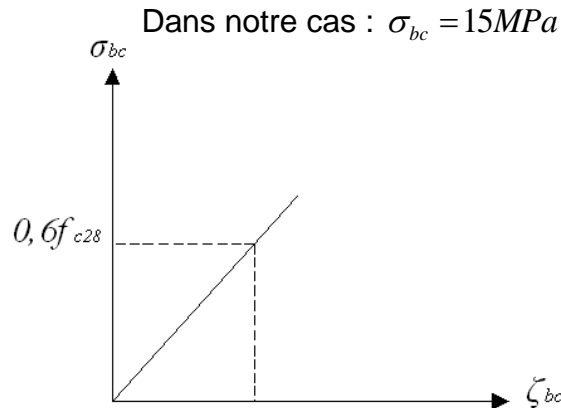


Figure.I.2: Diagramme contrainte-déformations à l'ELS

I 3.2. ACIERS

Afin de remédier au problème de non résistance du béton à la traction, on intègre dans les éléments du béton des armatures d'acier pour reprendre les efforts de traction.

Les aciers utilisés pour constituer les éléments en béton armé sont donnés dans le tableau I.2.

Nature	Utilisation	Nuance	Diamètres (mm)	Limites élastiques en MPa	Module d'élasticité
R.L	Armatures Transversales	Fe E235	$\emptyset < 10$	$FeE = 22 (f_e = 215 MPa)$ $FeE = 24 (f_e = 235 MPa)$	$E_s = 2,1.10^5 MPa$
Barre HA	Armatures Longitudinales	Fe E400	$\emptyset > 10$	$f_e = 400 MPa$	
Treilles soudés	Eléments plans	TLE 520	$\emptyset < 6$	$f_e = 520 MPa$	

Tableau I.2 : Propriétés mécaniques de l'acier

a. Les contraintes limite de calcul [2]

a.1. Contraintes limites à l'état limite ultime (ELU)

On adopte le diagramme contrainte- déformation suivant:

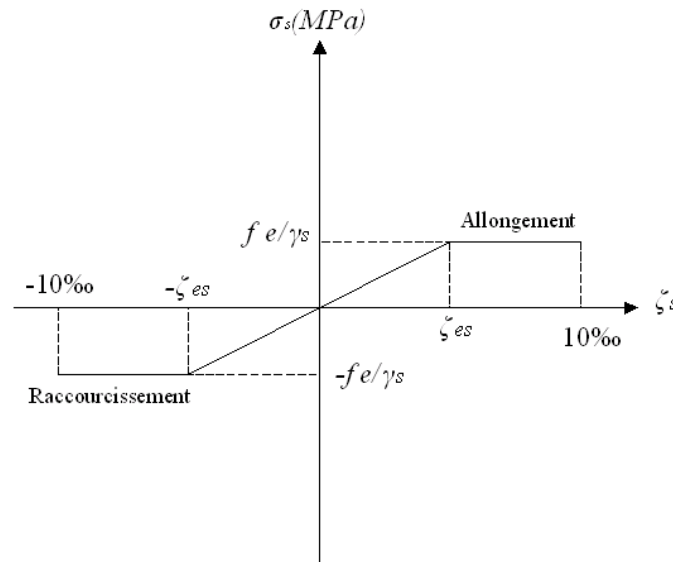


Figure. I 3 : Diagramme contrainte-déformations de l'acier à l'ELU

f_e : Contrainte limite élastique.

ϵ_{es} : Déformation (allongement) relative de l'acier $\rightarrow \epsilon_s = \frac{\Delta L}{L}$

$$\epsilon_{es} = \frac{f_e}{E_s \gamma_s}$$

σ_s : Contrainte de l'acier. : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{Cas des situations durables ou transitoires} \\ 1,00 & \text{Cas des situations accidentelles} \end{cases}$$

Pour les aciers FeE400 on a : $\epsilon_{es} = \frac{400}{1,15 \times 2.10^5} = 1,74\text{‰}$

a.2. Contraintes limites à l'état limite de service (ELS)

C'est l'état où on fait des vérifications des contraintes par rapport aux cas appropriées :

- Fissuration peu nuisible : pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable: $\sigma_s = \left(\frac{2}{3} f_e ; 150\eta \right)$ (MPa)

η : Coefficient de fissuration

$\eta = 1,00$ pour les aciers ronds lisse.

$\eta = 1,60$ pour les aciers à haute adhérence.

b. Le coefficient d'équivalence

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

Avec

E_s : Module de déformation de l'acier,
 E_b : Module de déformation du béton.

I.4. HYPOTHESES DE CALCUL

Le calcul en béton armé est basé sur les hypothèses suivantes :

- Les sections droites restent planes après déformation ;
- Il n'y a pas de glissement entre les armatures d'acier et le béton ;
- Le béton tendu est négligé dans le calcul de la résistance à cause de sa faible résistance à la traction ;
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5 ‰ en flexion simple ou composée et à 2‰ dans la compression simple ;
- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10‰.

La contrainte de calcul, notée " σ_s ", est définie par la relation : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

- Acier rond lisse $\begin{cases} \sigma_s = 204,34MPa & \text{Situation durable} \\ \sigma_s = 235MPa & \text{Situation accidentelle} \end{cases}$
- Acier à haute adhérence $\begin{cases} \sigma_s = 348MPa & \text{Situation durable} \\ \sigma_s = 400MPa & \text{Situation accidentelle} \end{cases}$

II.1. INTRODUCTION

Avant d'entamer tout calcul, il est plus pratique d'estimer l'ordre de grandeur des éléments de la structure, pour cela des règlements en vigueur, notamment le "RPA99 version 2003" [1], mettent au point ce qui est nécessaire pour un pré dimensionnement à la fois sécuritaire et économique.

II.2. PRÉDIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport à leurs dimensions en plan.

Dans notre structure on a deux types de planchers : a dalle pleine et a corps creux.

II.2.1. Plancher en corps creux

Ces planchers sont constitués des poutrelles préfabriquées associées aux corps creux. Pour le Pré dimensionnement de la hauteur des poutrelles en utilisera la formule empirique suivante :

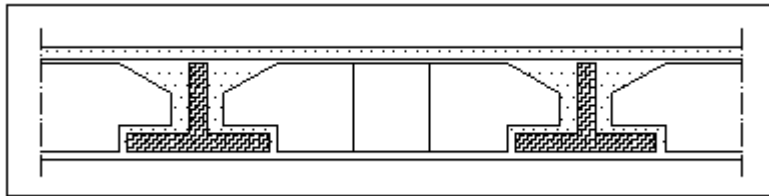


Figure. II.1 : plancher en corps creux

$$\frac{L}{25} \leq e \leq \frac{L}{20}$$

Avec

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

L : La distance maximale de la poutre

$$L_{\max} = 5,20 \text{ m} \Rightarrow 20,80 \text{ cm} \leq e \leq 26,00 \text{ cm}$$

On prend : **(16+5) cm.**

II.2.2. Plancher en dalle pleine :

L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent beaucoup plus des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance, on déduira donc l'épaisseur des dalles à partir des conditions ci-après :

a) Résistance au feu :

e=7,0cm pour une heure de coupe de feu
e=11cm..... pour deux heures de coupe de feu

D'où : e = 11cm.

b) Isolation phonique :

Pour assurer une isolation phonique minimale, l'épaisseur de plancher doit être supérieure ou égale à 15 cm ; on adopte une épaisseur de : e=16cm.

c) Résistance a la flexion :

Les conditions qui doivent vérifiées selon le nombre des appuis sont les suivantes :

- Dalle reposant sur deux appuis : $\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$
- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$

L_x étant la plus petite portée de panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable)
Dans notre cas les dalles reposant sur quatre appuis ont une portée $L_x=4,55$ m

On aura donc : $\frac{455}{50} \leq e \leq \frac{455}{40}$ [cm].

Soit : $9,10 \leq e \leq 11,375$ [cm]

Donc, on prend : e=10 cm.

Finalement, l'épaisseur à retenir doit être : e=max (11 ; 16 ; 10)

Donc : **e=16 cm.**

II.3. EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES

Cette étape consiste à évaluer et à déterminer les charges et les surcharges qui influent directement sur la résistance et la stabilité de notre ouvrage.

II.3.1. PLANCHER TERRASSE INACCESSIBLE**a. Charges permanentes**

- 1-Protection gravillons $5 \text{ cm} \times 20 \text{ kN/m}^3 = 1 \text{ kN/m}^2$
- 2- Etanchéité multicouches $2 \text{ cm} \times 06 \text{ kN/m}^3 = 0.12 \text{ kN/m}^2$
- 3- Papier kraft $0,01 \text{ kN/m}^2$

4- Forme de pente (1,5 %)	10 cm × 22 kN/m ³ = 2.20 kN/m ²
5- Polyane.	0.01 kN/m ²
6- Isolation thermique.	4 cm × 0.4 kN/m ³ = 0.16 kN/m ²
7- Ecran pare vapeur. (Feutre bitumé)	0.22 kN/m ²
8- Dalle à corps creux (16+5).	2.85 kN/m ²
9- Enduit en plâtre.	<u>2 cm × 10 kN/m³ = 0.20 kN/m²</u>
	G = 6,60 kN/m²

b. Charge d'exploitationTerrasse inaccessible **Q=1,00kN/m²****II 3.2. PLANCHER ETAGE COURANT (1^{er} au 9^{eme} étage)**a. Charges permanentes

1- Carrelage	2cm × 22 = 0.44 kN/m ²
2- Mortier de pose	2cm × 20 = 0.40 kN/m ²
3- Lit de sable	2cm × 18 = 0.36 kN/m ²
4- plancher à corps creux (16 + 5)	= 2.85 kN/m ²
5- Enduit en plâtre	2cm × 10 = 0.20 kN/m ²
6- Cloisons internes	<u>10 cm × 9 = 0.90 kN/m²</u>
	G = 5.15kN/m²

Plancher dalle en corps creux : G=5,15 kN/m²b. Charge d'exploitation**Q=1,50kN/m²..... (Habitation)****II.3.3. Plancher RDC : (usage commercial)**a. Charges permanentes

1- Carrelage (e=2cm).....	0,50kN/m ²
2- Mortier de pose (e=2cm ; ρ=20kN/m ³).....	0,40kN/m ²
3- Lit de sable (e=3cm ; ρ=18kN/m ³).....	0,54kN/m ²
4- Dalle pleine (16 cm)	4,0 kN/m ²
5- Enduit en plâtre (e=2cm ; ρ=10kN/m ³).....	0,20kN/m ²
6- Cloisons légères (e=10cm).....	<u>1, 00kN/m²</u>

G = 6,64 kN/m²

b. **Charge d'exploitation** : (usage commercial)

$$Q = 5,00 \text{ kN /m}^2$$

II.3.4. sous sol : (Zones de dépôt) :

$$G = 6,64 \text{ kN /m}^2 \quad Q = 3,50 \text{ kN /m}^2$$

II.3.5. MAÇONNERIE

Murs extérieurs

1- Enduit en ciment (e=2cm ; $\rho=18\text{kN/m}^3$).....	0,36kN/m ²
2- Brique creuse (e=15cm ; $\rho=9\text{kN/m}^3$).....	1,35kN/m ²
3- Ame d'air (e=5cm).....	0,00kN/m ²
4- Brique creuse (e=10cm).....	0,90 kN/m ²
5- Enduit en plâtre (e=2cm ; $\rho=10\text{kN/m}^3$).....	<u>0,20 kN/m²</u>

$$G=2,81 \text{ kN/m}^2$$

II.3.6. BALCONS

a. **Charges permanentes**

1- Carrelage (e=2cm).....	0,50 kN/m ²
2- Mortier de pose (e=2cm ; $\rho=20\text{kN/m}^3$).....	0,40 kN/m ²
3- Lit de sable (e=3cm ; $\rho=18\text{kN/m}^3$).....	0,54 kN/m ²
4- Dalle pleine (e=15cm).....	3,75 kN/m ²
5- Enduit en ciment (e=2cm ; $\rho=18\text{kN/m}^3$).....	<u>0,36 kN/m²</u>

$$G=5,55\text{kN/m}^2$$

b. **Surcharge d'exploitation**

$$Q=3,50\text{kN/m}^2$$

II.3.6. ACROTER

Charges permanentes

Poids propre: $G_p = S \times \rho_{BA}$

Poids volumique : $\rho_{BA} = 25 \text{ kN/m}^3$.

Surface de l'acrotère : $S = (0,1 \times 0,6) + (0,08 \times 0,1) + (0,02 \times 0,1) / 2 = 0,069 \text{ m}^2$

$$G = 1,725 \text{ kN/ml.}$$

II.4. PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS RESISTANTS

II.4.1. LES PORTIQUES

Le système des portiques est constitué des éléments horizontaux (les poutres) et des éléments verticaux (les poteaux).

II.4.1.1. LES POUTRES

Le pré dimensionnement des poutres se fait en deux étapes :

- 1- Choix des sections des poutres selon les formules empiriques données par le "BAEL 91 modifié 99" [2]
- 2- Vérification selon "RPA 99 version 2003" [1]

a. Poutres principales (porteuses)

Condition de RPA 99 "version 2003" : [2]

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm.} \\ h \geq 30 \text{ cm.} \\ h/b \leq 4,0. \end{array} \right.$$

- D'après le "BAEL 91 modifié 99" [2]

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

$$0,3h \leq b \leq 0,7h$$

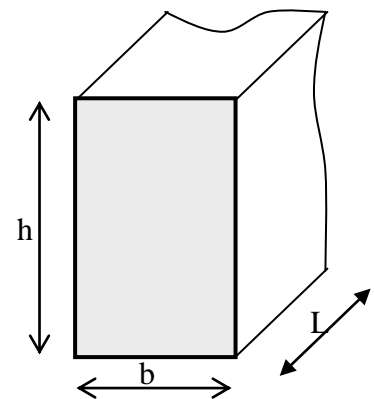


Figure II 2 : Dimensions de poutre

Avec :

L : La portée maximale de la poutre.

h : La hauteur de la section.

b : La largeur de la section.

➤ Détermination de la hauteur "h"

Le pré dimensionnement des poutres se fait suivant la longueur la plus défavorable.

On a : $L=5,20 \text{ m}$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 34,67 \text{ cm} \leq h \leq 52,00 \text{ cm}$$

On prend : $h=45 \text{ cm}$

➤ **Détermination de la largeur " b "**

$$h = 45\text{cm} : 0,3h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 13,5\text{cm} \leq b \leq 31,5\text{cm}$$

On prend : **b=30cm**

- **Vérification selon le " RPA 99 version 2003 " [2]** (Zone sismique III)

Les dimensions des poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$b \geq 20\text{cm} \Rightarrow b = 30\text{cm} > 20\text{cm} \dots \text{condition vérifiée}$$

$$h \geq 30\text{cm} \Rightarrow h = 45\text{cm} > 30\text{cm} \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{h}{b} = 1,5 < 4 \dots \text{condition vérifiée}$$

- **Condition de rigidité**

On doit vérifier que :

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

$$\frac{45}{520} = 0,0865 > 0,0625 \dots \text{vérifier}$$

b. Poutres secondaires (non porteuses)

- **D'après le " BAEL 91 modifié 99 " [2]**

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

$$* 0,3h \leq b \leq 0,7h$$

➤ **Détermination de la hauteur " h "**

On a : **L=4.55m**

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 30,33\text{cm} \leq h \leq 45,5\text{cm}$$

On prend : **h=35cm**

➤ **Détermination de la largeur " b "**

$$h = 35\text{cm} : 0,3h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 10,5\text{cm} \leq b \leq 24,5\text{cm}$$

On prend : **b=25cm**

- **Vérification selon le " RPA 99 version 2003 " [1]** (Zone sismique III)

Les dimensions des poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \Rightarrow b = 25\text{cm} \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ h \geq 30\text{cm} \Rightarrow h = 35\text{cm} \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{35}{25} = 1,40 < 4 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

- **Condition de rigidité**

On doit vérifier que :

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

$$\frac{35}{455} = 0,0769 > 0,0625 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

Conclusion :

Toute les conditions sont vérifier donc on adopte

- **Poutres porteuses** (b x h)= (30x45) cm².
- **Poutres secondaires** (b x h)= (25x35) cm².

II.4.1.2. LES POTEAUX

a. Principe

Les poteaux sont près dimensionnés en compression simple sous l'effet de l'effort normale ultime choisissant les poteaux les plus sollicités de la structure. C'est-à-dire, un poteau central, un poteau de rive et un poteau d'angle.

Chaque type de poteau est affecté de la surface du plancher chargé lui revenant, et on utilisera un calcul basé sur la descente de charge.

b. Etapes de pré dimensionnement (calcul)

- Choisir le poteau le plus sollicité
- Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
- Evaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau ;
- La section du poteau est alors calculée aux états limite ultime (ELU) vis-à-vis de la compression simple du poteau ;
- La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposée par le "RPA99 version 2003" [1] .
- Vérifier la section à ELS.

Loi de dégression

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q.

Q : Charge d'exploitation.

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n) \text{ Donnée par "BAEL 91 modifié 99" [2]}$$

Avec

n : nombre d'étage.

Q₀: la structure d'exploitation sur la terrasse.

Q₁, Q₂, ..., Q_n: les surcharges d'exploitation des planchers respectifs.

Niveaux des planchers	Surcharge	Σ surcharge	Σ surcharge (kN/m ²)
T	Q ₀	Σ ₀ =Q ₀	1,0
P9	Q ₁	Σ ₁ =Q ₀ + (Q _{EC} + Q _{BAL})	6,0
P8	Q ₂	Σ ₂ =Q ₁ +0,95 (Q _{EC} + Q _{BAL})	10,75
P7	Q ₃	Σ ₃ =Q ₂ +0,90 (Q _{EC} + Q _{BAL})	15,25
P6	Q ₄	Σ ₄ =Q ₃ +0,85 (Q _{EC} + Q _{BAL})	19,50
P5	Q ₅	Σ ₅ =Q ₄ +0,8 (Q _{EC} + Q _{BAL})	23,50
P4	Q ₆	Σ ₆ =Q ₅ +0,75 (Q _{EC} + Q _{BAL})	27,25
P3	Q ₇	Σ ₇ =Q ₆ +0,714 (Q _{EC} + Q _{BAL})	30,82
P2	Q ₈	Σ ₈ =Q ₇ +0,69 (Q _{EC} + Q _{BAL})	34,27
P1	Q ₉	Σ ₉ =Q ₈ +0,67 (Q _{EC} + Q _{BAL})	37,62
RDC	Q ₁₀	Σ ₁₀ =Q ₉ +0,65 Q _{RDC}	40,87
S.Sol	Q ₁₁	Σ ₁₁ =Q ₁₀ +0,63 Q _{SSOL}	43,07

Tableau. II.1 : Dégression des surcharges

c. Dimensionnement des poteaux

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple par la formule suivante :

$$N_u = \alpha \left[\frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right] \dots \dots \dots (1)$$

avec

* N_u: effort normal ultime (compression) =1,35G+1,5Q ;

* α : coefficient réducteur tenant compte de la stabilité (α = f(λ)) ;

λ: élancement d'EULER $\left(\lambda = \frac{l_f}{i} \right)$;

l_f: longueur de flambement ;

i: rayon de giration $\left(i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$;

I: moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$;

- * B : surface de la section du béton ($B=a \times b$) ;
- * γ_b : coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b=1,50$).....situation durable ;
- * γ_s : coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma_s=1,15$).....situation durable ;
- * f_e : limite élastique de l'acier ($f_e=400MPa$) ;
- * f_{c28} : contrainte caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28}=25MPa$) ;
- * A_s : section d'acier comprimée ;
- * Br : section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie ($Br=(a-0,02)(b-0,02)$) [m^2].

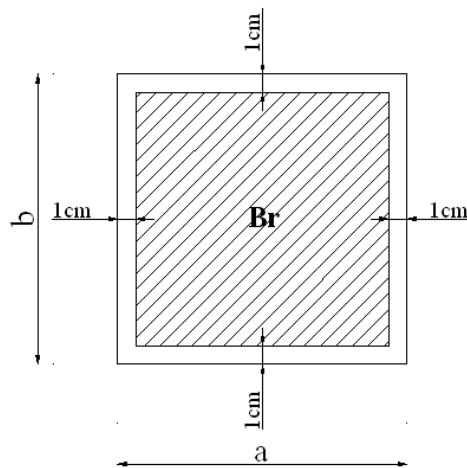


Figure .II.1: Section réduite du poteau

* Selon le “**BAEL 91 modifié 99**” [2]

$$0,2\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5\%$$

On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que : $\frac{A_s}{B} = 1\%$

$$\bullet \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \frac{\lambda}{35}} \quad \text{si } \lambda = 50$$

$$\bullet \alpha = 0,6 \frac{50^2}{\lambda} \quad \text{si } 50 < \lambda < 100$$

Pour les poteaux carrés, il est préférable de prendre $\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0,708$

On tire de l'équation (1) la valeur de Br :

$$Br \geq \frac{N_u}{\alpha \frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s}{B} \frac{f_e}{\gamma_s}} = 0,066N_u$$

e. Le minimum requis par "RPA99 version 2003" [1]

Pour une zone sismique III, on doit avoir au minimum :

$$\text{Min}(a;b) \geq 30\text{cm}$$

$$\text{Min}(a;b) > \frac{h_e}{20}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4$$

Avec

(a ; b) : dimensions de la section.

h_e : hauteur d'étage.

On opte pour des poteaux de section carrée ($a=b$).

f. Vérification à l'ELS

Vérifier la section à l'ELS, selon la formule :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{B + \eta A_s} \leq 0,6f_{c28} \dots \dots \dots (2)$$

Avec

N_{ser} : effort normal à l'ELS ($N_{ser}=N_G+N_Q$)

B : section de béton du poteau

A_s : section des armatures ($A_s=1\%B$)

n : coefficient d'équivalence $\left(n = \frac{E_s}{E_b} = 15 \right)$

σ_{ser} : contrainte de compression à l'ELS.

En remplaçant dans l'équation (2) les différents termes par leurs valeurs, on

$$\text{obtient : } \sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1,15B} \leq 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

On pré dimensionne 3types de poteaux. :

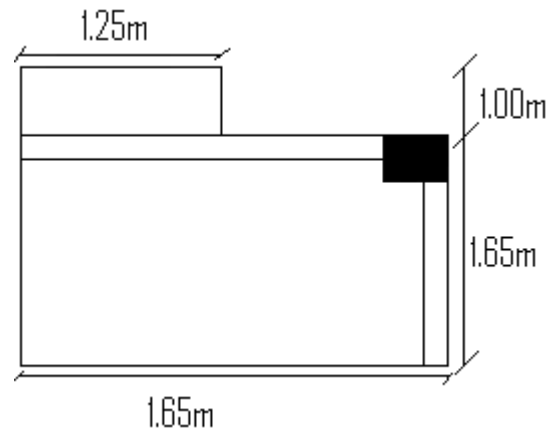
- { Poteau central.
- { Poteau intermédiaire.
- { Poteau d'angle.

II.4.2.1. Poteau d'angle

Soit S la surface reprise par le poteau le plus sollicité: $S = 3,98 \text{ m}^2$

$$S_{pl} = 1,65 \times 1,65 = 2,73 \text{ m}^2$$

$$S_{balc} = 1,00 \times 1,25 = 1,25 \text{ m}^2$$



Détermination de charges

➤ **Charge permanente**

Poids revenant à la terrasse :

- Poids plancher terrasse $G_{PT} = 6,60 \times 3,98 \dots\dots\dots = 26,27 \text{ kN}$
 - Poids des poutres porteuses $G_{PP} = 0,45 \times 0,30 \times 25 \times 1,65 \dots\dots\dots = 5,56 \text{ kN}$
 - Poids des poutres non porteuses $G_{PNP} = 0,25 \times 0,35 \times 25 \times 1,65 \dots\dots\dots = 3,60, \text{kN}$
 - Poids de l'acrotère $G_{acr} = 1,725 \times 4,55 \dots\dots\dots = \underline{7,85 \text{ kN}}$
- $G_T = 43,28 \text{ kN}$**

Poids revenant au 9^{ème} étage :

- poids plancher courant $G_{PC} = 5,15 \times 2,73 \dots\dots\dots = 14,06 \text{ kN}$
 - Poids des poutres porteuses $G_{PP} = 0,45 \times 0,30 \times 25 \times 1,65 = \dots\dots\dots = 5,56 \text{ kN}$
 - Poids des poutres non porteuses $G_{PNP} = 0,25 \times 0,35 \times 25 \times 1,65 \dots\dots\dots = 3,60 \text{ kN}$
 - poids du balcon $G_{BALC} = 5,55 \times 1,25 \dots\dots\dots = 6,94 \text{ kN}$
 - Poids propre du mur extérieur $G_{Mext} = 2,81 \times 2,97 \times 2,45 \dots\dots\dots = \underline{20,44 \text{ kN}}$
- $g = 50,60 \text{ kN}$**

D'où :

Poids revenant au 9^{ème} étage :

$$G_g = G_T + g = 93,88 \text{ kN}$$

Poids revenant au 8^{ème} étage :

$$G_8 = G_9 + g = 144,48 \text{ kN}$$

Poids revenant au 7^{ème} étage :

$$G_7 = G_8 + g = 195,08 \text{ kN}$$

Poids revenant au 6^{ème} étage :

$$G_6 = G_7 + g = 245,68 \text{ kN}$$

Poids revenant au 5^{ème} étage :

$$G_5 = G_6 + g = 296,28 \text{ kN}$$

Poids revenant au 4^{ème} étage :

$$G_4 = G_5 + g = 346,88 \text{ kN}$$

Poids revenant au 3^{ème} étage :

$$G_3 = G_4 + g = 397,48 \text{ kN}$$

Poids revenant au 2^{ème} étage :

$$G_2 = G_3 + g = 448,08 \text{ kN}$$

Poids revenant au 1^{ème} étage :

$$G_1 = G_2 + g = 498,68 \text{ kN}$$

Poids revenant au RDC :

$$G_{RDC} = G_1 + g = 549,28 \text{ kN}$$

Poids revenant au SS:

– Poids du plancher..... $G_{PC} = 6,64 \times 3,98 = 26,43 \text{ kN}$

– Poids des poutres porteuses $G_{PP} = 0,45 \times 0,30 \times 25 \times 1,65 = 5,56 \text{ kN}$

– Poids des poutres non porteuses..... $G_{PNP} = 0,25 \times 0,35 \times 25 \times 1,65 = 3,60 \text{ kN}$

$$g_{RDC} = 35,60 \text{ KN}$$

D'où : $G_{SS} = G_{RDC} + g_{RDC} = 584,88 \text{ Kn}$

Exemple de calcul

Etude de 9^{ème} étage

Pour le 9^{ème} étage on a : $N_{GT} = 43,28 \text{ kN}$
 $N_g = 50,60 \text{ kN}$

$$N_{G9} = N_{GT} + N_g = 93,88 \text{ kN}$$

$$N_{Q9} = Q_9 \times S = 6 \times 3,98 = 23,88 \text{ kN}$$

$$N_{u9} = 1,35 N_{G9} + 1,5 N_{Q9} = 162,558 \text{ KN}$$

$$Br \geq 0,066N_{u10} \Rightarrow Br \geq 1,07.10^{-2} m^2$$

$$Br = (a-0,02)(b-0,02) \quad \text{On a: } a=b$$

$$\text{Donc: } Br = (a - 0,02)^2 \Rightarrow a = \sqrt{Br} + 0,02 = 0,1234 \text{ m}$$

$$a=b=12,34 \text{ cm}$$

Le choix: $a=b=30 \text{ cm}$

• **Vérification de la section à l'ELS**

$$N_{ser9} = N_{G9} + N_{Q9} = 93,88 \text{ kN}$$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1,15B} \quad ; \quad (B = a \times b)$$

$$\sigma_{ser} = 1,13 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec } B = a \times b = 30 \times 30 = 900 \text{ cm}^2$$

Niveaux	N_G (kN)	N_Q (kN)	N_u (kN)	Br (cm ²)	$A=b$ (cm)	RPA (cm ²)	Le choix	N_{ser} (kN)	σ_{ser} (MPa)	Vérif.
P9	93,88	23,88	162,55	107,28	12,35	30x30	30x30	117,76	1,13	OK
P8	144,48	42,78	259,21	171,07	13,08	30x30	30x30	187,26	1,81	OK
P7	195,08	60,70	354,41	233,91	15,29	30x30	30x30	255,78	2,47	OK
P6	245,68	77,61	448,08	295,73	17,20	30x30	30x30	323,30	3,12	OK
P5	296,28	93,53	540,27	356,57	18,88	30x30	30x30	389,81	3,76	OK
P4	346,88	108,45	630,96	416,43	20,40	30x30	30x30	455,33	4,39	OK
P3	397,48	122,66	720,58	475,58	21,80	30x30	30x30	520,14	5,02	OK
P2	448,08	136,40	810,31	534,80	23,12	30x30	30x30	584,48	5,64	OK
P1	498,68	149,72	897,80	592,54	24,34	30x30	30x30	648,40	6,26	OK
RDC	549,28	162,66	985,51	650,43	25,50	30x30	30x30	711,94	6,87	OK
P.S.S	584,88	171,41	1046,70	690,82	28,28	30x30	30x30	756,29	7,30	OK

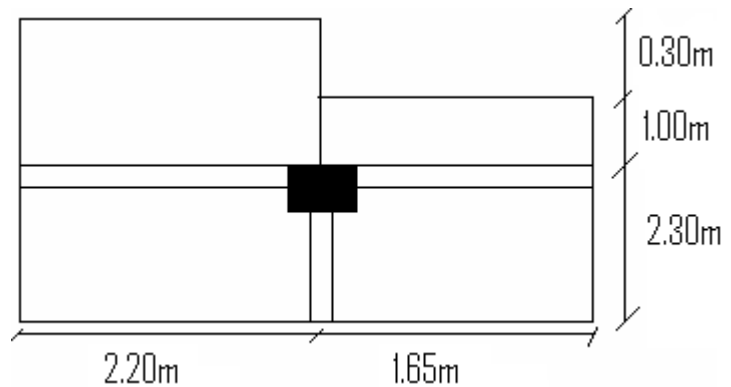
Tableau. II.2. Choix des sections des poteaux d'angles (carrés).

II.4.2.1. Poteau de rive

Soit la surface reprise par le poteau le plus sollicité: $S = 13,365 \text{ m}^2$

$$S_{\text{balc}} = (3,85 \times 1,00) + (0,30 \times 2,20) = 4,51 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{pl}} = 3,85 \times 2,30 = 8,855 \text{ m}^2$$



Détermination de charges

1-Charge permanente

Poids revenant à la terrasse :

$$\text{Poids plancher terrasse } G_{PT} = 6,60 \times 13,365 \dots\dots\dots = 88,21 \text{ kN}$$

$$\text{Poids des poutres porteuses } G_{PP} = 0,45 \times 0,30 \times 25 \times 2,30 \dots\dots\dots = 07,76 \text{ kN}$$

$$\text{Poids des poutres non porteuses } G_{PNP} = 0,25 \times 0,35 \times 25 \times 3,85 \dots\dots = 08,42 \text{ kN}$$

$$\text{Poids de l'acrotère } G_{acr} = 1,725 \times 4,25 \dots\dots\dots = \underline{07,33 \text{ kN}}$$

$$\mathbf{G_T = 111,72 \text{ kN}}$$

Poids revenant au 9^{ème} étage :

– poids plancher courant $G_{PC} = 5,15 \times 8,85 \dots\dots\dots = 45,58 \text{ kN}$

– Poids des poutres porteuses $G_{PP} = 0,45 \times 0,30 \times 25 \times 2,30 = \dots\dots\dots = 07,76 \text{ kN}$

– Poids des poutres non porteuses $G_{PNP} = 0,25 \times 0,35 \times 25 \times 3,85 \dots\dots = 08,42 \text{ kN}$

– poids du balcon $G_{BALC} = 5,55 \times 4,51 \dots\dots\dots = 25,03 \text{ kN}$

– Poids propre du mur extérieur $G_{Mext} = 2,81 \times 2,97 \times 2,65 \dots\dots\dots = \underline{22,11 \text{ kN}}$

$$\mathbf{g = 108,90 \text{ kN}}$$

D'où :

Poids revenant au 9^{ème} étage :

$$G_9 = G_T + g = 220,62 \text{ kN}$$

Poids revenant au 8^{ème} étage :

$$G_8 = G_9 + g = 329,52 \text{ kN}$$

Poids revenant au 7^{ème} étage :

$$G_7 = G_8 + g = 438,42 \text{ kN}$$

Poids revenant au 6^{ème} étage :

$$G_6 = G_7 + g = 547,32 \text{ kN}$$

Poids revenant au 5^{ème} étage :

$$G_5 = G_6 + g = 656,22 \text{ kN}$$

Poids revenant au 4^{ème} étage :

$$G_4 = G_5 + g = 765,12 \text{ kN}$$

Poids revenant au 3^{ème} étage :

$$G_3 = G_4 + g = 874,02 \text{ kN}$$

Poids revenant au 2^{ème} étage :

$$G_2 = G_3 + g = 982,92 \text{ kN}$$

Poids revenant au 1^{ème} étage :

$$G_1 = G_2 + g = 1091,82 \text{ kN}$$

Poids revenant au RDC :

$$G_{RDC} = G_1 + g = 1200,72 \text{ kN}$$

Poids revenant au SS:

- _ Poids du plancher..... $G_{PC} = 6,64 \times 8,85 = 58,76 \text{ kN}$
 - Poids des poutres porteuses $G_{PP} = 0,45 \times 0,30 \times 25 \times 2,30 = 7,76 \text{ kN}$
 - Poids des poutres non porteuses..... $G_{PNP} = 0,25 \times 0,35 \times 25 \times 3,85 = 8,42 \text{ kN}$
- $g_{RDC} = 74,94 \text{ kN}$**

D'où : $G_{SS} = G_{RDC} + g_{RDC} = 1275,66 \text{ kN}$

2-les charges d'exploitations :

Loi de dégression

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q.

Q : Charge d'exploitation.

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n) \text{ Donnée par "BAEL 91 modifié 99" [2]}$$

Avec

n : nombre d'étage.

Q_0 : la charge d'exploitation sur la terrasse.

Q_1, Q_2, \dots, Q_n : les surcharges d'exploitation des planchers respectifs.

Niveaux des planchers	Surcharge	Σ surcharge	Σ surcharge (kN/m ²)
T	Q ₀	$\Sigma_{0=Q_0}$	1,0
P9	Q ₁	$\Sigma_1=Q_0+(Q_{EC+} Q_{BAL})$	6,0
P8	Q ₂	$\Sigma_2=Q_1+0,95(Q_{EC+} Q_{BAL})$	10,75
P7	Q ₃	$\Sigma_3=Q_2+0,90(Q_{EC+} Q_{BAL})$	15,25
P6	Q ₄	$\Sigma_4=Q_3+0,85(Q_{EC+} Q_{BAL})$	19,50
P5	Q ₅	$\Sigma_5=Q_4+0,8(Q_{EC+} Q_{BAL})$	23,50
P4	Q ₆	$\Sigma_6=Q_5+0,75(Q_{EC+} Q_{BAL})$	27,25
P3	Q ₇	$\Sigma_7=Q_6+0,714(Q_{EC+} Q_{BAL})$	30,82
P2	Q ₈	$\Sigma_8=Q_7+0,69(Q_{EC+} Q_{BAL})$	34,27
P1	Q ₉	$\Sigma_9=Q_8+0,67(Q_{EC+} Q_{BAL})$	37,62
RDC	Q ₁₀	$\Sigma_{10}=Q_9+0,65 Q_{RDC}$	40,87
S.Sol	Q ₁₁	$\Sigma_{11}=Q_{10}+0,63 Q_{SSOL}$	43,07

Tableau. II.3 : Dégression des surcharges

Exemple de calcul

Etude de 9^{ème} étage

Pour le 9^{ème} étage on a : $N_{GT} = 111.72 \text{ kN}$
 $N_g = 108.90 \text{ kN}$

$N_{G9} = N_{GT} + N_g = 220,62 \text{ kN}$
 $N_{Q9} = Q_9 \times S = 6 \times 13,365 = 80,19 \text{ kN}$
 $N_{u9} = 1,35 N_{G9} + 1,5 N_{Q9} = 418,122 \text{ kN}$

$Br \geq 0,066 N_{u10} \Rightarrow Br \geq 2,76.10^{-2} \text{ m}^2$
 $Br = (a-0,02)(b-0,02)$ On a: $a=b$

Donc: $Br = (a - 0,02)^2 \Rightarrow a = \sqrt{Br} + 0,02 = 0,1861 \text{ m}$
 $a=b=18,61 \text{ cm}$

Le choix: **a=b=30 cm**

• Vérification de la section à l'ELS

$N_{ser9} = N_{G9} + N_{Q9} = 300,81 \text{ kN}$

$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1,15B}$; (B = axb)

$\sigma_{ser} = 2,90 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Avec $B = a \times b = 30 \times 30 = 900 \text{ cm}^2$

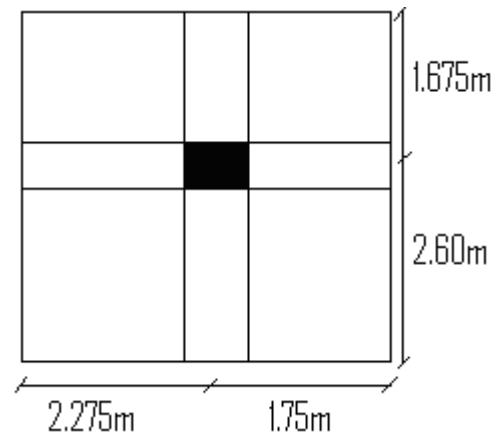
Niveaux	N_G (kN)	N_Q (kN)	N_u (kN)	Br (cm ²)	$A=b$ (cm)	RPA (cm ²)	Le choix	N_{ser} (kN)	σ_{ser} (MPa)	Vérif.
P9	220,62	80,19	418,12	259,95	18,61	30x30	30x30	300,81	2,90	OK
P8	329,52	143,67	660,35	435,83	22,87	30x30	30x30	473,19	4,57	OK
P7	438,42	203,81	897,58	592,40	26,34	30x30	30x30	642,23	6,2	OK
P6	547,32	260,61	1129,79	745,66	29,30	30x30	35x35	807,93	5,73	OK
P5	656,22	314,07	1357,00	895,62	31,92	30x30	35x35	970,29	6,88	OK
P4	765,12	364,20	1579,21	1042,28	34,28	30x30	35x35	1129,32	8,01	OK
P3	874,02	441,90	1842,77	1216,23	36,87	30x30	40x40	1315,92	7,15	OK
P2	982,92	458,01	2013,95	1329,21	38,45	30x30	40x40	1440,93	7,83	OK
P1	1091,82	502,80	2228,15	1470,58	40,34	30x30	45x45	1594,62	6,84	OK
RDC	1200,72	546,22	2440,30	1610,60	42,13	30x30	45x45	1746,94	7,50	OK
P.S.S	1275,66	575,63	2584,97	1706,08	43,30	30x30	45x45	1851,29	7,95	OK

Tableau. II .4 : Choix des sections des poteaux des rives (carrés).

II.4.2.1. Poteau central

Soit S la surface reprise par le poteau le plus sollicité: $S = 17,20 \text{ m}^2$

$S_{pl} = 4,275 \times 4,025 = 17,20 \text{ m}^2$



Détermination de charges

1-Charge permanente

Poids revenant à la terrasse :

- Poids plancher terrasse $G_{PT} = 6,60 \times 17,20 \dots\dots\dots = 112,83 \text{ kN}$
- Poids des poutres porteuses $G_{PP} = 0,45 \times 0,30 \times 25 \times 4,275 \dots\dots\dots = 14,42 \text{ kN}$
- Poids des poutres non porteuses $G_{PNP} = 0,25 \times 0,35 \times 25 \times 4,025 \dots\dots = 8,80 \text{ kN}$

$G_T = 136,06 \text{ kN}$

Poids revenant au 9^{ème} étage :

- poids plancher courant $G_{PC} = 5,15 \times 17,20 \dots\dots\dots = 87,72 \text{ kN}$

- Poids des poutres porteuses $G_{PP} = 0,45 \times 0,30 \times 25 \times 4,275 \dots \dots \dots = 14,42 \text{ kN}$
 - Poids des poutres non porteuses $G_{PNP} = 0,25 \times 0,35 \times 25 \times 4,025 \dots \dots \dots = 8,80 \text{ kN}$
- g = 110,95kN**

D'où :

Poids revenant au 9^{ème} étage :

$$G_9 = G_7 + g = 247,01 \text{ kN}$$

Poids revenant au 8^{ème} étage :

$$G_8 = G_9 + g = 357,96 \text{ kN}$$

Poids revenant au 7^{ème} étage :

$$G_7 = G_8 + g = 468,91 \text{ kN}$$

Poids revenant au 6^{ème} étage :

$$G_6 = G_7 + g = 579,86 \text{ kN}$$

Poids revenant au 5^{ème} étage :

$$G_5 = G_6 + g = 690,81 \text{ kN}$$

Poids revenant au 4^{ème} étage :

$$G_4 = G_5 + g = 801,76 \text{ kN}$$

Poids revenant au 3^{ème} étage :

$$G_3 = G_4 + g = 912,71 \text{ kN}$$

Poids revenant au 2^{ème} étage :

$$G_2 = G_3 + g = 1023,66 \text{ kN}$$

Poids revenant au 1^{ème} étage :

$$G_1 = G_2 + g = 1134,61 \text{ kN}$$

Poids revenant au RDC :

$$G_{RDC} = G_1 + g = 1245,56 \text{ kN}$$

Poids revenant au SS:

— Poids du plancher..... $G_{PC} = 6,64 \times 17,20 = 114,20 \text{ kN}$

— Poids des poutres porteuses $G_{PP} = 0,45 \times 0,30 \times 25 \times 4,275 = 14,42 \text{ kN}$

— Poids des poutres non porteuses..... $G_{PNP} = 0,25 \times 0,35 \times 25 \times 4,025 = 8,80 \text{ kN}$

g_{RDC} = 137,42 KN

D'où : $G_{SS} = G_{RDC} + g_{RDC} = 1383 \text{ KN}$

2-les charges d'exploitations :

Loi de dégression

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q.

Q : Charge d'exploitation.

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n) \text{ Donnée par "BAEL 91 modifié 99" [2]}$$

Avec

n : nombre d'étage.

Q₀: la structure d'exploitation sur la terrasse.

Q₁, Q₂, ..., Q_n: les surcharges d'exploitation des planchers respectifs.

Niveaux des planchers	Surcharge	Σ surcharge	Σ surcharge (kN/m ²)
T	Q ₀	Σ ₀ =Q ₀	1
P9	Q ₁	Σ ₁ =Q ₀ + Q _{EC}	2,5
P8	Q ₂	Σ ₂ =Q ₁ +0,95 Q _{EC}	3,925
P7	Q ₃	Σ ₃ =Q ₂ +0,90 Q _{EC}	5,275
P6	Q ₄	Σ ₄ =Q ₃ + 0,85 Q _{EC}	6,55
P5	Q ₅	Σ ₅ =Q ₄ + 0,80 Q _{EC}	7,75
P4	Q ₆	Σ ₆ =Q ₅ + 0,75 Q _{EC}	8,875
P3	Q ₇	Σ ₇ =Q ₆ + 0,714 Q _{EC}	9,95
P2	Q ₈	Σ ₈ =Q ₇ +0,69 Q _{EC}	10,98
P1	Q ₉	Σ ₉ =Q ₈ +0,67 Q _{EC}	11,99
RDC	Q ₁₀	Σ ₁₀ =Q ₉ +0,65 Q _{RDC}	16,30
S.Sol	Q ₁₁	Σ ₁₁ =Q ₁₀ +0,63 Q _{SSOL}	20,48

Tableau. II.5 : Dégression des surcharges

Exemple de calcul

Etude de 9^{ème} étage

Pour le 9^{ème} étage on a : $N_{GT} = 136,06 \text{ kN}$
 $N_g = 110,95 \text{ kN}$

$N_{G9} = N_{GT} + N_g = 247,01 \text{ kN}$
 $N_{Q9} = Q_9 \times S = 2,5 \times 17,20 = 43,00 \text{ kN}$
 $N_{u9} = 1,35 N_{G9} + 1,5 N_{Q9} = 397,96 \text{ kN}$

$Br \geq 0,066 N_{u10} \Rightarrow Br \geq 2,62 \cdot 10^{-2} m^2$
 $Br = (a-0,02)(b-0,02)$ On a: a=b

Donc: $Br = (a - 0,02)^2 \Rightarrow a = \sqrt{Br} + 0,02 = 0,1820 m$
 $a=b=18,20 \text{ cm}$

Le choix: **a=b=30 cm**

• **Vérification de la section à l'ELS**

$$N_{ser9} = N_{G9} + N_{Q9} = 117,35 \text{ kN}$$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1,15B} \quad ; \quad (B = axb)$$

$$\sigma_{ser} = 2,80 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec $B = a \times b = 30 \times 30 = 900 \text{ cm}^2$

Niveaux	N_G (kN)	N_Q (kN)	N_u (kN)	Br (cm^2)	$A=b$ (cm)	RPA (cm^2)	Le choix	N_{ser} (kN)	σ_{ser} (MPa)	Vérif.
P9	247,01	43,00	397,96	262,65	18,20	30x30	30x30	290,01	2,80	OK
P8	357,96	67,51	584,11	385,51	21,63	30x30	30x30	425,47	4,1	OK
P7	468,91	90,73	769,12	507,61	24,53	30x30	30x30	559,64	5,4	OK
P6	579,86	112,66	951,80	628,18	27,06	30x30	30x30	692,52	6,69	OK
P5	690,81	133,30	1132,40	747,38	29,33	30x30	35x35	824,11	5,84	OK
P4	801,76	152,65	1311,35	865,49	31,41	30x30	35x35	954,40	6,77	OK
P3	912,71	171,14	1488,86	982,64	33,34	30x30	35x35	1083,85	6,79	OK
P2	1023,66	188,85	1665,21	1099,03	35,15	30x30	40x40	1212,51	6,58	OK
P1	1134,61	206,22	1841,05	1215,09	36,85	30x30	40x40	1340,83	7,28	OK
RDC	1245,56	280,36	2102,04	1387,34	39,24	30x30	45x45	1525,92	6,55	OK
P.S.S	1383,00	352,25	2395,42	1580,97	41,76	30x30	45x45	1735,25	7,45	OK

Tableau. II.6 : Choix des sections des poteaux rectangulaires (carrés).

II.4.5. Choix des sections des poteaux

Les résultats concernant notre choix final des sections des poteaux sont regroupés dans le tableau suivant :

Niveaux	Sections des poteaux (cm^2)
9 ^{ème} jusqu'au 7 ^{ème} étage	30x30
6 ^{ème} jusqu'au 4 ^{ème} étage	35x35
3 ^{ème} et 2 ^{ème} étage	40x40
1 ^{er} étage jusqu'au ssol	45x45

Tableau. II.7 : Choix des sections des poteaux

II.4.2. LES VOILES

A.4.2.1. INTRODUCTION

Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant à la condition $l \geq 4a$.
 Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.
 Avec

l : Longueur du voile.
 a : Epaisseur du voile.
 H_e : hauteur de l'étage

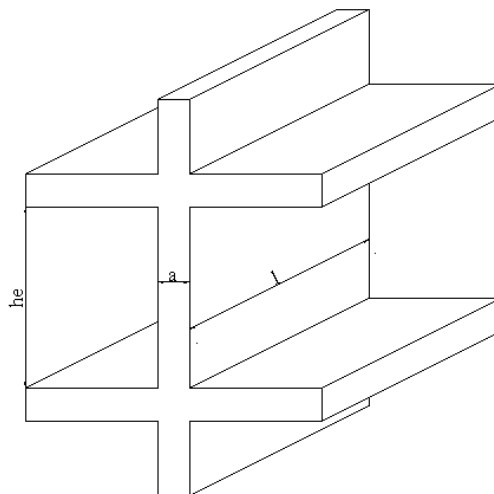


Figure .II.2 Coupe de voile en elevation

D'après le "**RPA 99 version 2003**" [1], l'épaisseur des voiles doit être déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage " h_e " et les conditions de rigidité aux extrémités.

On a

$$h_e = 2,97 \quad 0,45 = 2,52\text{m} \rightarrow a > \frac{h_e}{20} = 12,60\text{cm}$$

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

D'après le "**RPA 99 version 2003**" [1] : $a_{\min} = 15\text{cm}$

$a = 15\text{cm} = a_{\min} = 15\text{cm} \dots \dots \dots \text{vérifier}$

III.1. ACROTÈRE

III.1.1. INTRODUCTION

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

- Son poids propre sous forme d'un effort normal vertical.
- Une force horizontale due à une main courante $Q=1\text{kN/ml}$.

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 $e=10\text{cm}$

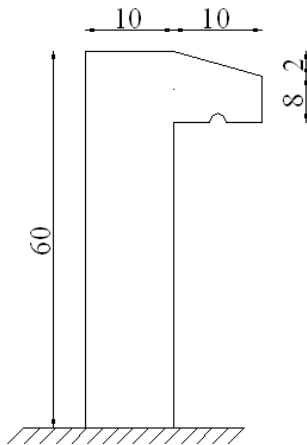


Figure .III.1: Acrotère

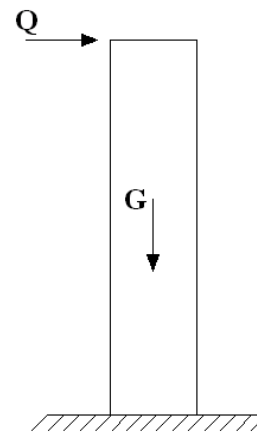


Figure .III.2: Sollicitations de l'acrotère

III.1.2. EVALUATION DES CHARGES

a. Charges permanentes :

La surface de l'acrotère : $S= 0,069 \text{ m}^2$

- Poids propre de l'acrotère: $25 \times 0,069 = 1,725 \text{ kN/ ml}$
- Revêtement : $18 \times 2 \times 0,02 \times (0,6+0,1) = 0,504 \text{ kN/ ml}$

$$\mathbf{G = 2,23 \text{ kN/ ml}}$$

b. Charge d'exploitation :

$$Q=1,00\text{kN/ml}$$

❖ **L'action des forces horizontales: (F_p)**

L'action des forces horizontales est donnée par : $F_p=4AC_pW_p$ [2]

Avec :

A : Coefficient d'accélération de la zone et le groupe d'usage appropriés
[A=0,25].....groupe 2.

C_p : Facteur de force horizontale [$C_p=0,8$].

W_p : Poids de l'acrotère =2,23 kN.

$$F_p=4 \times 0,25 \times 0,8 \times 2,23 = 1,784 \text{ kN.}$$

$$F_p > 1,5 Q \text{ donc :}$$

On va utiliser cette force pour déterminer les efforts qui seront utilisés pour le calcul des armatures de ferrailage

Alors pour une bande de 1m de largeur :

$$G = 2,23 \text{ kN/ml} \quad F_p = 1,784 \text{ kN/ml}$$

III.1.3. CALCUL DES EFFORTS

Pour une bande de 1m de largeur :

E.L.U :

$$N_u = 1,35 G = 3,01 \text{ kN}$$

$$M_u = F_p h = 1,07 \text{ kNm}$$

$$T_u = F_p = 1,784 \text{ kN}$$

E.L.S :

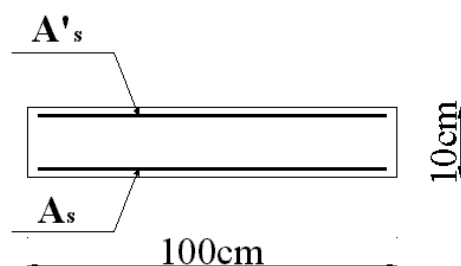
$$N_{ser} = G = 2,23 \text{ kN}$$

$$M_{ser} = F_p h = 1,07 \text{ kNm}$$

$$T_{ser} = F_p = 1,784 \text{ kN}$$

III.1.4. FERRAILAGE DE L'ACROTÈRE

$h=10\text{cm}$; $b=100\text{cm}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $c=c'=2\text{cm}$; $f_e=400\text{MPa}$



➤ **Calcul de l'excentricité:**

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,07}{3,01} = 35,54 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c' = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm}$$

$e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow$ Section partiellement comprimée.

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

Les armatures seront calculées à la flexion simple en équilibrant le moment fictif M_f .

➤ **Calcul du moment fictif " M_f " :**

$$M_F = M_u + N_u (h/2 - c)$$

$$M_F = 1,07 + 3,01 \times (0,03)$$

$$\text{D'où : } M_F = 1,16 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_F}{bd^2 f_{bu}}$$

$$\mu = 0,010 < \mu_R = 0,392 ; A_s' = 0 \quad (\text{Les armatures comprimées ne sont nécessaires})$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} \Rightarrow \alpha = 0,0126$$

$$Z = d (1 - 0,4 \alpha) \Rightarrow Z = 8,96 \text{ cm}$$

$$\mu < 0,186 \Rightarrow \varepsilon_s = 10\% \text{ d'où } \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_F}{Z \sigma_s} \Rightarrow A_s = 37,20 \text{ mm}^2$$

D'où

$$A_1 = A_s' \quad \text{et} \quad A_2 = A_s - \frac{N_U}{\sigma_s} = 37,20 - \frac{3,01 \times 10^3}{348} = 28,55 \text{ mm}^2$$

$$\text{On obtient :} \quad \quad \quad \mathbf{A_1 = 0} \quad \text{et} \quad \mathbf{A_2 = 0,285 \text{ cm}^2}$$

III.1.5. VÉRIFICATION DE LA SECTION D'ACIER SELON "BAEL 91 MODIFIÉ 99" [1]

Il faut vérifier A_s avec la section minimale imposée par la règle du millième et par la règle de non fragilité :

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \left\{ \frac{bh}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

Avec :

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; f_e = 400 \text{ MPa} ; b = 100 \text{ cm} ; d = 9 \text{ cm}$$

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \{ 1 \text{ cm}^2 ; 1,087 \text{ cm}^2 \} = 1,087 \text{ cm}^2$$

La section choisie est **5T6** avec $A_s = 1,41 \text{ cm}^2$ et un espacement $St = 20 \text{ cm}$

III.1.6. ARMATURES DE RÉPARTITIONS

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 0,352 \leq A_r \leq 0,705 \text{ cm}^2 \text{ [6]}$$

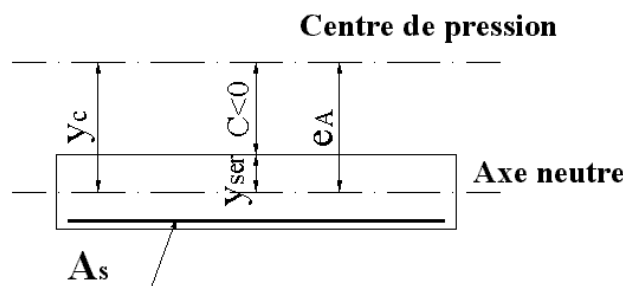
Donc :

La section choisie est $A_r = 3T6 = 0,85 \text{ cm}^2$ avec un espacement $St = 20\text{cm}$

III.1.7. VÉRIFICATION À L'E.L.S

La fissuration est préjudiciable, la vérification se fera suivant l'organigramme (flexion composée à ELS.)

$$e_0 = \frac{M_{SER}}{N_{SER}} = \frac{1,07}{2,23} = 0,48\text{m} \quad \text{On prend } e_0=48 \text{ cm}$$



$$\frac{h}{2} - c = 3\text{cm}$$

On a $e_0 = 48 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = 3\text{cm} \Rightarrow$ Section Partiellement Comprimée (SPC).

On doit vérifier le béton et l'acier

C : La distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

$$C = d - e_A$$

Avec :

$$e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2} \right) = 52\text{cm} \Rightarrow C = -43\text{cm} \quad (C < 0)$$

D'après le "BAEL 91 modifié 99" [1], on doit résoudre l'équation suivant :

$$Y^3 + PY_c + q = 0 \dots\dots\dots (*)$$

Yc : Distance entre le centre de pression et l'axe neutre.

Avec :

$$P = -3c^2 - \frac{90A_s'(c - c')}{b} + \frac{90A_s(d - c)}{b} = -3c^2 + \frac{90}{b} A_s(d - c)$$

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

D'où:

$$P = - 5481,10 \text{ cm}^2$$

$$q = 155582,26 \text{ cm}^3$$

D'où l'équation (*) devient :

$$Y_c^3 - 5481,10 Y_c + 155582,26 = 0$$

La solution de l'équation est donnée par le BAEL 91 (modifiés 99) :

$$\Delta = q^2 + 4p^3/27 = -2,43 \cdot 10^{10}$$

D'où:

$$\cos \varphi = \left[\frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} \right] = -0,998$$

$$\cos \varphi = -0,998 \Rightarrow \varphi = 177,06^\circ$$

$$a = 2 \sqrt{-p/3} = 85,48$$

Après itération on trouve :

- $Y_1 = a \cos (\varphi /3) = 43,99 \approx 44,00 \text{ cm}$
- $Y_2 = a \cos (\varphi/3 + 240^\circ) = 41,46 \text{ cm}$
- $Y_3 = a \cos (\varphi/3 + 120^\circ) = - 85,46 \text{ cm}$

La solution qui convient : **$Y_c = 44,00 \text{ cm}$**

Car: $0 < y_{\text{ser}} = y_c + c < h$

$$y_{\text{ser}} = 44,00 - 43 = 1,00 \text{ cm}$$

Donc : **$Y_{\text{ser}} = 1,00 \text{ cm}$**

$Y_c = 44,00 \text{ cm}$

➤ **Calcul du moment d'inertie :**

$$S = \frac{b y_{\text{SER}}^3}{3} + 15 A_s (d - y_{\text{SER}})^2 = \frac{100 \times 1,00^3}{3} + 15 \times 1,41 \times (9 - 1,00)^2 = 1386,93 \text{ cm}^4$$

$$S = 1386,93 \text{ cm}^4$$

III.1.8. VÉRIFICATION DES CONTRAINTES

➤ **CONTRAINTE DU BETON**

$$\sigma_b = K \cdot Y_{\text{ser}} \leq \bar{\sigma}_b \text{ avec } \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{N_{\text{SER}}}{S} \times y_c \Rightarrow K = \frac{2,23 \times 10^3}{1386,93 \times 10^4} \times 440$$

$$K = 0,0707 \text{ N/mm}^3$$

$$\sigma_b = 0,0707 \times 10,00 = 0,707 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_b = 0,707 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

➤ **CONTRAINTE DE L'ACIER**

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 150\eta \right\} = 240 \text{ MPa}$$

On a une fissuration préjudiciable :

$$\eta = 1,6 \text{ (Acier HA)}$$

$$\sigma_s = 15.K.(Y_{SER} - C) = 44,541 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

III.1.9. VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_U = \frac{T_U}{bd} = \frac{1,784 \times 10^3}{1000 \times 90} = 0,0198$$

$$\bar{\tau}_U = \min \{ 0.1f_{c28}; 4 \text{ MPa} \} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_U = 0,0198 < \bar{\tau}_U = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

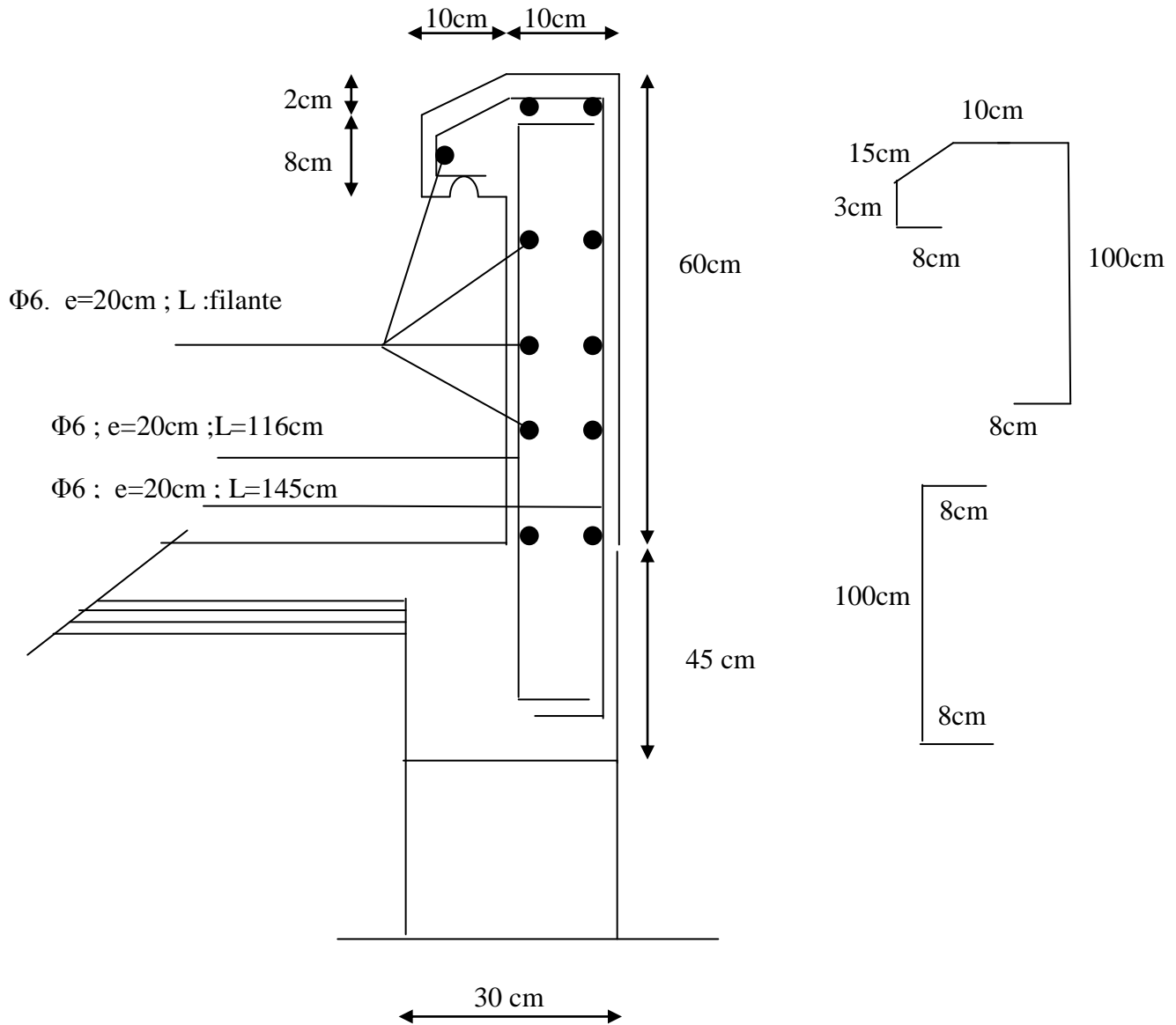


Figure.III. 3 : Ferrailage de l'acrotère

III.2. ETUDE DES PLANCHERS

III.2.1. INTRODUCTION

Les planchers sont des éléments plans horizontaux et qui ont pour rôle :

- Isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique.
- Répartir les charges horizontales dans les contreventements.
- Assurer la compatibilité des déplacements horizontaux.

III.2.2. PLANCHER EN CORPS CREUX

Ce type de planchers est constitué d'éléments porteurs (poutrelles) et d'éléments de remplissage (corps creux) de dimension $(16 \times 20 \times 65) \text{ cm}^3$ avec une dalle de compression de 5 cm d'épaisseur.

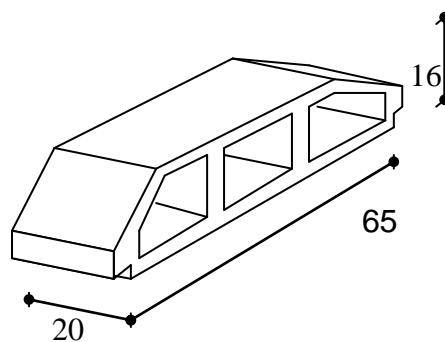


Figure.III.4 : Dimension du corps creux

A. Etude des poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leur calcul est associé à une poutre continue semi encastré aux poutres de rives.

A.1. Dimensions de la poutrelles :

$$\frac{1}{25} \leq \frac{h}{L} \leq \frac{1}{20} \quad [3] \Rightarrow \frac{455}{25} \leq h \leq \frac{455}{20}$$

$$\Rightarrow 18,20 \leq h \leq 22,75 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} h = 21 \text{ cm} & ; \quad h_0 = 5 \text{ cm} \\ b = 65 \text{ cm} & ; \quad b_0 = 12 \text{ cm} \\ c = \frac{b - b_0}{2} = 26,5 \text{ cm} \end{cases}$$

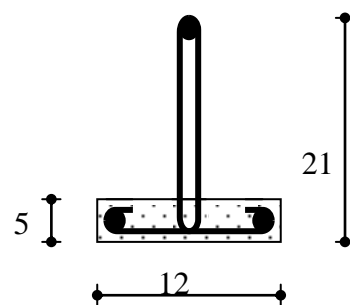


Figure III.5 Poutrelle préfabriquée

A.2. Calcul des moments :

Étant donné que les poutrelles étudiées se présentent comme des poutres continues sur plusieurs appuis, leurs études se feront selon l'une des méthodes suivantes :

A.2.1. Méthode forfaitaire :**A.2.1.1. Domaine d'application :**

H₁ : $Q \leq \text{Max} \{2G ; 5\text{kN/m}^2\}$

H₂ : Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité.

H₃ : Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.

H₄ : Fissuration non préjudiciable.

A.2.1.2. Exposé de la méthode :

- $\alpha = \frac{Q}{G + Q}$
- $M_t \geq \text{Max} \{1,05M_0 ; (1 + 0,3\alpha)M_0\} - \frac{M_w - M_e}{2}$
- $M_t \geq \begin{cases} (1 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{Travée intermédiaire} \\ (1,02 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{Travée de rive} \end{cases}$

Avec :

M_0 : La valeur minimale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

$(M_w ; M_e)$: Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.

M_t : Le moment maximal en travée dans la travée considérée.

Moment sur appuis :

- $M = 0,2M_0 \dots\dots\dots$ appuis de rive
- $M = 0,6M_0 \dots\dots\dots$ pour une poutre à deux travées
- $M = 0,5M_0 \dots\dots\dots$ pour les appuis voisins des appuis de rives d'une poutre a plus de deux travée
- $M = 0,4M_0 \dots\dots\dots$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de deux travées

A.2.2. Méthode de CAQUOT [1] :

Cette méthode est appliquée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée.

Cette méthode est basée sur la méthode des poutres continues.

A.2.2.1. Exposé de la méthode :

*** Moment sur appuis :*** $M_a = 0,15M_0$Appuis de rives* $M_a = \frac{q_w l_w^3 + q_e l_e^3}{8,5(l_w + l_e)}$Appuis intermédiairesAvec : $M_0 = \frac{ql^2}{8}$ **• Moment en travée :**

$$M_t_{MAX} = M_0 + \frac{M_e + M_w}{2} + \frac{(M_e - M_w)^2}{16}$$

Avec :

M_0 : La valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

$(M_w; M_e)$: Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.

q_w : Charge répartie à gauche de l'appui considérée.

q_e : Charge répartie à droite de l'appui considérée.

On calcul, de chaque coté de l'appui, les longueurs de travées fictives " l_w " à gauche et " l_e " à droite, avec :

$l_w = l$pour une travée de rive

$l_e = 0,8l$pour une travée intermédiaire

Où " l " représente la portée de la travée libre.

*** Effort tranchant :**

$$\begin{cases} T_w = \frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)l}{16} \\ T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)l}{16} \end{cases}$$

Avec :

T_w : Effort tranchant à gauche de l'appui considéré.

T_e : Effort tranchant à droite de l'appui considéré.

A.3. Calcul des poutrelles :

Le calcul se fait en deux étapes :

- 1^{ère} étape : Avant le coulage de la table de compression.
- 2^{ème} étape : Après le coulage de la table de compression.

* **1^{ère} étape :** Avant le coulage de la table de compression

- **Poutrelle de travée L= 3,30m**

On considère que la poutrelle est simplement appuyée à ses extrémités, elle supporte :

- Son poids propre.
- Poids du corps creux.
- Surcharge due à l'ouvrier $Q=1\text{kN/m}^2$

Evaluation des charges et surcharges :

➤ **Charges permanentes :**

Poids propre de la poutrelle..... $0,12 \times 0,05 \times 25 = 0,15\text{kN/ml}$

Poids du corps creux..... $0,65 \times 0,20 \times 14 = 1,82\text{kN/ml}$

G=1,97kN/ml

➤ **Charges d'exploitation :**

Q=1x0,65=0,65kN/ml

Combinaison des charges :

E.L.U : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 3,64\text{kN/ml}$

E.L.S : $q_{ser} = G + Q = 2,62\text{kN/ml}$

Calcul des moments :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{3,64 \times (3,30)^2}{8} = 4,95\text{kNm}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{8} = \frac{2,62 \times (3,30)^2}{8} = 3,56\text{kNm}$$

Ferraillage :

La poutre est sollicitée à la flexion simple à l'E.L.U

$M_u = 4,95\text{kNm}$; $b = 12\text{cm}$; $d = 0,9h_0 = 4,5\text{cm}$; $\sigma_{bc} = 14,17\text{Mpa}$

D'après l'organigramme de la flexion simple; on a:

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2\sigma_{bc}} = 1,437 > \mu_R = 0,392 \Rightarrow A'_s \neq 0$$

Donc, les armatures de compression sont nécessaires, mais il est impossible de les placer du point de vue pratique car la section du béton est trop faible.

On prévoit donc des étaitements pour aider la poutrelle à supporter les charges qui lui reviennent avant et lors du coulage sans qu'elles fléchissent.

* **2^{ème} étape :** Après le coulage de la table de compression

Après le coulage et durcissement du béton de la dalle de compression, la poutrelle travaillera comme une poutrelle en "Té"

Evaluation des charges et surcharges :❖ **Plancher terrasse :**➤ **Charge permanentes :**

$$G=6,60 \times 0,65=4,29 \text{ kN/ml}$$

➤ **Surcharges d'exploitation :**

$$Q=1 \times 0,65=0,65 \text{ kN/ml}$$

❖ **Plancher courant :**➤ **Charge permanente :**

$$G=5,15 \times 0,65=3,38 \text{ kN/ml}$$

➤ **Surcharge d'exploitation :**

$$Q=1,5 \times 0,65=0,975 \text{ kN/ml}$$

Combinaison des charges :➤ **Plancher terrasse :**

$$\text{E.L.U : } q_u=1,35G+1,5Q=6,766 \text{ kN/ml}$$

$$\text{E.L.S : } q_{ser}=G+Q=4,94 \text{ kN/ml}$$

➤ **Plancher courant :**

$$\text{E.L.U : } q_u=1,35G+1,5Q=6,025 \text{ kN/ml}$$

$$\text{E.L.S : } q_{ser}=G+Q=4,355 \text{ kN/ml}$$

Conclusion :

Le plancher terrasse est le plus sollicité.

Calcul des efforts internes :**1- Poutrelle à une travée :**

$$\begin{cases} q_u = 6,766 \text{ kN/ml} \\ q_{ser} = 4,94 \text{ kN/ml} \end{cases}$$

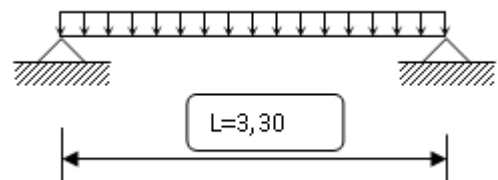
Calcul des moments :

Avec:

-Moment en travée: $M_t=0,85M_0$

- Moment sur appui: $M_a=0,20M_0$

$$\text{E.L.U: } M_{0u} = \frac{q_u l^2}{8} = 9,21 \text{ kNm}$$



E.L.S: $M_{0ser} = \frac{q_{ser} l^2}{8} = 6,724 kNm$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tu} = 7,828 kNm \\ M_{tser} = 5,715 kNm \end{array} \right. ; \left\{ \begin{array}{l} M_{au} = 1,842 kNm \\ M_{aser} = 1,344 kNm \end{array} \right.$$

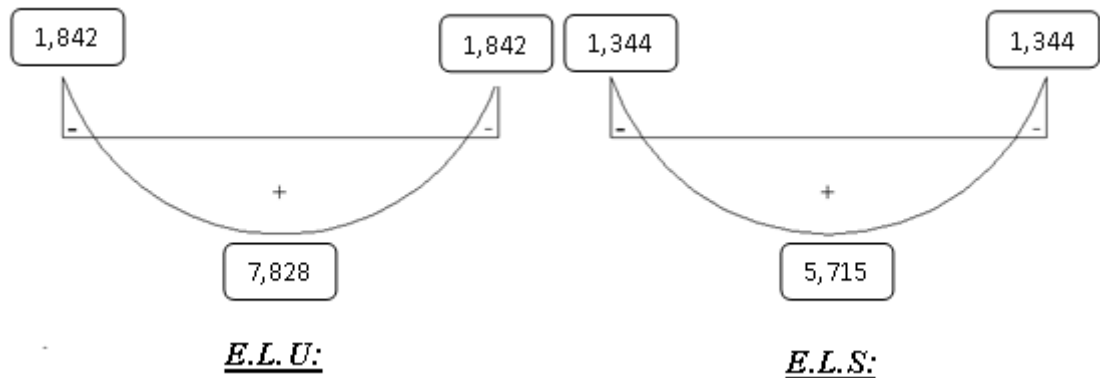
Effort tranchant :

E.L.U: $T_u = \frac{q_u l}{2} = 11,163 kN$

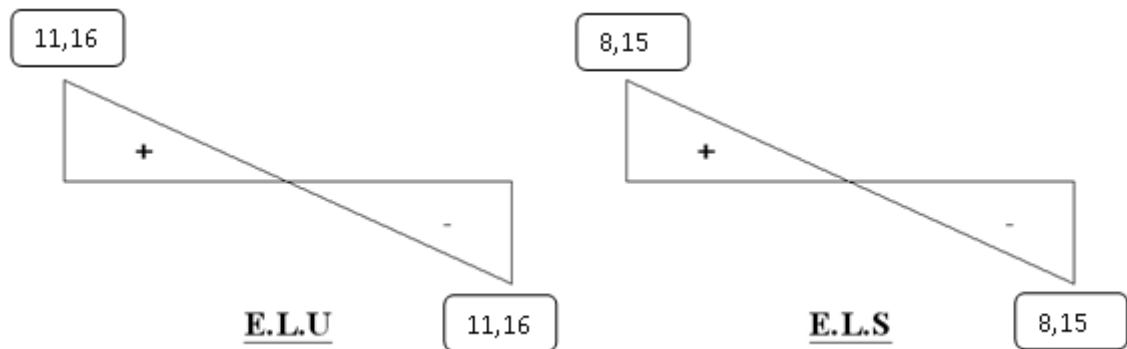
E.L.S: $T_{ser} = \frac{q_{ser} l}{2} = 8,151 kN$

Diagramme des efforts internes :

- **Moment fléchissant :**



- **Effort tranchant :**



2- Poutrelle à deux travées :

A-TYPE 01 : Poutrelle à (2) travée avec $L_1=3,50$ m, $L_2=4,55$ m

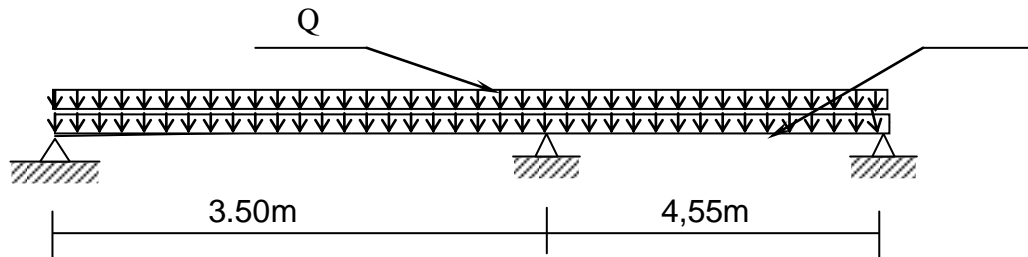


Figure III.6 : Schéma statique de la poutrelle à deux travées

Pour cette poutrelle on va utiliser la méthode de CAQUOT, car la 3^{ème} condition n'est pas vérifiée

$$\frac{L_n}{L_{n+1}} = \frac{3,50}{4,55} = 0,769 \notin [0,85;1,25]$$

$$\begin{cases} q_u = 6,766 \text{ kN/ml} \\ q_{ser} = 4,940 \text{ kN/ml} \end{cases}$$

Les efforts obtenus ainsi que les diagrammes des efforts sont présentés dans les tableaux et les diagrammes qui suivent :

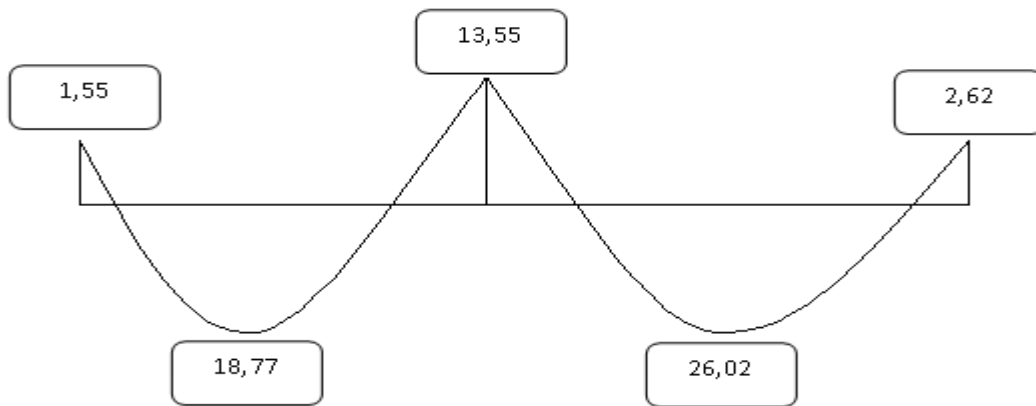
Appuis	Moment sur appuis (kNm)		Travée	Portée réelle (m)	Portée fictive (m)	Moment en travée (kNm)		Effort tranchant (kN)			
	ELU	ELS				ELU	ELS	ELU		ELS	
								T_w	T_e	T_w	T_e
1	-1,55	-1,13	1-2	3,50	3,50	18,77	13,7	15,26	-8,41	12,07	-5,21
2	-13,55	-9,89	2-3	4,55	4,55	26,02	19,0	12,99	-17,79	8,83	-13,64
3	-2,62	-1,91									

Tableau III.1 : Calcul des efforts internes (M, T)

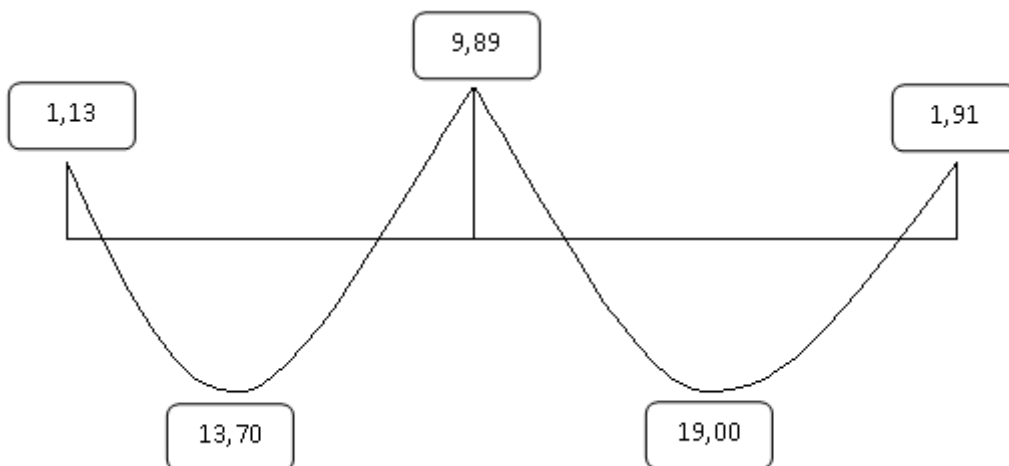
Diagramme des efforts internes

- **Moment fléchissant**

ELU

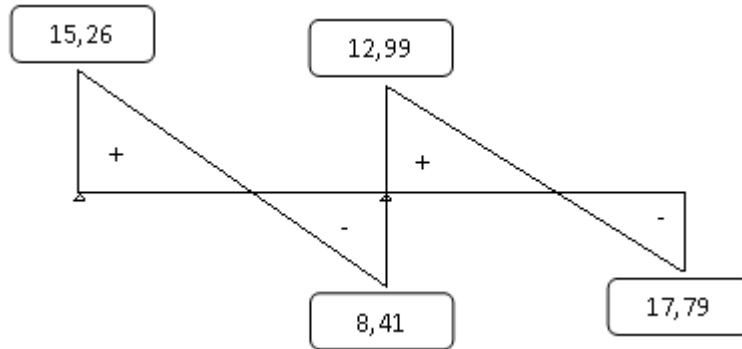


ELS

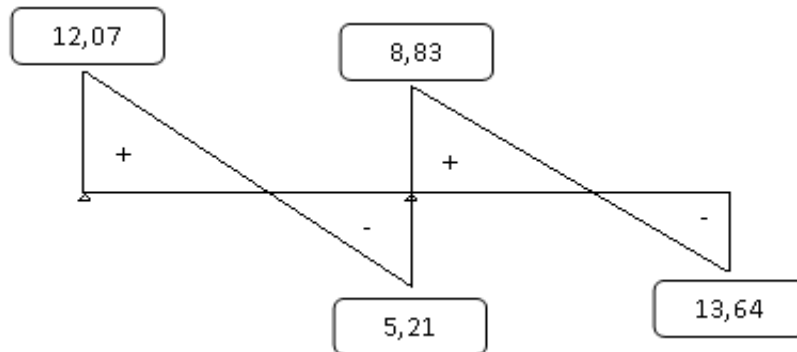


▪ Effort tranchant

ELU



ELS



B-TYPE 02 : Poutrelle a deux travées avec $L_1 = 3,30$ m, $L_2 = 3,50$ m

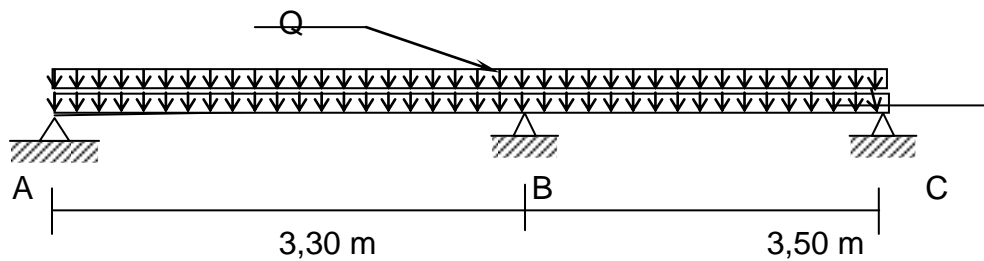


Figure III.7 : Schéma statique de la poutrelle à deux travées

$$\begin{cases} q_u = 6,766 \text{ kN/ml} \\ q_{ser} = 4,94 \text{ kN/ml} \end{cases}$$

➤ **LA METHODE FORFAITAIRE**

$$Q = 1.00 \text{ kN/m}^2 \leq \begin{cases} 2 \times 6.60 = 13.20 \text{ kN/m}^2 \\ 5.00 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$$

On a les conditions suivantes :

- Inertie constante.
- $\frac{3,30}{3,50} = 0,94 \in]0,85 ; 1,25[$.
- Fissuration peu nuisible (non préjudiciable).

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{1}{6,60+1} = 0,131$$

Les conditions étant vérifiées, on peut utiliser la méthode forfaitaire

B. 1. CALCUL DES MOMENTS

E .L .U :

$$M_{0AB} = \frac{q_u \times L_{AB}^2}{8} = 9,21 \text{ kN.m}$$

$$M_{0BC} = \frac{q_u \times L_{BC}^2}{8} = 10,36 \text{ kN.m}$$

E .L .S :

$$M_{0AB} = \frac{q_s \cdot L_{AB}^2}{8} = 6,724 \text{ kN.m}$$

$$M_{0BC} = \frac{q_s \times L_{BC}^2}{8} = 7,564 \text{ kN.m}$$

Moment sur appuis

- E .L .U : $M_B = 0,6 \cdot M_{0AB} = 0,6 \times 9,21 = 5,526 \text{ kN.m}$.
 $M_A = M_C = 0$.
- E .L .S : $M_B = 0,6 \cdot M_{0AB} = 0,6 \times 6,724 = 4,034 \text{ kN.m}$.
 $M_A = M_C = 0$.

Moment en travée

▪ **Travée AB**

❖ E .L .U

$$1) M_t + \frac{M_A + M_B}{2} \geq \max \begin{cases} 1,05 \cdot M_{0AB} \\ (1 + 0,3\alpha) \cdot M_{0AB} \end{cases}$$

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1,05 \times 9,21 \\ (1 + 0,3 \cdot 0,131) \times 9,21 \end{array} \right. - \frac{0 + 5,526}{2}$$

$$M_t \geq 9,67 - \frac{5,526}{2} \Rightarrow M_t = 6,907 \text{ kN.m.}$$

$$2) M_t \geq \left[\frac{1,2 + 0,3 \times 0,131}{2} \right] \times 9,21 = 5,70 \text{ kN.m}$$

Donc : **$M_t = 6,907 \text{ kN.m}$**

❖ E.L.S

$$1) M_t + \frac{M_A + M_B}{2} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1,05 \cdot M_{0AB} \\ (1 + 0,3 \cdot \alpha) M_{0AB} \end{array} \right.$$

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1,05 \times 6,724 \\ (1 + 0,3 \cdot 0,131) \times 6,724 \end{array} \right. - \frac{4,034}{2}$$

$$M_t \geq 7,06 - 2,017 \Rightarrow M = 5,043 \text{ kN.m.}$$

$$2) M_t \geq \left[\frac{1,2 + 0,3 \times 0,131}{2} \right] \times 6,724 = 4,166 \text{ kN.m.}$$

Donc : **$M_t = 5,043 \text{ kN.m}$**

▪ Travée BC

❖ E.L.U

$$1) M_t + \frac{M_A + M_B}{2} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1,05 \cdot M_{0BC} \\ (1 + 0,3 \cdot \alpha) M_{0BC} \end{array} \right.$$

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1,05 \times 10,36 \\ (1 + 0,3 \cdot 0,13) \times 10,36 \end{array} \right. - \frac{0 + 5,526}{2}$$

$$M_t \geq 10,878 - \frac{5,526}{2} \Rightarrow M = 8,115 \text{ kN.m.}$$

$$2) M_t \geq \left[\frac{1,2 + 0,3 \times 0,131}{2} \right] \times 10,36 = 6,42 \text{ kN.m}$$

Donc : **$M_t = 8,115 \text{ kN.m}$**

❖ E.L.S

$$1) M_t + \frac{M_A + M_B}{2} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1,05 \cdot M_{0BC} \\ (1 + 0,3 \cdot \alpha) M_{0BC} \end{array} \right.$$

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1,05 \times 7,564 \\ (1 + 0,3 \times 0,131) \times 7,564 - \frac{4,034}{2} \end{array} \right.$$

$$M_t \geq 7,942 - 2,017 \Rightarrow M_t = 5,925 \text{ kN.m}$$

$$2) M_t \geq \left[\frac{1,2 + 0,3 \times 0,131}{2} \right] \times 10,36 = 6,42 \text{ kN.m.}$$

Donc : $M_t = 6,42 \text{ kN.m}$

B.2. CALCUL DE L'EFFORT TRANCHANT A L'E.L.U

$$\begin{cases} T_w = \frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \\ T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \end{cases}$$

Avec :

T_w : Effort tranchant à gauche de l'appui considéré.

T_e : Effort tranchant à droite de l'appui considéré.

Appuis	Moment sur appuis (kNm)		Travée	Portée réelle (m)	Moment en travée (kNm)		Effort tranchant (kN)	
	ELU	ELS			ELU	ELS	ELU	
							T_w	T_e
A	0	0	A-B	3,30	6,907	5,043	12,83	-9,48
B	-5,526	-4,034	B-C	3,50	8,115	6,42	13,42	-10,26
C	0	0						

Tableau III.2 : Calcul des efforts internes (M, T)

3-Poutrelles à quatre travées

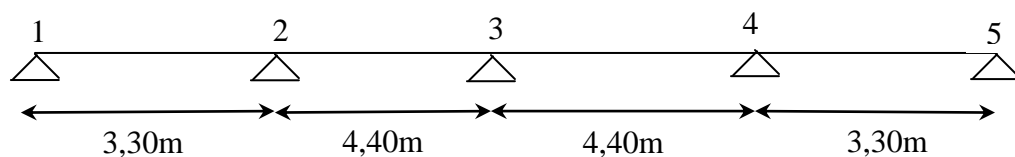


Figure III.8 : Schéma statique de la poutrelle à quatre travées

$$\begin{cases} q_u = 6,766 \text{ kN/ml} \\ q_{ser} = 4,940 \text{ kN/ml} \end{cases}$$

$$\frac{L_n}{L_{n+1}} = \frac{4,40}{3,30} = 1,33 \quad [0,85; 1,25]$$

On utilise la méthode de Caquot (la méthode forfaitaire n'est pas applicable car la 3^{ème} condition n'est pas vérifiée).

Appui	Moment sur appuis (kNm)		Travée	Portée réelle (m)	Portée fictive (m)	Moment en travée (kNm)		Effort tranchant (kN)			
	ELU	ELS				ELU	ELS	ELU		ELS	
								T _w	T _e	T _e	T _w
1	-1,38	-1,0	1-2	3,30	3,30	14,96	10,92	13,55	-8,77	9,90	-6,39
2	-9,28	-6,78	2-3	4,40	3,52	25,94	18,94	15,01	-14,75	10,96	-10,77
3	-9,86	-7,20	3-4	4,40	3,52	25,94	18,94	14,75	-15,01	10,77	-10,96
4	-9,28	-6,78	4-5	3,30	3,30	14,96	10,92	8,77	-13,55	6,39	-9,90
5	-138	-1,00									

Tableau III.3 : Calcul des efforts internes (M, T)

B. Calcul du ferrailage :

On considère pour le ferrailage le type de poutrelle le plus défavorable c'est-à-dire qui a le moment le plus grand en travée et sur appuis, et le calcul se fait à l'ELU en flexion simple.

Les efforts maximaux sur appuis et en travée sont :

E.L.U : $M_{tu}^{max} = 26,02 \text{ kNm}$
 $M_{au}^{max} = 13,55 \text{ kNm}$
 $T_u^{max} = 17,79 \text{ kN}$

E.L.S : $M_{tser}^{max} = 19,00 \text{ kNm}$
 $M_{aser}^{max} = 9,89 \text{ kNm}$

B.1. Ferrailage en travée :

$h=21\text{cm}$; $h_0=5\text{cm}$; $b=65\text{cm}$; $b_0=12\text{cm}$; $d=0,9h=18,9\text{cm}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $f_e=400\text{MPa}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$

Le calcul des sections en forme de "Té" s'effectue différemment selon que l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

- Si $M_u < M_{tab}$: l'axe neutre est dans la table de compression.
- Si $M_u > M_{tab}$: l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

$$M_{tab} = bh_0 \sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 75,526 \text{ kNm}$$

On a : $M_{tu} = 26,02 \text{ Kn,m} < M_{tab}$

Alors : l'axe neutre est dans la table de compression.

Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, on conduit le calcul comme si la section était rectangulaire de largeur constante égale à la largeur de la table " b " .

Donc, la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire (bxh) en flexion simple.

D'après l'organigramme donnant le ferrailage d'une section soumise à la flexion, on aura :

M_{tu} (kNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A_s' (cm ²)	α	Z(cm)	$\mu < 0,186$	ζ_s	σ_s (MPa)	A_s (cm ²)
12,931	0,079	Oui	0	0,103	18,12	Oui	10‰	348	4,12

Tableau.III.4 : Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée

B.1.1. Condition de non fragilité :

$$A_s^{min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,48cm^2$$

$$A_s = \text{Max} \{1,48cm^2 ; 4,12cm^2\} = 4,12cm^2$$

Choix : 3T14 ($A_s=4,62cm^2$)

B.2. Ferrailage sur appuis :

On a: $M_{au}^{max} = 13,55 \text{ kNm} < M_{tab} = 75,526 \text{ kNm}$

⇒ L'axe neutre est dans la table de compression, et la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire ($b_0 \times h$) en flexion simple.

M_{tu} (kNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A_s' (cm ²)	α	Z (cm)	$\mu < 0,186$	ζ_s	σ_s (MPa)	A_s (cm ²)
13,93	0,223	Oui	0	0,319	16,48	Non	7,47	348	2,36

Tableau.III.5 : Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appuis

B.2.1. Condition de non fragilité :

$$A_s^{min} \geq 0,23b_0d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,27cm^2$$

$$A_s = 2,36cm^2 > A_s^{min} = 0,27cm^2$$

Choix : 1T12+1T14 ($A_s=2,67cm^2$)

C. Vérifications :

C.1. Effort tranchant :

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire : $T_u^{max} = 17,79 \text{ kN}$.

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right\} = 3,33\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Fissuration peu nuisible}$$

Tel que :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 d} = 0,784\text{MPa} < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

Au voisinage des appuis :

• **Appuis de rives :**

- **Vérification de la compression du béton [1] :**

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0,9b_0 d} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : $T_u = 17,79\text{kN}$ (appuis de rive)

$$\sigma_b = \frac{17,79 \cdot 10^3}{0,9 \times 120 \times 189} = 0,871\text{MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

- **Vérification des armatures longitudinales [1] :**

$$A_s = 2,67\text{cm}^2 \geq \frac{T_u}{f_e \gamma_s} = 0,51\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

• **Appuis intermédiaires :**

- **Vérification de la contrainte de compression [1] :**

$$\sigma_b = \frac{T_u^{\max}}{0,9b_0 d} = \frac{15,01 \cdot 10^3}{0,9 \times 120 \times 189} = 0,735\text{MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

- **Vérification des armatures longitudinales [1] :**

$$A_s = 2,67\text{cm}^2 \geq \frac{T_u^{\max}}{\sigma_s} \frac{M_{ua}}{0,9d} = -1,77 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

C.2. Vérification à l'E.L.S :

La fissuration étant peu nuisible, donc pas de vérification à faire à l'état de l'ouverture des fissures, et elle se limite à celle concernant l'état de compression du béton.

C.2.1. Vérification des contraintes du béton [1] :

Soit "y" la distance du centre de gravité de la section homogène (par lequel passe, l'axe neutre) à la fibre la plus comprimé.

La section étant soumise à un moment M_{ser} , la contrainte à une distance "y" de l'axe neutre :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

D'après l'organigramme de la vérification d'une section rectangulaire à l'ELS, on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$

• **Détermination de l'axe neutre :**

On suppose que l'axe neutre se trouve dans la table de compression :

$$\frac{b}{2}y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

Avec : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$; $b=65\text{cm}$ (travée) ; $b_0=12\text{cm}$ (appuis) ; $c=c'=2\text{cm}$

Y : Est solution de l'équation du deuxième degré suivante, puis on calcule le moment d'inertie :

$$\begin{cases} by^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(dA_s + c'A'_s) = 0 \\ I = \frac{b}{3}y^3 + 15A_s(d - y)^2 + 15A'_s(y - c')^2 \end{cases}$$

- Si $y < h_0 \Rightarrow$ l'hypothèse est vérifiée
- Si $y > h_0 \Rightarrow$ la distance "y" et le moment d'inertie "I" se Calculent par les formules qui suivent :

$$b_0y^2 + [2(b - b_0)h_0 + 30(A_s - A'_s)]y - [(b - b_0)h_0^2 + 30(dA_s + c'A'_s)] = 0$$

$$I = \frac{b_0}{3}y^3 + \frac{(b - b_0)h_0^3}{12} + (b - b_0)h_0 y \frac{h_0}{2} + 15[A_s(d - y)^2 + A'_s(y - c')^2]$$

	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	A'_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	Vérification
Travée	19,00	4,12	0	5,11	14106,78	6,89	Vérifiée
Appuis	9,89	2,67	0	4,25	10258,88	4.09	Vérifiée

Tableau.III.6 : Tableau récapitulatif pour la vérification à l'ELS

C.2.2. Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

Les conditions à vérifier : [3]

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{A_s}{b_0d} \leq \frac{4,2}{f_e}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$

Avec:

$h=21\text{cm}$; $b_0=12\text{cm}$; $d=18,9\text{cm}$; $L=4,55\text{m}$; $M_{tser}=19,00\text{kNm}$; $M_0=17,51\text{kNm}$; $A_s=4,12\text{cm}^2$; $f_e=400\text{MPa}$.

Alors:

- $\frac{h}{L} = 0,0461 < 0,0625$non _ vérifiée
- $\frac{A_s}{b_0 d} = 0,0181 < 0,0105$non _ vérifiée
- $\frac{h}{L} = 0,0461 < 0,108$ vérifiée

Puisque les deux conditions ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de calculer la flèche.

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$ [1].

Tel que : $\bar{f} = \frac{L}{500} = 0,91\text{cm}$ (L < 5m)

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longue durée.

- Position de l'axe neutre "y₁" [1] :

$$y_1 = \frac{bh_0 \frac{h_0}{2} + (h-h_0)b_0 \left(\frac{h-h_0}{2} + h_0 \right) + 15A_s d}{bh_0 + (h-h_0)b_0 + 15A_s}$$

- Moment d'inertie de la section totale homogène "I₀" [1] :

$$I_0 = \frac{b}{3} y_1^3 + \frac{b_0}{3} (h - y_1)^3 - \frac{(b - b_0)}{3} (y_1 - h_0)^3 + 15A_s (d - y_1)^2$$

- Calcul des moments d'inerties fictifs [3] :

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \text{.....Pour la déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \text{.....Pour la déformation différée.}$$

$$\delta = \frac{A_s}{b_0 d} \text{ : Pourcentage des armatures.}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{c28}}{4 \delta \sigma_s + f_{t28}}$$

σ_s : Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée.

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	Y_1 (cm)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
19,00	4,12	7,73	0,018 1	244,0 0	2,27	0.90	0,602 8	26956,83	12520,30	26524,74

Tableau.III.7 : Récapitulatif du calcul de la flèche

- Calcul des modules de déformation :

$$E_i = 11000(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 32164,20MPa$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721,40MPa$$

- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10E_i I_{fi}} = 0,976cm \quad (L = 4,55m)$$

- Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10E_v I_{fv}} = 1,384cm$$

$$\Delta f_T = f_v + f_i = 0,408cm < \bar{f} = 0,91cm \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

D. Calcul des armatures transversales et l'espacement :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance FeE24 (fe=235MPa)

➤ **“BAEL 91 modifié 99” [1] :**

- $\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{ij} K}{0,8 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$
- $S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40cm)$
- $\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4MPa\right)$

• **“RPA 99 version 2003” [2] :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0 \\ \bullet S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) \dots\dots\dots \text{Zonenodale} \\ \bullet S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right)$$

ϕ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \text{Min}(0,6\text{cm} ; 1\text{cm} ; 1,2\text{cm}) = 0,6\text{cm}$$

On adopte : $\phi_t = 6\text{mm}$

Donc :

- Selon le "BAEL 91 modifié 99" [1] :

$$\bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 8,19.10^{-3} \text{ cm}$$

$$\bullet S_t \leq 17,01\text{cm}$$

$$\bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 1,2.10^{-2} \text{ cm}$$

- Selon le "RPA 99 version 2003" [2] :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \\ \bullet S_t \leq 5,25\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zonenodale} \\ \bullet S_t \leq 10,50\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Choix des armatures :

On adopte : $A_t = 2\phi_6 = 0,57\text{cm}^2$

Choix des espacements :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \Rightarrow S_t \leq 15,83\text{cm}$$

$$\text{Donc : } \left\{ \begin{array}{l} S_t = 5\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zonenodale} \\ S_t = 10\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

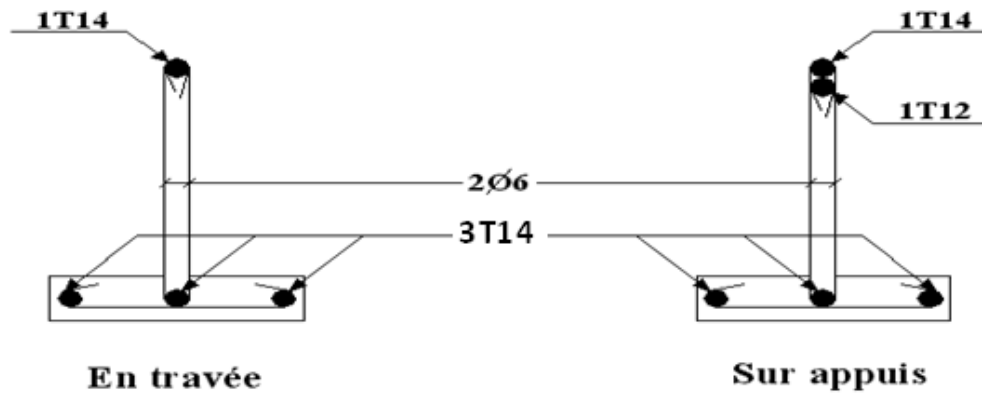


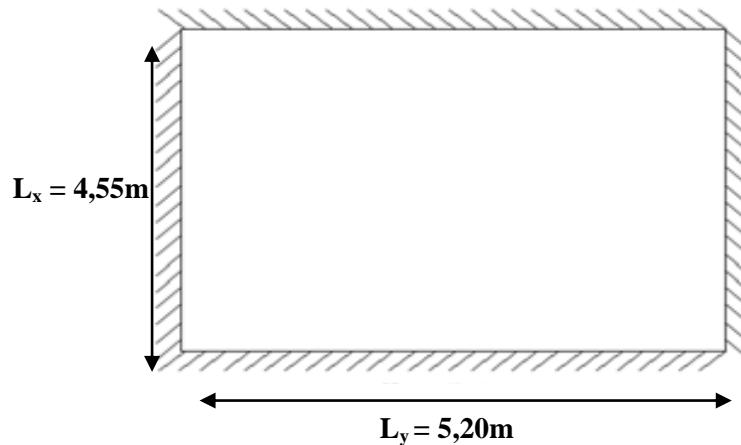
Figure III.6: Disposition constructive des armatures des poutrelles

III.3. PLANCHER EN DALLE PLEINE

Les dalles pleines sont des éléments d'épaisseur faible par rapport aux autres dimensions, chargée perpendiculairement à leur plan moyen reposant sur deux, trois ou quatre appuis et même des dalles pleines en porte à faux (console).

Dans notre structure, on a des dalles pleines sous forme rectangulaire qui repose sur quatre appuis, pour le calcul on choisi la dalle la plus sollicitée.

III.3.1. EVALUATION DES CHARGES



$$G=6,64 \text{ kN/m}^2 \quad Q=5,00 \text{ kN/m}^2.$$

ELU :

$$q_u=1,35G+1,5Q=16,46 \text{ kN/m}^2$$

ELS :

$$q_{ser}=G+Q=11,64 \text{ kN/m}^2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,55}{5,2} = 0,875 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

III.3.2. CALCUL DES MOMENTS

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x q_u L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y M_x$

Les coefficients μ_x et μ_y sont fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et de ν .

$$\nu: \text{Coefficient de poisson} \begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaire [1].

$$\rho = 0,875 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0478 \\ \mu_y = 0,7450 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 16,28 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 12,13 \text{ kNm}$$

• **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0,75 M_x = 12,214 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_y = 9,10 \text{ kNm}$$

• **Moments sur appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 8,14 \text{ kNm}$$

III.3.3. FERRAILLAGE DE LA DALLE

b=100cm ; h=16 cm ; d=0,9h=14,4cm ; $f_e=400\text{MPa}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $\sigma_s=348\text{MPa}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

	Sens	M_u (kNm)	μ	A_s' (cm ²)	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	12,214	0,0414	0	0,053	14,09	2,49	5T8	2,51	25
	y-y	9,10	0,031	0	0,039	14,17	1,84	4T8	2,01	20
Appuis	x-x	8,14	0,027	0	0,035	14,20	1,64	4T8	2,01	25
	y-y	8,14	0,027	0	0,035	14,20	1,64	4T8	2,01	25

Tableau III.8 : Ferrailage de la dalle pleine

Espacement :

Travée :

Sens x-x : $esp = \frac{100}{5} = 20\text{cm} < \text{Min}(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$

Sens y-y : $esp = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < \text{Min}(4h; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$

Appuis :

Sens x-x : $esp = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < \text{Min}(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$

Sens y-y : $esp = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < \text{Min}(4h; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$

III.3.4. CONDITION DE NON FRAGILITÉ

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

$h=e= 16 \text{ cm}$ $b=100\text{cm}$

$$\begin{cases} A_x \geq \rho_0 \frac{(3-\rho)}{2} bh = 1,36\text{cm}^2 \\ A_y \geq \rho_0 bh = 1,28\text{cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \rho_0 = 0,8\% \text{ pour les barres à haute adhérence} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,875 \end{cases}$$

Travée :

- Sens x-x : $A_x = 2,51\text{cm}^2 > A_s^{\min} = 1,36\text{cm}^2 \dots\dots\dots$ Vérifiée
- Sens y-y : $A_y = 2,01\text{cm}^2 > A_s^{\min} = 1,28\text{cm}^2 \dots\dots\dots$ vérifiée

Appuis :

- Sens x-x : $A_x = 2,01\text{cm}^2 > A_s^{\min} = 1,36\text{cm}^2 \dots\dots\dots$ vérifiée
- Sens y-y : $A_y = 2,01\text{cm}^2 > A_s^{\min} = 1,28\text{cm}^2 \dots\dots\dots$ vérifiée

III.3.5. CALCUL DES ARMATURES TRANSVERSALES

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci dessous est vérifiée :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} < \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25\text{MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{16,46 \times 4,55 \times 5,2}{2 \times 4,55 + 5,2} = 27,23\text{kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 24,96\text{kN}$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 27,23\text{kN}$$

$$\tau_u = \frac{27,23 \cdot 10^3}{1000 \times 144} = 0,189\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25\text{MPa} \dots\dots\dots$$
Vérifier

III.3.6. VÉRIFICATION À L'ELS

a. Evaluation des sollicitations à l'ELS :

$$\rho = 0,875 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0551 \\ \mu_y = 0,8145 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2 = 13,27\text{kNm} \\ M_y = \mu_y M_x = 10,81\text{kNm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,85 M_x = 11,28\text{kNm} \\ M_{ty} = 0,85 M_y = 9,18\text{kNm} \\ M_a = 0,3 M_x = 3,98\text{kNm} \end{cases}$$

b. Vérification des contraintes :

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Vérification
Travée	x-x	11,28	2,51	3,69	5993,39	6,94	15	OK
	y-y	9,18	2,01	2,66	4782,87	5,10		
Appuis	x-x	3,98	2,01	2,66	4782,87	2,21	15	OK
	y-y							

Tableau III.9 : Vérification des contraintes à l'ELS

c. Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci dessous sont vérifiées simultanément : [3]

$$\left. \begin{array}{l} 1 - \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \\ 2 - \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \\ 3 - \frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} 0,035 > 0,037 \dots\dots\dots Non - \text{vérifier} \\ 0,035 > 0,028 \text{ à } 0,037 \dots\dots\dots Non - \text{vérifier} \\ 1,74 \cdot 10^{-3} < 5 \cdot 10^{-3} \dots\dots\dots \text{vérifier} \end{cases}$$

Les trois conditions ne sont pas vérifiées, donc le calcul de la flèche est nécessaire.

Il faut vérifiée que : $f^{adm} = L/500 < f_{max} = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E_{vj} \times I_b}$

$f^{adm} = 4550/500 = 9,10 \text{ mm}$

$$f_{max} = \frac{5 \times 11,64 \times 4550^4}{384 \times 10818,86 \times 3,41 \times 10^8} \cong 17,60mm$$

On prend **e= 20 cm**

$$f_{max} = \frac{5 \times 11,64 \times 4550^4}{384 \times 10818,86 \times 6,66 \times 10^8} \cong 9,00mm$$

Donc la flèche est vérifiée.

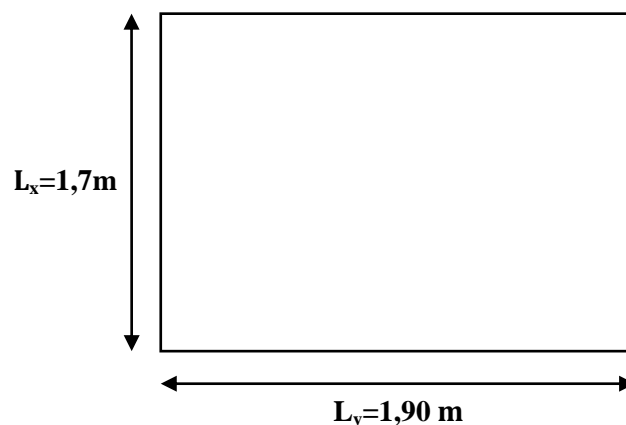
III.4. ETUDE DE LA DALLE MACHINE

III.4.1. INTRODUCTION

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle.

III.4.2. PRÉDIMENSIONNEMENT

La dalle d'ascenseur doit avoir une certaine rigidité vu le poids de la machine.



Nous avons deux conditions à vérifier :

a. Résistance à la flexion :

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{170}{50} \leq e \leq \frac{170}{40}$$

$$3,4\text{cm} \leq e \leq 4,25\text{cm}$$

b. Condition de l'E.N.A :

L'entreprise nationale des ascenseurs (**E.N.A**) préconise que l'épaisseur de la dalle machine est $e \geq 25\text{cm}$

On prend : **e=25cm**

III.4.3. DÉTERMINATION DES CHARGES ET SURCHARGES

a. Charges permanentes :

- Poids de la dalle machine supportée..... $50,00\text{ kN/m}^2$
 - Poids propre de la dalle..... $0,25 \times 25 = 6,25\text{ kN/m}^2$
- G=56,25 kN/m²**

b. Surcharge d'exploitation :

$$Q=1,00 \text{ kN/m}^2$$

III.4.4. COMBINAISON DES CHARGES

$$\text{E.L.U : } q_u=1,35G+1,5Q=77,438\text{kN/m}^2$$

$$\text{E.L.S : } q_{\text{ser}}=G+Q=57,25\text{kN/m}^2$$

III.4.5. CALCUL DES EFFORTS [1]

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposantes sur 4 côtés.

Calcul de "ρ" :

$$0,4 < \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,70}{1,90} = 0,8947 < 1$$

⇒ La dalle travail dans les deux sens.

$$* M_x = \mu_x q_u L_x^2$$

$$* M_y = \mu_y M_x$$

E.L.U :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0466 \Rightarrow M_x = 10,42\text{kNm} \\ \mu_y = 0,7635 \Rightarrow M_y = 7,96\text{kNm} \end{array} \right.$$

Selon les conditions d'encastrement d'appuis, on obtient les moments suivants :

- **Moments en travées :**

$$M_{tx}=0,85 M_x = 8,857 \text{ kNm}$$

$$M_{ty}=0,85 M_y = 6,768 \text{ kNm}$$

- **Moments sur appuis :**

$$M_{ax}=0,3M_x= 3,126 \text{ kNm}$$

$$M_{ay}=0,3M_y= 2,388 \text{ kNm}$$

$$M_a=\text{Max} (M_{ax} ; M_{ay}) = 3,126 \text{ kNm}$$

III.4.6. FEERRAILLAGE DE LA DALLE

Le ferrailage de la dalle machine se fait comme suit :
Pour une bande de 1m, on aura une section (b x h) = (100x25) cm² qui travaille en flexion simple.

III.4.6.1. FERRAILLAGE EN TRAVÉE**a. Dans le sens "L_x" :**

On a: b=100 cm; h=25cm; d=0,9h=22,5cm ; c=2cm ; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $\sigma_s=348\text{MPa}$

M_{tx} (kNm)	μ	A'_s (cm ²)	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
8,857	0,0123	0	0,0155	22,36	1,13	5T8	2,51

Tableau.III.10: Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens L_x)

Espacement :

$$Esp = \frac{100}{5} = 20cm < Min(3h;33cm) = 33cm.....v\acute{e}rifi\acute{e}e$$

b. Dans le sens "L_y" :

On a: $b=100cm$; $h=25cm$; $d=d_x-\varnothing_x=21,7cm$; $c=2cm$; $\sigma_{bc}=14,17MPa$; $\sigma_s=348MPa$

M_{ty} (kNm)	μ	As' (cm ²)	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
6,768	0,0101	0	0,0127	21,59	0,90	5T8	2,51

Tableau.III.11: Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens L_y)

Espacement :

$$Esp = \frac{100}{5} = 20cm < Min(4h;45cm) = 45cm.....v\acute{e}rifi\acute{e}e$$

III.4.6.2. FERRAILAGE SUR APPUIS

On a : $b=100cm$; $h=25cm$; $d=22,5cm$; $c=2cm$; $\sigma_{bc}=14,17MPa$; $\sigma_s=348MPa$

M_a (kNm)	μ	A'_s (cm ²)	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
3,126	0,0043	0	0,0054	22,45	0,40	5T8	2,51

Tableau.III.12: Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage sur appuis

Espacement :

$$Esp = \begin{cases} \frac{100}{5} = 20cm < Min(3h;33cm) = 33cm(sens x - x) &v\acute{e}rifi\acute{e}e \\ \frac{100}{5} = 20cm < Min(4h;45cm) = 45cm(sens y - y) &v\acute{e}rifi\acute{e}e \end{cases}$$

III.4.7. CALCUL DES ARMATURES TRANSVERSALES [5]

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 47,20 \text{kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 43,88 \text{kN}$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 47,20 \text{kN}$$

$$\tau_u = \frac{47,20 \cdot 10^3}{1000 \cdot 225} = 0,209 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

III.4.8. VÉRIFICATION À L'E.L.S

a. Vérification des contraintes :

- **Béton :**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

- **Acier :**

$$\sigma_s = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e; 150 \eta \right) = 240 \text{MPa}$$

Avec :

$\eta = 1,6$ pour HA ; $f_e = 400 \text{MPa}$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,894 \quad ; \quad q_{ser} = 57,25 \text{kN} / \text{m}^2$$

$$* M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2$$

$$* M_y = \mu_y M_x$$

E.L.S :

$$\begin{cases} \mu_x = 0,05325 \Rightarrow M_x = 8,81 \text{kNm} \\ \mu_y = 0,843 \Rightarrow M_y = 7,42 \text{kNm} \end{cases}$$

- **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 7,48 \text{kNm}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 6,307 \text{kNm}$$

• **Moments sur appuis :**

$$M_a = \text{Max} (0,3M_x; 0,3 M_y) = 2,643\text{kNm}$$

1- **Détermination de la valeur de " y " :**

$$\frac{b}{2} y^2 + nA'_s (y - c') - nA_s (d - y) = 0 \quad \text{avec : } n = 15$$

2- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{by^3}{3} + nA'_s (d - c')^2 + nA_s (d - y)^2$$

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

		M_t (kNm)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	as (MPa)	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
Travée	(x-x)	7,48	2,51	3,756	14995,26	1,87	vérifiée	14,96	vérifiée
	(y-y)	6,307	2,51	3,683	13886,53	1,67		13,10	
Appuis		2,643	2,51	3,756	14995,26	0,66		5,28	

Tableau.III.13: Vérification des contraintes de la dalle en travée et sur appuis dans les deux sens

b.Vérification de la condition de non fragilité [3] :

$$h=25\text{cm} ; b=100\text{cm}$$

$$\begin{cases} A_x \geq \rho_0 \frac{(3 - \rho)}{2} bh = 2,106\text{cm}^2 \\ A_y \geq \rho_0 bh = 2,00\text{cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \rho_0 = 0,8\% \quad \text{pour les barres à haute adhérence [1]} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,894 \end{cases}$$

➤ **Sens L_{x-x} :**

Sur appuis : $A_x=2,51\text{cm}^2/\text{ml} > 2,106\text{cm}^2$ vérifiée

En travée : $A_x=2,51\text{cm}^2/\text{ml} > 2,106\text{cm}^2$ vérifiée

➤ **Sens L_{y-y} :**

Sur appuis : $A_y=2,51\text{cm}^2/\text{ml} > 2,00\text{cm}^2$ vérifiée

En travée : $A_x=2,51\text{cm}^2/\text{ml} > 2,00\text{cm}^2$ vérifiée

b. Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément :

$$\text{D'après [3]} \left\{ \begin{array}{l} * \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \\ * \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \Rightarrow \\ * \frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0,147 > 0,042 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ 0,147 > 0,028 \text{ à } 0,037 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ 1,115 \cdot 10^{-3} < 5 \cdot 10^{-3} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Conclusion :

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III.3 DEFINITION DES ÉLÉMENTS D'UN ESCALIER

On appelle « marche » la partie horizontale (*M*) des gradins constituant l'escalier, et « contre marche » la partie verticale (*C.M*) de ces gradins.

h : Hauteur de la marche.

g : Largeur de la marche.

L : Longueur horizontale de la paillasse.

H : Hauteur verticale de la paillasse.

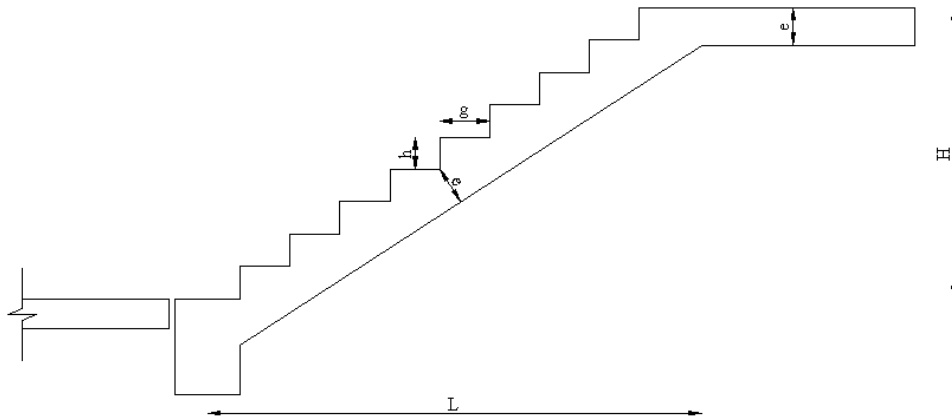


Figure III.10 Dimensions de l'escalier

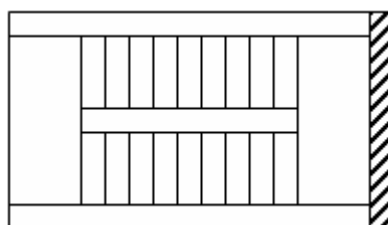
TYPE D'ESCALIER

On distingue deux types d'escaliers :

_ 1^{er} type d'escaliers : servent à relier les planchers de tous les étages (cage d'escaliers)

_ 2^{ème} type d'escaliers : servant à relier les planchers des étages de commerce et de bureau.

III.3.1 ESCALIER TYPE A :



Pour une réalisation idéale et confortable on doit avoir $2h+g=64$
 On obtient, le nombre des marches et leur dimension par les relations suivantes :

$2h+g=64$ (1)

$n \times h = H$ (2)

$(n-1)g=L$ (3)

Avec :

n : Le nombre des contre marches

$(n-1)$: Le nombre des marches

En remplaçant (2) et (3) dans (1), on obtient :

$$64n^2 - n(64 + 2H + L) + 2H = 0$$

Avec :

n : La racine de l'équation

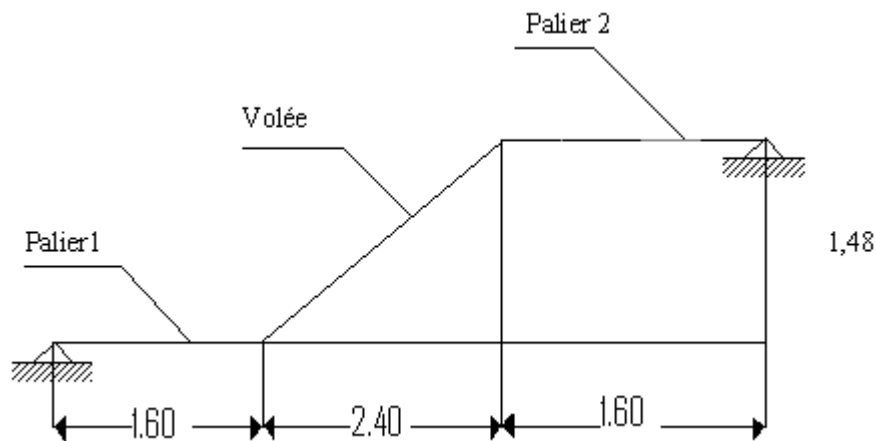


Figure III.11 : Schéma statique de l'escalier type A

III.3.1.1 PREDIMENSIONNEMENT :

- Hauteur de la contre marche $h = 17 \text{ cm}$ ($14 \leq h \leq 20$) cm
- Largeur de la marche $g = 30 \text{ cm}$ ($22 \leq g \leq 33$) cm
- Nombre de contre marches $n = H/h = 148/17 \approx 9$ contre marches
- Nombre de marches $m = n - 1 = 8$ marches
- Longueur horizontale de la volée $L = g(n - 1) = 0,30(9 - 1) \Rightarrow L = 2,4 \text{ m}$

Vérification de la relation de BLONDEL :

On doit vérifier que : $59 \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm}$

$g + 2h = 66 \text{ cm} \Rightarrow 59 \leq 64 \leq 66 \text{ cm} \dots\dots\dots$ vérifié

• Angle d'inclinaison de la volée :
 $\text{tg } \alpha = H/L = 1,48/2,4 \Rightarrow \alpha = 31,66^\circ$

• Longueur de la volée :
 $L_v = L / \cos \alpha = 2,4 / \cos(31,66) = 2,80 \text{ m}$

• Longueur totale de la poutre :

$$L_T = 1,60 + 2,40 + 1,60 = 5,60 \text{ m}$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow 20.06 \leq e \leq 30.10 \text{ cm} \quad \text{On prend } e = 25 \text{ cm}$$

- Epaisseur de la volée / palier de repos :
On prend la même épaisseur que la paillasse c.à.d. $e = 20 \text{ cm}$.

III.3.1.2 EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES :

a) Palier :

- **Charges permanentes** :

- Carrelage (2cm)	$22 \times 0,02 = 0,44 \text{ kN/m}^2$
- Mortier de pose (2cm)	$20 \times 0,02 = 0,40 \text{ kN/m}^2$
- Poids propre du palier	$25 \times 0,25 = 6.25 \text{ kN/m}^2$
- Lit de sable.....	$= 0,40 \text{ kN/m}^2$
- Enduit au ciment	$18 \times 0,02 = 0,36 \text{ kN/m}^2$
	$\Sigma G = 7.85 \text{ kN/m}^2$

- **Surcharge d'exploitation** :

$$Q = 2,5 \text{ kN/m}^2$$

b) Paillasse :

- **Charges permanentes** :

- Poids propre de la paillasse	$25 \times 0,25 / \cos(31.66) = 7.34 \text{ kN/m}^2$
- Poids propre de la marche	$25 \times 0,17 / 2 = 2.13 \text{ kN/m}^2$
- Carrelage (2cm)	$22 \times 0,02 = 0,44 \text{ kN/m}^2$
- Enduit au ciment	$18 \times 0,02 = 0,36 \text{ kN/m}^2$
- Garde corps en maçonnerie	$= 1,00 \text{ kN/m}^2$
- Lit de sable.....	$= 0,40 \text{ kN/m}^2$
	$\Sigma G = 11.67 \text{ kN/m}^2$

- **Surcharge d'exploitation**

$$Q = 2,5 \text{ kN/m}$$

III.3.1.3 DETERMINATION DES EFFORTS INTERNES

Le chargement est donné pour une bande de 1 ml de largeur

a) Combinaison des charges

$$\underline{ELU} : 1,35G + 1,5Q$$

$$\underline{ELS} : G + Q$$

	G (kN/m ²)	Q (kN/m ²)	ELU (kN/ml)	ELS (kN/ml)
paillasse	11.67	2,5	19.50	14.17
Palier	7.85	2,5	14.37	10.35

Tableau III.14: combinaison des charges

	paillasse	Palier
	q₁ (KN/ml)	q₂ (KN/ml)
ELU	19.50	14.37
ELS	14.17	10.35

Tableau III.15: Charge à l'ELU et à l'ELS

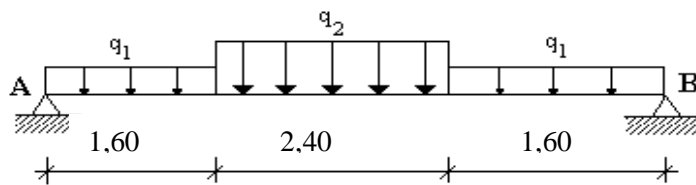
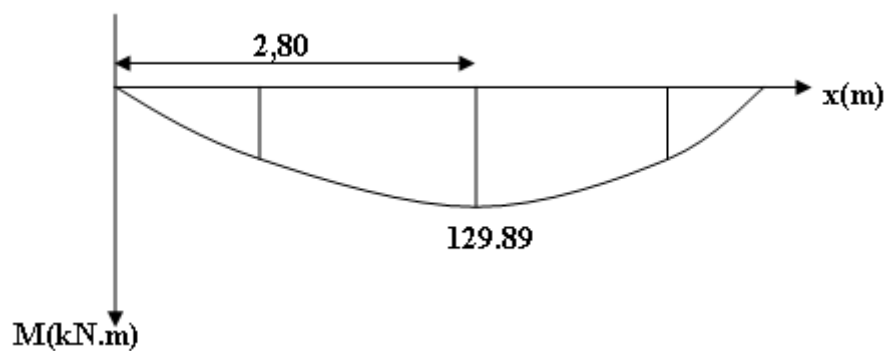


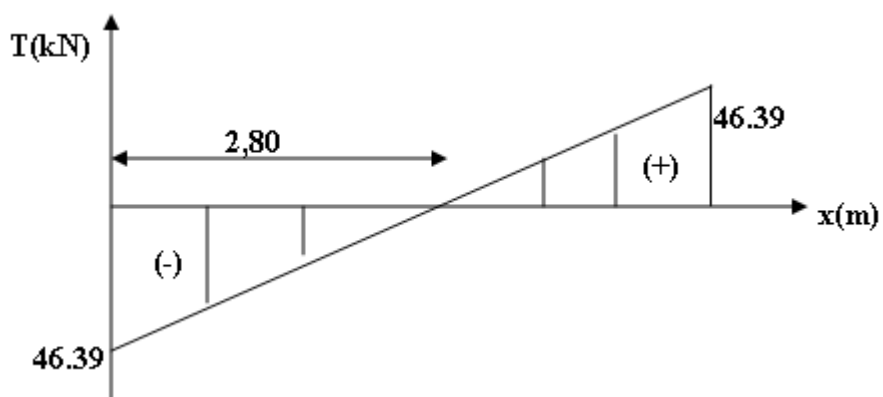
Figure III.12 Schéma statique de l'escalier

b) Calcul des efforts

Les diagrammes des efforts internes seront les suivants :

- **ELU:**

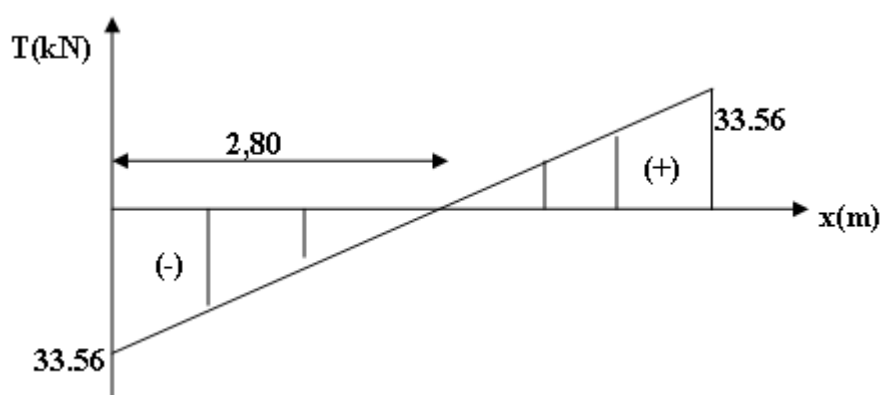
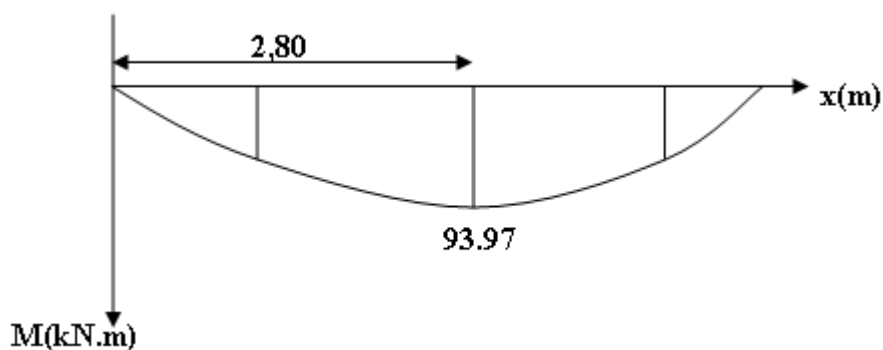




Avec : $R_A = 46.39\text{KN}$

$R_B = 46.39\text{KN}$

• **ELS:**



Avec : $R_A = 33.56\text{KN}$

$R_B = 33.56\text{KN}$

III.3.1.4 CALCUL DES ARMATURES :

Remarque:

On tiendra compte de l'encastrement partiel au niveau des appuis, le règlement

BAEL99[1] préconise une réduction partielle du moment $M_0 = M_{max}$

Le moment en travée : $M_t = 0,85 M_0$

Le moment en appui: $M_A = 0,50 M_0$

	M (ELU) KN.m	M (ELS) KN.m
En travée	110.40	79.88
En appui	64.94	46.98

Tableau III.16: Tableau récapitulatif des moments

Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1 m de largeur , avec :

$b = 100 \text{ cm}$; $h = 25\text{cm}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$; $d = 0,9h = 22.5\text{cm}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$;

$f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$

	Mu KN.m	μ	α	Z	As'	As	Le choix	As^{adopté}
travée	110.40	0.135	0.210	20.60	0	15.40	8T16	16.08
appui	64.94	0.090	0.118	21.43	0	8.71	8T12	9.05

Tableau III.17: Calcul du ferrailage

- **Espacement :**

En travée : $St = 100/8 = 12,50\text{cm}$ on prend $esp = 12\text{cm}$

Sur appui : $St = 100/8 = 12,50\text{cm}$ on prend $esp = 12\text{cm}$

- **Armatures de répartition :**

Travée : $As/4 \leq A_r \leq As/2 \Rightarrow 4,01 \leq A_r \leq 8.04$

On prend : 4T14 avec $A_r = 6,16\text{cm}^2$ et un espacement de $St = 100 / 4 = 25 \text{ cm}$

sur appui : $As/4 \leq A_r \leq As/2 \Rightarrow 2,26 \leq A_r \leq 4,52$

On prend : 4T12 avec $A_r = 4.52 \text{ cm}^2$ et un espacement : $St = 100 / 4 = 25 \text{ cm}$

III.3.1.5 VERIFICATION

a) Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{s \min} = 0,23 b d f_{t28} / f_e = 0,23 \times 100 \times 22.5 \times 2,1 / 400 = 2,71 \text{ cm}^2$$

$$\text{En travée: } A_s = 16,08 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

$$\text{Sur appui : } A_s = 9,05 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

b) Vérification de L'effort tranchant :

Pour des fissurations préjudiciables, on doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{Avec : } \tau_u = \text{Min} \left[\frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right] = \text{Min} (2,5 ; 4) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$T_u = 46.39 \text{ kN} \Rightarrow \tau_u = \frac{41.1810^3}{1000 \times 225} = 0.2 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow 0,20 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

On doit aussi vérifier en zone d'appui :

$$T_u - \frac{M_a}{0,9d} < 0 \Rightarrow \text{Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction (pas de vérification)}$$

$$T_u - \frac{M_a}{0,9d} > 0 \Rightarrow \text{Les armatures doivent être ancrées au delà des appuis, il faut}$$

satisfaire la condition suivante : $A_s \geq (T_u + M_u / 0,9) \gamma_s / f_e$

Dans notre cas :

$$T_u - \frac{M_a}{0,9d} < 0 \Rightarrow 46.39 - 64.94 / (0,9) (0.225) = - 274.30 < 0$$

Donc les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction \Rightarrow pas de vérification de la section.

c) Vérification des contraintes

- Position de l'axe neutre

$$b y^2 / 2 - n A_s (d - y) = 0$$

- Moment d'inertie

$$I = b y^3 / 3 + n A_s (d - y)^2$$

- Vérification de la contrainte du béton

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} Y \leq \bar{\sigma}_b = 0,6.f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

	Sur appui	En travée
M_{ser} (kN. m)	46.98	79.88
A_s (cm ²)	9.05	16.08
d (cm)	22.5	22.5
Y (cm)	6.57	8.57
I (cm ⁴)	43901.69	67694.78
σ_b (MPa)	7.03	9.77
$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	15	15
Observation	OK	OK

Tableau III.18: vérification des contraintes

Vérification des contraintes dans les armatures

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendue

d) Vérification de la flèche :

1. $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0,25/5.6 = 0,044 \leq 0,0625 \dots \dots \dots$ non vérifiée
2. $\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 16.08 / (100) (18) \leq 4,2 / 400 \Rightarrow 0,0071 < 0,0105 \dots$ vérifiée
3. $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \left(\frac{M_t}{M_0} \right) \Rightarrow 0,044 < 0,1 \dots \dots \dots$ non vérifiée

Donc la vérification de la flèche est nécessaire pour tenir compte de l'existence éventuelle de fissuration dans les zones tendues.

la 3^{ème} condition n'est pas vérifiée donc le calcul de la flèche est nécessaire.

- Moment d'inertie de la section homogène :

$$I_0 = \frac{b}{3} . Y^3 + \frac{b_0}{3} (h - y)^3 + n . A_s . (d - y)^2$$

- Détermination de Y :

$$Y = \frac{b . h^2 . \frac{1}{2} + 15 . A_s . d}{b . h + 15 . A_s}$$

Moment d'inertie fictifs : d'après le BAEL 91[1].

$$I_{Fi} = 1,1 \cdot \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu}$$

$$I_{Fv} = 1,1 \cdot \frac{I_0}{1 + 0,4 \cdot \lambda_i \cdot \mu}$$

Avec $\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \cdot b_0}{b}\right) \cdot \delta}$: Coefficient pour la déformation instantanée.

$\lambda_v = 0,4 \cdot \lambda_i$: Coefficient pour la déformation différée.

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \sigma_s + f_{t28}}$$

$\sigma_s = \frac{M_s}{Z \cdot A_s}$: Contrainte de traction des armatures tendues.

$$\delta = \frac{A_s}{b_0 \cdot d}$$

As : section des armatures tendues.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau qui suit :

M_{Ser} (kN.m)	A_s (cm ²)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{Fi} (cm ⁴)	I_{Fv} (cm ⁴)
79.88	16,08	0,0071	220.78	2,359	0,943	0,560	152206.26	30078.6	109566.83

Tableau III.19: Récapitulatif de Calcul

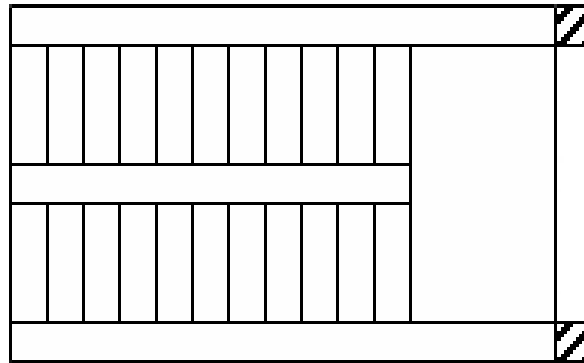
Les résultats de Calcul de la flèche de différents cas sont récapitulés dans le tableau qui suit :

f_i (cm)	f_v (cm)	Δf (cm)	$-\Delta f$ (cm)	Observation
1.12	2.13	1.01	1,06	Vérifié

Tableau III.20: Récapitulatif de la vérification des flèches

Donc la condition de la flèche est vérifiée.

III.3.2 ESCALIER TYPE B :



Pour une réalisation idéale et confortable on doit avoir $2h+g=64$

On obtient, le nombre des marches et leur dimension par les relations suivantes :

$$2h+g=64 \dots\dots\dots (1)$$

$$n \times h = H \dots\dots\dots (2)$$

$$(n-1)g=L \dots\dots\dots (3)$$

Avec :

n : Le nombre des contre marches

$(n-1)$: Le nombre des marches

En remplaçant (2) et (3) dans (1), on obtient :

$$64n^2-n(64+2H+L)+2H=0$$

Avec :

n : La racine de l'équation

III.3.2.1 ESCALIER TYPE B :

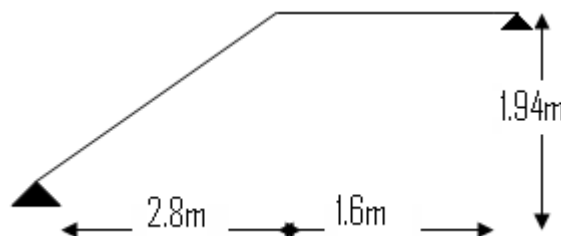


Figure III.13 : Schéma statique de l'escalier type B

III.3.2.2 PREDIMENSIONNEMENT :

- Hauteur de la contre marche $h = 17 \text{ cm} \quad (14 \leq h \leq 20) \text{ cm}$
- Largeur de la marche $g = 30 \text{ cm} \quad (22 \leq g \leq 33) \text{ cm}$
- Nombre de contre marches $n = H/L = 194/17 = 11 \text{ contre marches}$
- Nombre de marches $m = n - 1 = 10 \text{ marches}$

- Longueur horizontale de la volée $L = g(n - 1) = 0,30(11 - 1) \Rightarrow L = 3.0 \text{ m}$

Vérification de la relation de BLONDEL :

On doit vérifier que : $59 \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm}$

$g + 2h = 66 \text{ cm} \Rightarrow 59 \leq 64 \leq 66 \text{ cm} \dots\dots\dots$ vérifié

- Angle d'inclinaison de la volée :
 $\text{tg } \alpha = H/L = 1,94/2.8 \Rightarrow \alpha = 34.71^\circ$

- Longueur de la volée :
 $L_v = L / \cos \alpha = 2.8 / \cos(34.71) = 3.40 \text{ m}$

- Longueur totale de la poutre :

$$L_T = 2.8 + 1.60 = 4.4 \text{ m}$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow 114.66 \leq e \leq 22 \text{ cm} \quad \text{On prend } e = 20 \text{ cm}$$

- Epaisseur de la volée / palier de repos :
On prend la même épaisseur que la paillasse c.a.d $e = 20 \text{ cm}$.

III.3.2.3 EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES :

a) Palier :

- **Charges permanentes** :

- Carrelage (2cm)	$22 \times 0,02 = 0,44 \text{ kN/m}^2$
- Mortier de pose (2cm)	$20 \times 0,02 = 0,40 \text{ kN/m}^2$
- Poids propre du palier	$25 \times 0,20 = 5,00 \text{ kN/m}^2$
- Lit de sable.....	$= 0,40 \text{ kN/m}^2$
- Enduit au ciment	$18 \times 0,02 = 0,36 \text{ kN/m}^2$
	$\Sigma G = 6,60 \text{ kN/m}^2$

- **Surcharge d'exploitation** :

$$Q = 2,5 \text{ kN/m}^2$$

b) Paillasse :

- **Charges permanentes** :

- Poids propre de la paillasse	$25 \times 0,20 / \cos(34,71) = 6,08 \text{ kN/m}^2$
- Poids propre de la marche	$25 \times 0,17/2 = 2,13 \text{ kN/m}^2$
- Carrelage (2cm)	$22 \times 0,02 = 0,44 \text{ kN/m}^2$
- Enduit au ciment	$18 \times 0,02 = 0,36 \text{ kN/m}^2$
- Lit de sable.....	$= 0,40 \text{ kN/m}^2$
	$\Sigma G = 9.41 \text{ kN/m}$

- Surcharge d'exploitation

$$Q = 2,5 \text{ kN/m}^2$$

III.3.2.4 DETERMINATION DES EFFORTS INTERNES

Le chargement est donné pour une bande de 1 ml de largeur

a) Combinaison des charges

ELU : $1,35G + 1,5Q$

ELS : $G + Q$

	G (kN/m ²)	Q (kN/m ²)	ELU (kN/ml)	ELS (kN/ml)
paillasse	9.41	2,5	16.45	11.91
Palier	6,60	2,5	12.66	9.01

Tableau III.21: combinaison des charges

	paillasse	Palier
	q₁ (KN/ml)	q₂ (KN/ml)
ELU	16.45	12.66
ELS	11.91	9.01

Tableau III. 22: Charge à l'ELU et à l'ELS

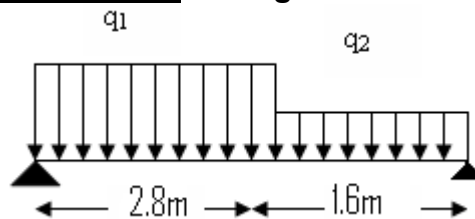
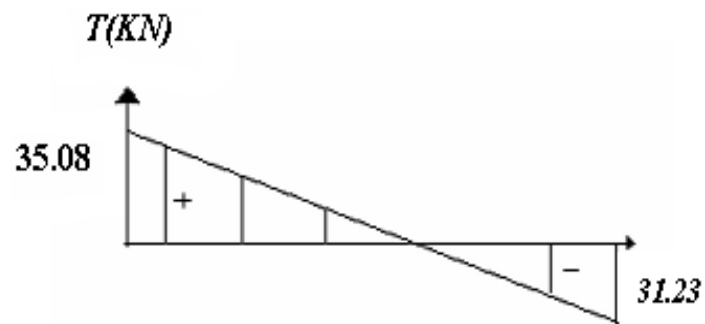
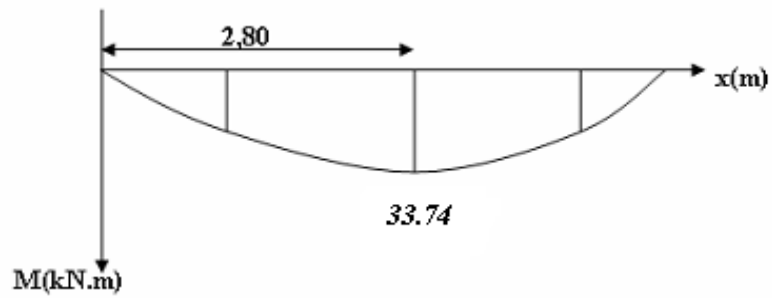


Figure III.14 Schéma statique de l'escalier

b) Calcul des efforts

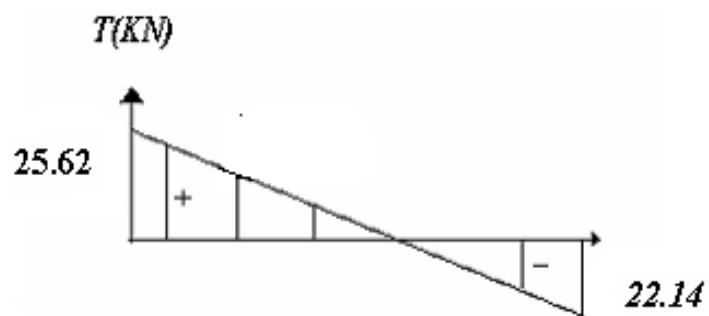
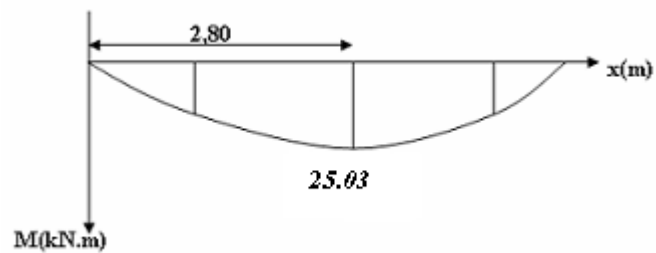
ELU:



Avec : $R_A = 35.08 KN$

$R_B = 31.23 KN$

ELS:



Avec : $R_A = 25.62 \text{ KN}$

$R_B = 22.14 \text{ KN}$

III.3.2.5 CALCUL DES ARMATURES :

Remarque:

On tiendra compte de l'encastrement partiel au niveau des appuis, le règlement

BAEL99[1] préconise une réduction partielle du moment $M_0 = M_{max}$

Le moment en travée : $M_t = 0,85 M_0$

Le moment en appui: $M_A = 0,50 M_0$

	M (ELU) KN.m	M (ELS) KN.m
En travée	27.00	21.27
En appui	16.87	12.51

Tableau III.23: Tableau récapitulatif des moments

Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1 m de largeur , avec :

$b = 100 \text{ cm}$; $h = 20 \text{ cm}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$; $d = 0,9h = 18 \text{ cm}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$;

$f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$

	Mu KN.m	μ	α	Z	As'	As	Le choix	As^{adopté}
travée	27.00	0.0105	0.013	17.90	0	4.33	4T12	4.52
appui	16.87	0.0367	0.047	17.66	0	2.76	4T10	3.14

Tableau III.24: calcul du ferrailage

- **Espacement :**

En travée : $St = 100/5 = 20 \text{ cm}$ on prend $esp = 20 \text{ cm}$

Sur appui : $St = 100/5 = 20 \text{ cm}$ on prend $esp = 20 \text{ cm}$

- **Armatures de répartition :**

Travée : $As/4 \leq A_r \leq As/2 \Rightarrow 1.13 \leq A_r \leq 2.26$

On prend : 3T10 avec $A_r = 2.36 \text{ cm}^2$ et un espacement de $St = 100 / 3 = 33 \text{ cm}$

Sur appui : $As/4 \leq A_r \leq As/2 \Rightarrow 0.78 \leq A_r \leq 1.57$

On prend : 3T10 avec $A_r = 2.36 \text{ cm}^2$ et un espacement : $St = 100 / 3 = 33 \text{ cm}$

III.3.2.6 VERIFICATION

a) Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{s \min} = 0,23 b d f_{t28} / f_e = 0,23 \times 100 \times 18 \times 2,1 / 400 = 2,17 \text{ cm}^2$$

En travée: $A_s = 5,65 \text{ cm}^2 > A_s^{\min}$ vérifié

Sur appui : $A_s = 3,14 \text{ cm}^2 > A_s^{\min}$ vérifié

b) Vérification de L'effort tranchant :

Pour des fissurations préjudiciables, on doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{Avec : } \tau_u = \text{Min} \left(\frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = \text{Min} (2,5 ; 4) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$T_u = 35.08 \text{ kN} \Rightarrow \tau_u = \frac{35.08 \cdot 10^3}{1000 \times 180} = 0.19 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow 0.19 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa}$ vérifié

On doit aussi vérifier en zone d'appui :

$T_u - \frac{M_a}{0,9d} < 0 \Rightarrow$ Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction (pas de vérification)

$T_u - \frac{M_a}{0,9d} > 0 \Rightarrow$ Les armatures doivent être ancrées au delà des appuis, il faut

satisfaire la condition suivante : $A_s \geq (T_u + M_u / 0,9) \gamma_s / f_e$

Dans notre cas :

$$T_u - \frac{M_a}{0,9d} < 0 \Rightarrow 35.08 - 27.00 / (0,9) (0,18) = - 131.58 < 0$$

Donc les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction \Rightarrow pas de vérification de la section.

c) Vérification des contraintes

- Position de l'axe neutre

$$b y^2 / 2 - n A_s (d - y) = 0$$

- Moment d'inertie

$$I = b y^3 / 3 + n A_s (d - y)^2$$

- Vérification de la contrainte du béton

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} Y \leq \bar{\sigma}_b = 0,6.f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

	Sur appui	En travée
M_{ser} (kN. m)	12.51	21.27
A_s (cm ²)	3.14	4.52
d (cm)	18	18
Y (cm)	3.67	4.19
I (cm ⁴)	11319.63	14610.15
σ_b (MPa)	5.35	6
$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	15	15
Observation	OK	OK

Tableau III.25: vérification des contraintes

Vérification des contraintes dans les armatures

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendue

d) Vérification de la flèche :

1. $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0,20 / 4.40 = 0,045 \leq 0,0625 \dots \dots \dots$ non vérifiée
2. $\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 4.52 / (100) (18) \leq 4,2 / 400 \Rightarrow 0,0025 < 0,0105 \dots$ vérifiée
3. $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \left(\frac{M_t}{M_0} \right) \Rightarrow 0,045 < 0,1 \dots \dots \dots$ non vérifiée

Donc la vérification de la flèche est nécessaire pour tenir compte de l'existence éventuelle de fissuration dans les zones tendues.

la 3^{ème} condition n'est pas vérifiée donc le calcul de la flèche est nécessaire.

- Moment d'inertie de la section homogène :

$$I_0 = \frac{b}{3}.Y^3 + \frac{b_0}{3}(h - y)^3 - \frac{(b - b_0)}{3}(y - h_0)^3 + n.A_s.(d - y)^2$$

- Détermination de Y :

$$Y = \frac{b.h_0^2 \cdot \frac{1}{2} + 15A_s \cdot d}{b.h_0 + 15.A_s}$$

Moment d'inertie fictifs : d'après le BAEL 91[1].

$$I_{Fi} = 1,1 \cdot \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu}$$

$$I_{Fv} = 1,1 \cdot \frac{I_0}{1 + 0,4 \cdot \lambda_i \cdot \mu}$$

Avec $\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \cdot b_0}{b}\right) \cdot \delta}$: Coefficient pour la déformation instantanée.

$\lambda_v = 0,4 \cdot \lambda_i$: Coefficient pour la déformation différée.

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \delta \cdot \sigma_s + f_{t28}}$$

$\sigma_s = \frac{M_s}{dA_s}$: Contrainte de traction des armatures tendues.

$$\delta = \frac{A_s}{b_0 \cdot d}$$

As : section des armatures tendues.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau qui suit :

M_{Ser} (kN.m)	A_s (cm ²)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{Fi} (cm ⁴)	I_{Fv} (cm ⁴)
21.27	4.52	0,00251	261,43	8.366	3.346	0.222	70863.60	27281.44	44726.54

Tableau III.26: Récapitulatif de Calcul

Les résultats de Calcul de la flèche de différents cas sont récapitulés dans le tableau qui suit :

f_i (cm)	f_v (cm)	Δf (cm)	$\frac{-}{\Delta f}$ (cm)	Observation
0.469	0.858	0.389	0.94	Vérifié

Tableau III.27: Récapitulatif de la vérification des flèches

Donc la condition de la flèche est vérifiée.

III.3.3 Etude de la poutre palière

La poutre palière est prévue pour être un support d'escalier. Avec une longueur de 2,6m, son schéma statique est le suivant :

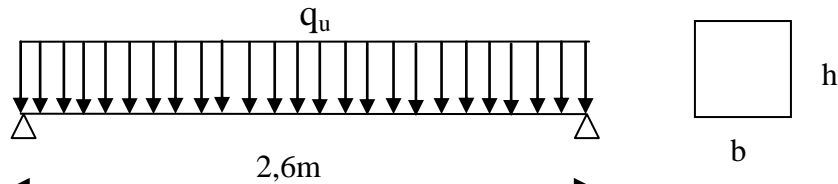


Figure III.15 : Schéma statique de la poutre palière.

La poutre palière se calcule à l'ELU puisque la fissuration est considérée peu nuisible.

III.3.3.1 Pré dimensionnement de la poutre palière :

Selon le **BAEL91** les dimensions de la poutre sont :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \Rightarrow \quad 17.33\text{cm} \leq h \leq 26\text{cm}$$

on prend $h = 25\text{cm}$

$$0,2h \leq b \leq 0,7h \quad \Rightarrow \quad 5\text{cm} \leq b \leq 17.5\text{cm}$$

Le **RPA99** préconise :

$$\begin{cases} h \geq 30\text{cm} \\ b \geq 20\text{cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$

Nous prenons : $h = 30\text{cm}$; $b = 20\text{cm}$

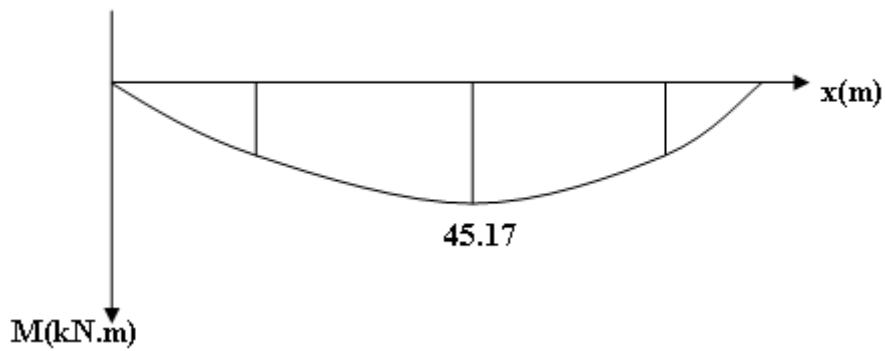
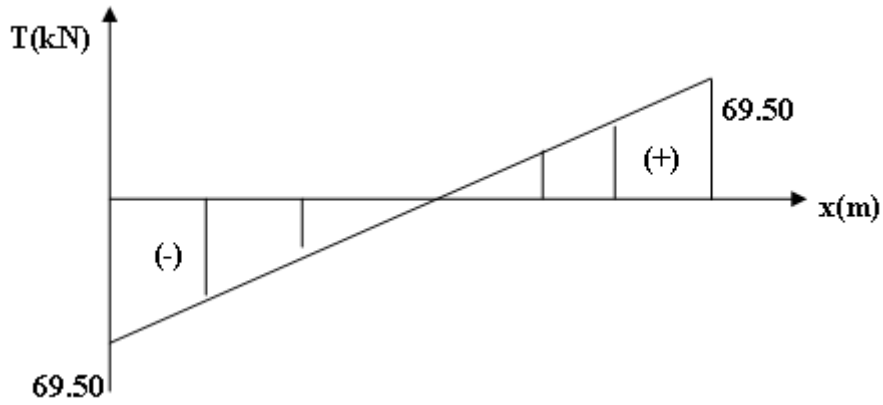
III.3.3.2 Chargement de la poutre palière

La poutre palière est soumise à :

1. Son poids propre le long de la poutre : $G_p = 25 \times 0,20 \times 0,30 = 1.50\text{KN/ml}$
2. Poids de la maçonnerie : $G_{\text{maçon}} = 2.97 \times (0.9 + 0.36) = 3.74\text{KN/ml}$
 $G = 5.24\text{ kN/m}$
3. charges venants de l'escalier : $R_{Bu} = 46.39\text{ kN/m}$; $R_{BS} = 33.56\text{ kN/m}$

Combinaison de charge à E L U

$$P_U = 1,35 \times 5.24 + 46.39 = 53.46\text{kN/m}$$

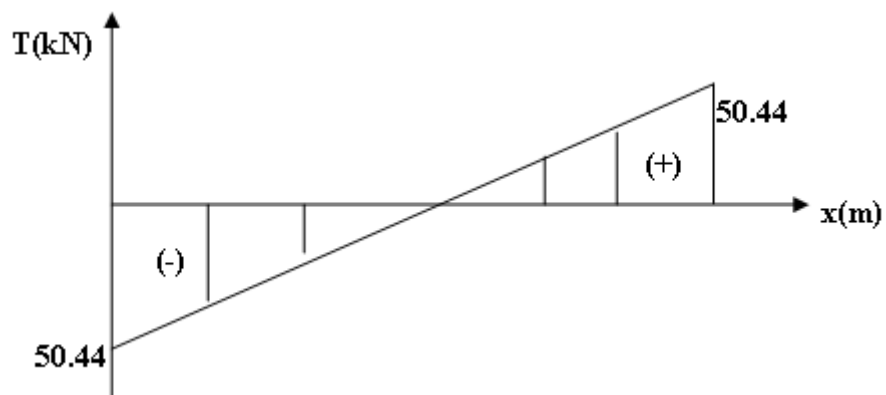


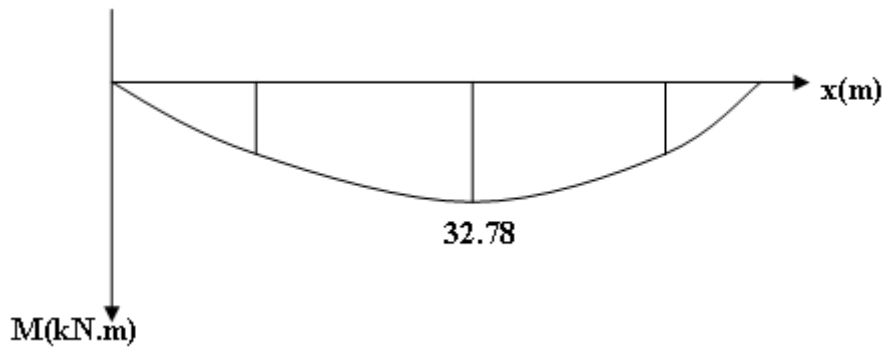
$$R_A = R_B = \frac{P_u L}{2} = 69.50 \text{ KN}$$

$$M_u = \frac{P_u L^2}{8} = 45.17 \text{ kNm}$$

Combinaison de charge à E L S

$$P_s = 5.24 + 33.56 = 38.80 \text{ kN/m}$$





$$R_A = R_B = \frac{P_s L}{2} = 50.44 \text{ kN}$$

$$M_s = \frac{P_s L^2}{8} = 32.78 \text{ kNm}$$

III.3.3.3 CALCUL DE FERRAILLAGE

On suppose que les appuis de rive son semi encastrés :

En travée : $M_t = 0,85 M_o = 38.39 \text{ kNm}$

Sur appui : $M_a = 0,5 M_o = 22.58 \text{ kN m}$

Donnés : $b \times h = 20 \times 30 \text{ cm}^2$, $d = 0,9 h = 27 \text{ cm}$, $c = 2 \text{ cm}$, $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

	M_u [kNm]	f_{c28} [MPa]	F_e [MPa]	c [cm]	$A_{s'}$ [cm ²]	A_s [cm ²]	Choix des barres	$A_{s \text{ adopté}}$ [cm ²]
Travées	38.39	25	400	2	0	4.56	3T14	4,62
Appui	22.58				0	2.55	3T14	4,62

Tableau III.28 : Calcul de ferrailage

III.3.3.4 VERIFICATION

a) CONDITION DE NON FRAGILITE 1

$$A_s \geq A_{s \text{ min}} = 0,23 b d (f_{t28} / f_e) = 0,23 \times 20 \times 27 \times (2,1 / 400) = 1.00 \text{ cm}^2$$

On:

En travée: $A_s = 4,62 \text{ cm}^2 \geq A_{s \text{ min}}$ vérifié

Sur appui : $A_s = 4,62 \text{ cm}^2 \geq A_{s \text{ min}}$ vérifié

• Vérification des contraintes dans les armatures tendue

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendue.

b) VERIFICATION A L'ELS

$$M_{t_{ser}} = 0,85M_0 = 27.86 \text{ kN.m}$$

$$M_{a_{ser}} = 0,5M_0 = 16.39 \text{ kN.m}$$

$$\sigma_b = \frac{M_s}{I} Y \leq \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

	Sur appui	En travée
$M_{ser} \text{ (kN. m)}$	16.39	27.86
$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	4,62	4,62
$d \text{ (cm)}$	27	27
$Y \text{ (cm)}$	16.24	16.24
$I \text{ (cm}^4\text{)}$	53945.94	53945.94
$\sigma_b \text{ (MPa)}$	4.93	8.38
$\bar{\sigma}_b \text{ (MPa)}$	15	15
Observation	OK	OK

c) VERIFICATION DE LA RIGIDITE (FLECHE)

Si les trois (03) conditions suivantes sont vérifiées simultanément, il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche.

1. $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0,1153 > 0,0625 \dots\dots\dots$ vérifiée

2. $\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 0,00855 \leq 0,0105 \dots\dots\dots$ vérifiée

3. $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \left(\frac{M_t}{M_0} \right) \Rightarrow 0,1153 > 0,1 \dots\dots\dots$ vérifiée

d) VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u \text{ Avec}$$

$$\tau_u = \text{Min} \left(\frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = \text{Min} (2,5; 4) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{69.5 \cdot 10^3}{200 \times 270} = 1.28 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.28 \leq \bar{\tau}_u = 2.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots$$
 vérifiée

e) DETERMINATION DES ARMATURES TRANSVERSALES :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10} \right) = \phi_t \leq \min (8,57, 12 \text{ mm}, 20 \text{ mm}). \quad \phi_t = 8 \text{ mm}$$

Espacement St**Selon BAEL91[1]:**

$$- St \leq \min (0,9 d ; 40 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$$

Selon RPA99 ver.03[2] :

$$- St \geq \max (h/4 ; 12\varnothing t) = 7,50 \text{ cm}$$

On prend: $St = 10 \text{ cm}$, dans la zone nodale.

$St = 15 \text{ cm}$, dans la zone courante

III.4 BALCONS**III.4.1. INTRODUCTION**

Le bâtiment étudié comporte un seul type de balcon, il est en porte à faux, et calcule comme une console en dalle pleine encastree et libre à extrémité et libre à l'autre, soumise à:

- Son poids propre.
- La surcharge d'exploitation.
- Charge concentrée à son extrémité libre due au poids du mur extérieur.

Le calcul se fait pour une bande de 1 m

- Un moment à l'extrémité due à l'effort appliqué sur le garde -corps

Epaisseur de balcon:

$$e \geq \frac{L}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ cm}$$

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

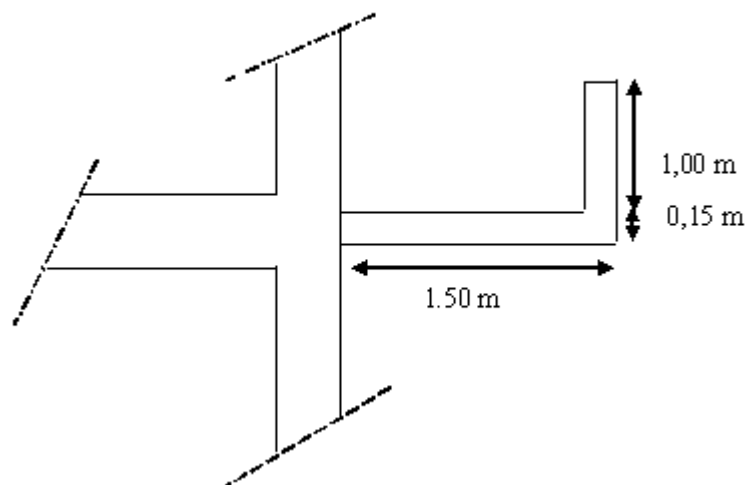


Figure III.16 Dimensions du balcon

III.4.2 EVALUATION DES CHARGES

- **Charge permanente:**

$$G = 5.55 \text{ kN/m}^2$$

- **Charge d'exploitation:**

$$Q = 3,50 \text{ kN/m}^2$$

- **Charge concentrée "F":**

- Enduit au ciment 0,36 kN/m²
- Maçonnerie (ép = 10 cm) 0,90 kN/m²
- Enduit au ciment 0,36 kN/m²

$$F = 1,62 \text{ kN/m}^2$$

Moment du à la main courante

$$M_{mc} = Q \cdot x \cdot L = 1 \times 1 \times 1 = 1 \text{ kN.m}$$

III.4.3 SCHÉMA STATIQUE

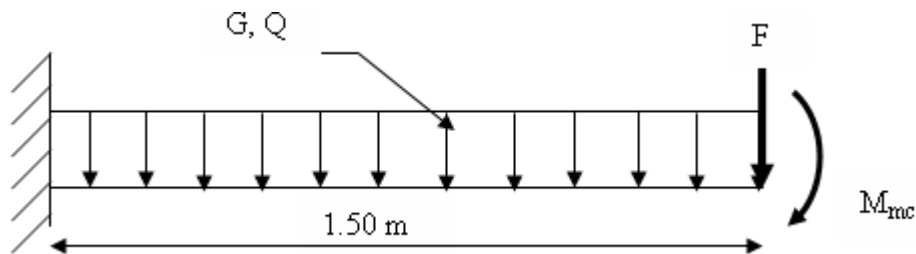


Figure III.17 Schéma statique du balcon

III.4.4 COMBINAISON DES CHARGES

	ELU	ELS
q(kN/ml)	12.675	9.05
F(kN)	2,19	1,62
M_{mc}	1,50	1,00

Tableau.III.29 : Combinaison des charges

III.4.5 CALCUL DES EFFORTS INTERNES

La section dangereuse est au niveau de l'encastrement.

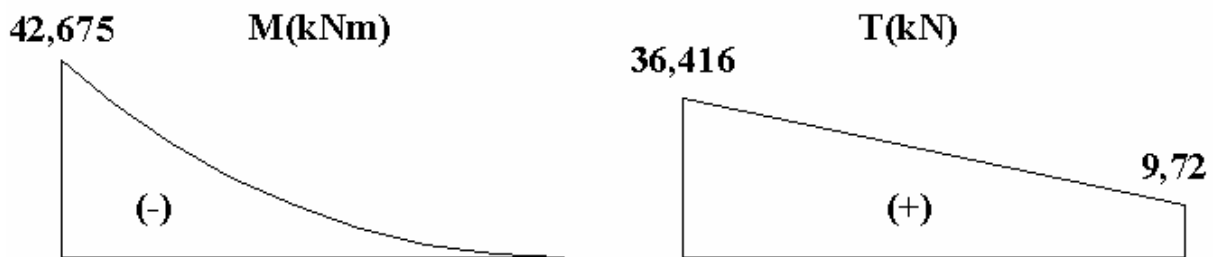
- **Moment fléchissant:** $M(x) = -\left(\frac{q}{2}x^2 + Fx + M_{mc}\right)$
- **Effort tranchant:** $T(x) = (qx + F)$

	ELU	ELS
M (kNm)	19.04	13.61
T (kN)	21.20	15.19

Tableau.III.30 : Calcul des efforts internes

Diagramme des efforts internes:

E.L.U:



E.L.S:

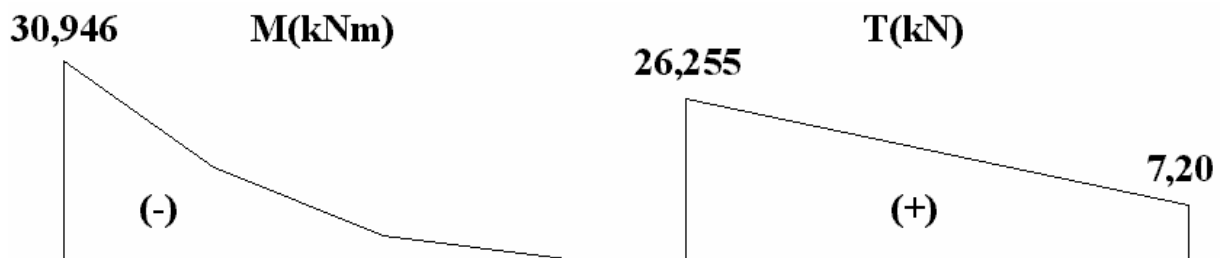


Figure.III.11: Diagramme des efforts internes

III.4.6 CALCUL DE FERRAILLAGE

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1m.

$f_{c28}=25MPa$; $f_{t28}=2,1MPa$; $\sigma_{bc}=14,17MPa$; $b=100cm$; $h=15cm$; $d=13,5cm$;
 $f_e=400MPa$

$M_u(kNm)$	μ	$\mu < \mu_R$	$A'_s (cm^2)$	α	$Z (cm)$	$A_s^{cal} (cm^2)$	Choix	$A_s^{adp} (cm^2)$	Esp (cm)
19.04	0,0737	Oui	0	0,0957	12.98	4.11	5T12	5.65	20

Tableau.III.31 : Ferrailage du balcon (type "I")

* **Espacement:**

$$S_t \leq \text{Min} \begin{cases} (3h; 33\text{cm}) \dots\dots\dots \text{pour une charge répartie} \\ (2h; 22\text{cm}) \dots\dots\dots \text{pour une charge concentrée} \end{cases}$$

$$S_t \leq \text{Min} \begin{cases} 33\text{cm} \\ 22\text{cm} \end{cases} \Rightarrow S_t = 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

* **Armatures de répartitions:**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1.39\text{cm}^2 \leq A_r \leq 2.78\text{cm}^2$$

Le choix est de: $5T8/ml = 2.51\text{cm}^2$ avec: $S_r = 20\text{cm}$

III.4.7 VÉRIFICATIONS

a. Condition de non fragilité:

$$A_s \geq A_s^{\text{min}} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s = 5.65\text{cm}^2 > A_s^{\text{min}} = 1,63\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

b. Vérification de l'effort tranchant:

On doit vérifier que: $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Avec:

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa} \quad (\text{Fissuration préjudiciable}).$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{bd} = \frac{21.2.10^3}{1000 \times 135} = 0,157\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

c. Vérification de l'E.L.S:

On considère que la fissuration est préjudiciable.

c.1. Vérification des contraintes:

• **Position de l'axe neutre "y":**

$$\frac{b}{2} y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

• **Moment d'inertie "I":**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + nA'_s(y - c')^2 + nA_s(d - y)^2$$

Avec: $n=15$; $c'=5\text{cm}$; $d=13.5\text{cm}$; $b=100\text{cm}$; $A'_s=0$

On doit vérifier que:

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa} \\ \sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3} f_e; 15\eta\right) = 240\text{MPa} \end{cases}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous:

$M_{ser}(kNm)$	$A_s (cm^2)$	$Y (cm)$	$I (cm^4)$	$\sigma_{bc} (MPa)$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_s (MPa)$	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
4,97	5.65	4.01	9781.96	5.57	vérifiée	198.05	vérifiée

Tableau.III.32 : Vérification des contraintes du balcon (type "I")

c.2. Vérification de la flèche :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{15}{150} = 0,1 > 0,0625 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$
- $\frac{A_s}{bd} < \frac{4,2}{fe} \Leftrightarrow \frac{5.65}{100 \times 13,5} = 0,00418 < 0,0105 \dots \text{vérifiée}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Leftrightarrow 0,1 \geq 0,1 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

d. Vérification à la torsion:

La poutre est une section pleine qui doit être assimilée à une section creuse (d'après le formulaire de béton armé **BAEL91 [1]**) d'une épaisseur de paroi

égale à "b₀" :
$$b_0 = \frac{a}{6} = \frac{30}{6} = 5cm$$

La contrainte tangente de torsion "τ_{ut}" doit être cumulée avec la contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant τ_{uv}.

On doit vérifier: τ_{ut}² + τ_{uv}² ≤ τ_{lim}²

Avec: $\tau_{ut} = \frac{T_u}{2\Omega b_0}$ (Contrainte de torsion)

$\tau_{uv} = \frac{V_u}{bxh}$ (Contrainte de cisaillement)

τ_{lim} = 5MPa (Contrainte limite)

Tel que:

T_u: Moment de torsion.

$T_u = Mmc + F_u(1,20) + M_u(1,20^2/2)$

V_u: Effort tranchant.

Ω: Aire du contour à mi-épaisseur de la paroi.

b₀: Epaisseur de la paroi.

b: Largeur de la poutre.

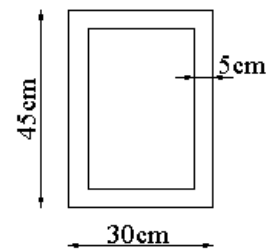
h: Hauteur de la poutre.

$\Omega = (0,25 \times 0,40) = 0,1m^2$

$\tau_{ut} = \frac{17.83.10^6}{2 \times 0,1.10^6 \times 50} = 1.783MPa$

$\tau_{uv} = \frac{121.20.10^3}{300 \times 450} = 0,157MPa$

$\tau_{ut}^2 + \tau_{uv}^2 = 3.21MPa < 25MPa \dots \dots \dots \text{vérifiée}$



IV.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 sur les structures dans les zones urbanisées.

Peut-on prévoir un tremblement de terre ? Il semble qu'on ne puisse encore apporter qu'une réponse fragmentaire à travers la convergence d'un certain nombre d'observations plus ou moins empiriques. Il est malheureusement certain que les séismes continueront à surprendre l'homme. La seule chose que nous puissions prédire avec certitude c'est que plus nous nous éloignons du dernier tremblement de terre, plus nous sommes proches du suivant. Face à ce risque et à l'impossibilité de le prévoir, la seule prévention valable est la construction parasismique.

La meilleure façon d'envisager des constructions parasismiques consiste à formuler des critères à la fois économiques et techniquement cohérents.

IV.2. ÉTUDE DYNAMIQUE

IV.2.1. INTRODUCTION

L'analyse dynamique nécessite initialement d'établir un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle est ensuite introduit dans un programme de calcul dynamique qui permet la détermination de ses modes propres de vibrations et des efforts engendrés par l'action sismique.

IV.2.2. MODÉLISATION MATHÉMATIQUE

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degrés de liberté (D.D.L) infini par un modèle ayant un nombre de D.D.L fini et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité et l'amortissement.

En d'autres termes, la modélisation est la recherche d'un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte de la masse et de la raideur (rigidité) de tous les éléments de la structure.

IV.2.3. CARACTÉRISTIQUES DYNAMIQUES

Les caractéristiques propres de la structure sont obtenues à partir du système non amorti et non forcé. L'équation d'un tel système est donnée par :

$$[M] \left\{ \ddot{x}(t) \right\} + [K] \{x\} = \{0\} \dots \dots \dots (1)$$

Avec

[M] : Matrice de masse de la structure.

[K] : Matrice de rigidité de la structure.

$\left\{ \ddot{x} \right\}$: Vecteur des accélérations relatives.

$\{x\}$: Vecteur des déplacements relatifs.

L'analyse d'un système à plusieurs degrés de liberté nous fournit les propriétés dynamiques les plus importantes de ce système, qui sont les fréquences propres et modes propres.

Chaque point de la structure exécute un mouvement harmonique autour de sa position d'équilibre.

$$\{x(t)\} = \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \dots \dots \dots (2)$$

Avec

- {A} : Vecteur des amplitudes.
- ω : Fréquence de vibration.
- φ : Angle de déphasage.

Les accélérations en vibrations libres non amorties sont données par :

$$\left\{ \ddot{x} \right\} = -\omega^2 \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \dots \dots \dots (3)$$

En substituant les équations (2) et (3) dans l'équation (1), on obtient :

$$([K] - \omega^2 [M]) \{A\} \sin(\omega t + \varphi) = 0 \dots \dots \dots (4)$$

Cette équation doit être vérifiée quelque soit le temps (t), donc pour toutes les valeurs de la fonction sinus, soit alors :

$$([K] - \omega^2 [M]) \{A\} = \{0\} \dots \dots \dots (5)$$

Ce système d'équations est un système à (n) inconnues "A_i". Ce système ne peut admettre une solution non nulle que si le déterminant de la matrice Δ_ω s'annule c'est à dire :

$$\Delta_\omega = |[K.] - \omega^2 [M]| = 0 \dots \dots \dots (6)$$

L'expression ci dessus est appelée "**Equation caractéristique**".

En développant l'équation caractéristique, on obtient une équation polynomiale de degré (n) en (ω²).

Les (n) solutions (ω₁², ω₂², ..., ω_n²) sont les carrés des pulsations propres des (n) modes de vibrations possibles.

Le 1^{er} mode vibratoire correspond a ω₁ et il est appelé mode fondamental (ω₁ < ω₂ < ... < ω_n)

A chaque pulsation propre, correspond une forme d'oscillation appelée mode propre {A_i}_i ou forme modale.

IV.3. MODÉLISATION DE LA STRUCTURE

L'une des étapes les plus importantes lors d'une analyse dynamique de la structure est la modélisation adéquate de cette dernière.

Vu la complexité et le volume de calcul que requiert l'analyse de notre structure, la nécessité de l'utilisation de l'outil informatique s'impose.

Dans le cadre de notre projet nous avons opté pour le logiciel de calcul **SAP 2000**

IV.3.1. MODÉLISATION DE LA RIGIDITÉ

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectué comme suit :

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément barre à deux nœuds, chaque nœud possède six degrés de liberté (trois translations et trois rotations);
 - * Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i);
 - * Les poteaux entre deux nœuds de différent niveaux (niveau i et niveau i+1);
- Chaque voile est modélisé par un élément panneau à quatre nœuds (rectangulaire);
- Les planchers ne sont pas modélisés. Cependant à tous les nœuds d'un même plancher nous avons attribué une contrainte de type diaphragme. Ce qui correspond à des planchers infiniment rigides dans leur plan (donc indéformable);
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastres (6DDL bloqués).

IV.3.2. MODÉLISATION DE LA MASSE

- Pour la masse des planchers, nous avons chargé chaque poutre avec une charge répartie (la surcharge d'exploitation). La masse est calculée par l'équation $(G+\beta Q)$ avec $(\beta=0,2)$ pour un bâtiment à usage d'habitation [1].
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir $2,5t/m^3$.
- La masse des murs extérieurs (maçonnerie) est concentrée au niveau des poutres qui se trouvent sur le périmètre des planchers. A l'exception le plancher terrasse pour l'acrotère.
- La masse des escaliers est appliquée uniformément au niveau des poutres supportant l'escalier (palier et paillasse).
- La masse de chaque balcon est appliquée uniformément au niveau des appuis (poutres qui portent le balcon).

IV.3.3. CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES ET MASSIQUES DE LA STRUCTURE

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, planchers, escaliers, voiles, maçonneries et balcons).

Les coordonnées du centre de masse sont données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

Avec

M_i : La masse de l'élément "i" du niveau considéré.

X_i, Y_i : Coordonnées du centre de gravité de l'élément "i" par rapport au repère global.

IV.3.4. POIDS DE LA STRUCTURE

On préconise de calculer le poids total de la structure de la manière suivante :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i ;$$

W_i Étant donné par :

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

Avec

W_i : Le poids concentré au niveau du centre masse du plancher "i";

W_{Gi} : Le poids dû aux charges permanentes et celui des équipements fixes éventuels, secondaires de la structure au niveau "i";

W_{Qi} : Surcharges d'exploitation au niveau "i";

β : Coefficient de pondération, en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

$\beta = 0,2$ (bâtiment d'habitation) [1].

IV.4. RÉSULTATS DE L'ANALYSE DYNAMIQUE

IV.4.1. RESULTATS DU PRE DIMENSIONNEMENT

On a regroupé les résultats de pré dimensionnement des différents éléments de notre structure (poteaux, poutres, dalles pleines et voiles) dans le tableau suivant afin d'entamer l'étude dynamique.

1. Poteaux

Etages	Sections carrées (axb) cm²
9 ^{ème}	30x30
8 ^{ème}	30x30
7 ^{ème}	30x30
6 ^{ème}	35x35
5 ^{ème}	35x35
4 ^{ème}	35x35
3 ^{ème}	40x40
2 ^{ème}	40x40
1 ^{er}	45x45
RDC	45x45
S/sol	45x45

Tableau. IV.1. Sections des poteaux

2. Poutres

* Poutres supportant planchers à corps creux :

- Poutres porteuses (b x h)= (30x45) cm²,
- Poutres secondaires (b x h)= (25x35) cm²,

La modélisation se fait à partir des données précédentes, en utilisant le logiciel de calcul **SAP2000** pour l'analyse dynamique en zone sismique, afin de déterminer les caractéristiques propres de notre structure et des efforts engendrés par le séisme.

Le modèle initial retenu dans cette étude est donné sur la figure

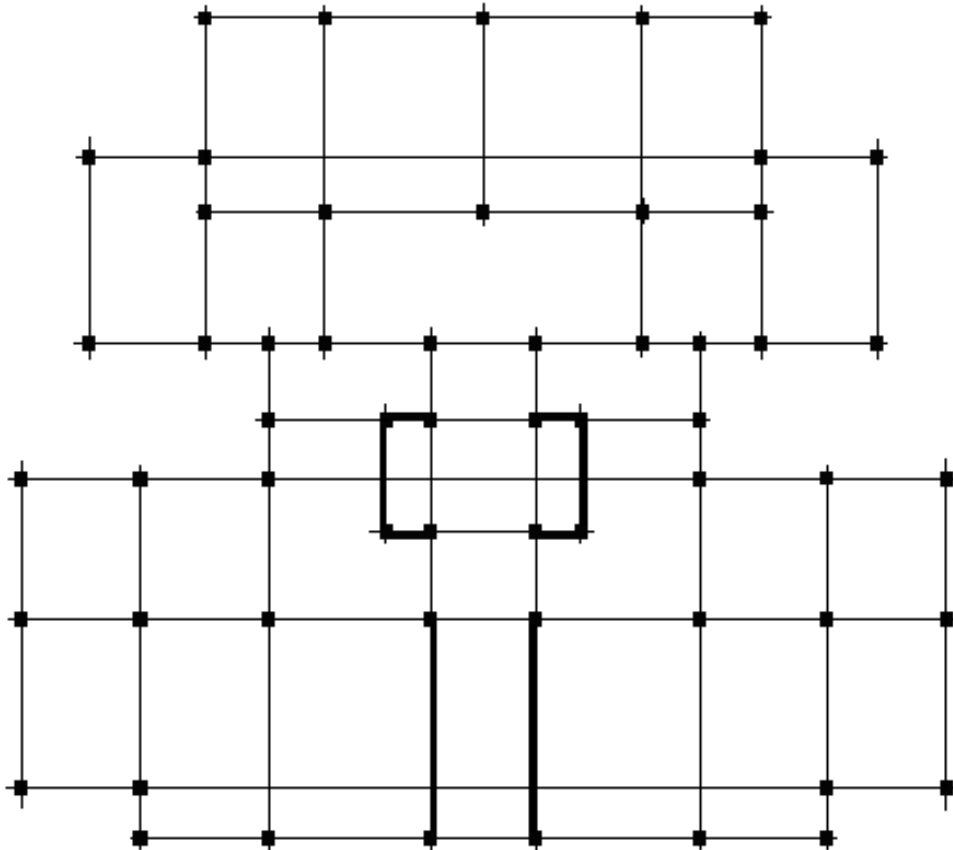


Figure IV.1. Modèle initial

IV.4.1. LES RÉSULTATS

Les résultats de l'étude dynamique sont donnés dans le tableau IV.2.

Modes	Période(s)	Facteur de participation massique (%)					
		U_x	U_y	U_z	ΣU_x	ΣU_y	ΣU_z
1	1,303	73,13	0,00	0,00	73,13	0,00	0,00
2	1,155	0,22	0,00	0,00	73,35	0,00	0,00
3	0,718	0,00	68,37	0,00	73,35	68,37	0,00
4	0,416	13,24	0,00	0,00	86,59	68,37	0,00
5	0,398	0,02	0,00	0,00	86,61	68,37	0,00
6	0,221	0,00	0,00	0,00	86,61	68,37	0,00
7	0,214	05,84	0,00	0,00	92,45	68,37	0,00
8	0,200	0,00	18,51	0,00	92,45	86,88	0,00
9	0,146	0,00	0,00	0,00	92,45	86,88	0,00
10	0,131	03,36	0,00	0,00	95,81	86,88	0,00
11	0,112	0,00	0,00	0,00	95,81	86,88	0,00
12	0,109	0,00	0,00	0,00	95,81	86,88	0,00
13	0,105	0,00	0,00	0,00	95,81	86,88	0,00
14	0,105	0,00	0,00	0,00	95,81	86,88	0,00
15	0,101	0,00	0,00	0,00	95,81	86,88	0,00
16	0,099	0,00	0,00	0,00	95,81	86,88	0,00
17	0,095	0,00	02,698	0,00	95,81	89,57	0,00
18	0,095	0,00	00,079	0,00	95,81	89,64	0,00
19	0,094	0,00	04,386	0,00	95,81	94,02	0,00

Tableau. IV.2: Période et facteurs de participation massique du modèle initial

Remarque :

Les résultats du tableau précédent correspondant à la structure comportant uniquement les voiles de la cage d'ascenseur et d'escalier

CONSTATATIONS

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T=1.303s$,
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 19^{ème} mode,
- Le 1^{er} mode est un mode de translation parallèlement à X-X
- Le 2^{ème} mode est un mode de rotation
- Le 3^{ème} mode est un mode de translation parallèlement à Y-Y

Nous remarquons que la structure est très souple, l'ajout des voiles est nécessaire selon le **RPA 99** pour rigidifier la structure

IV.5 ÉTUDE SISMIQUE

IV.5.1. INTRODUCTION

Toute structure implantée en zone sismique est susceptible de subir durant sa durée de vie une excitation dynamique de nature sismique. De ce fait la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception parasismique de cette dernière. Ainsi le calcul d'un bâtiment vis à vis du séisme vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrées dans le système

structurel lors du séisme. Dans le cadre de notre projet, la détermination de ces efforts est conduite par le logiciel **SAP2000** qui utilise une approche dynamique (par opposition à l'approche statique équivalente).

IV.5.2. CHOIX DE LA MÉTHODE DE CALCUL

Le " **RPA99 version 2003** " propose trois méthodes de calcul pour les différentes conditions d'application :

- 1- La méthode statique équivalente,
- 2- La méthode d'analyse modale spectrale,
- 3- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

La méthode statique équivalente ne s'applique pas dans le cas du bâtiment étudié (structure irrégulière en plan avec une hauteur supérieure à 17m). Alors nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale pour l'analyse sismique

V.5.3. SPECTRE DE RÉPONSE

Le règlement recommande le spectre de réponse de calcul donné par la fonction suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{cases}$$

Le tableau IV.3 récapitule les paramètres sismiques retenus pour notre bâtiment

Coefficient	Conditions	Valeur
A	Ouvrage groupe2 Hauteur bâtiment < 48m Zone sismique III	0,25
R	Système de contreventement mixte portiques/voiles avec interaction	5
Q	$1 + \Sigma P_q$	1,2
ϵ	-	7%
η	$[(7/(2+\epsilon))]^{1/2} \geq 0,7$	0,8819
T_1	Site 3	0,15 s
T_2	Site 3	0,50 s

Tableau IV.3. Paramètres sismique

Avec

g : accélération de la pesanteur,

A : coefficient d'accélération de zone,

η : facteur de correction d'amortissement,

R : Coefficient de comportement de la structure. Il est en fonction du système de contreventement,

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site,

Q : Facteur de qualité.

IV.5.4. RÉSULTANTE DES FORCES SISMOQUES DE CALCUL

L'une des premières vérifications préconisée par le "**RPA99 version 2003**" est relative à la résultante des forces sismiques.

En effet la résultante des forces sismiques à la base " V_t " obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente " V " pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0,8V$, il faut augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,.....) dans le rapport

$$r = \frac{0,8V}{V_t}$$

* Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente

$$\text{Soit : } V = \frac{ADQ}{R} W$$

$W=46427.273\text{KN}$ (calcul automatique) avec **SAP 2000**

D : facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement η et de la période fondamentale T de la structure.

Plusieurs formules empiriques pour le calcul de la période fondamentale sont proposées par le "**RPA99 version 2003**". Nous choisirons la formule qui donne la plus petite valeur soit :

$$T_N = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{L}} \quad \text{et} \quad T_{\min} = 0,05 h_N^{3/4} = 0,697s \quad \text{"RPA99 version 2003"}$$

Où

h_N : la hauteur, mesurée en mètre, à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau;

L : la dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.

On a : $h_N=33.58\text{m}$

Selon x-x : $L_x = 25,91\text{m} \Rightarrow T_x = 0,598\text{s}$

$\min(T_x, T_{\min})=0,598\text{s}$

Selon y-y : $L_y = 19,79\text{m} \Rightarrow T_y = 0,686\text{s}$

$\min(T_y, T_{\min})=0,686\text{s}$

$$\text{Or } \begin{cases} T_1 = 0,15s & (\text{site3}) \\ T_2 = 0,50s & (\text{site3}) \end{cases}$$

$$\text{Ce qui donne : } T_2 \leq (T_x \text{ et } T_y) < 3s \Rightarrow D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \quad [1]$$

$$D_x = 2,5(0,8819) \left(\frac{0,5}{0,598} \right)^{2/3} = 1,843$$

$$D_y = 2,5(0,8819) \left(\frac{0,5}{0,686} \right)^{2/3} = 1,606$$

On trouve

$$V^x = \frac{0,25(1,843)(1,20)}{5} 46427,273 = 5130,213kN \Rightarrow 0,8V^x = 4101,170kN$$

$$V^y = \frac{0,25(1,606)(1,20)}{5} 46427,273 = 4473,732kN \Rightarrow 0,8V^y = 3578,98kN$$

$$\text{D'après le fichier des résultats du } \mathbf{SAP2000} \text{ on a : } \begin{cases} F_1 = V_t^x = 3196,369kN \\ F_2 = V_t^y = 4457,573kN \end{cases}$$

$$\text{Ce qui donne : } V_t^x < 0,8V^x \quad \text{et} \quad V_t^y > 0,8V^y$$

$$\begin{cases} r_x = 1,28 \\ r_y = 1,00 \end{cases}$$

IV.5.5. VÉRIFICATION DES DÉPLACEMENTS LATÉRAUX INTER ÉTAGES

L'une des vérifications préconisée par le **RPA99 version 2003**, concerne les déplacements latéraux inter étages.

En effet, selon l'article 5.10 page40 du **RPA99 version 2003** l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_K^x \leq \bar{\Delta} \quad \text{et} \quad \Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$$

Avec : $\bar{\Delta} = 0,01he$

Où : he représente la hauteur de l'étage.

$$\text{Avec } \begin{aligned} \delta_K^x &= Rr_x \delta_{eK}^x & \text{et} & \quad \delta_K^y = Rr_y \delta_{eK}^y \\ \Delta_K^x &= \delta_K^x - \delta_{K-1}^x & \text{et} & \quad \Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y \end{aligned}$$

Δ_K^x : correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K-1$ dans le sens

$x-x$ (idem dans le sens $y-y$, Δ_K^y).

δ_{eK}^x : Est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens $x-x$ (idem dans le sens $y-y$, δ_{eK}^y).

Données : $r_x=1,28$ $r_y=1,00$ $R=5,0$

Dans le tableau IV.4, on résume les résultats obtenus

Z(m)	δ_{eK}^x (mm)	δ_{eK}^y (mm)	δ_K^x (mm)	δ_K^y (mm)	Δ_K^x (mm)	Δ_K^y (mm)	$\bar{\Delta}$ (mm)	Observation
0	0	0	0	0	0	0	38.8	Vérifié
3.88	3.21	1.10	3.21	1.10	20.54	5.5	29.7	Vérifié
6.85	7.86	2.62	4.65	1.52	29.67	7.6	29.7	vérifié
9.82	13.34	4.53	5.48	1.73	35.07	8.65	29.7	Non vérifié
12.79	19.33	6.77	5.99	2.24	38.33	11.2	29.7	Non vérifié
15.76	25.35	9.22	6.02	2.45	38.52	12.25	29.7	Non vérifié
18.73	31.35	11.85	6.00	2.63	38.40	13.15	29.7	Non vérifié
21.70	36.95	14.52	5.60	2.67	35.84	13.35	29.7	Non vérifié
24.67	42.02	17.18	5.07	2.66	32.44	13.30	29.7	Non vérifié
27.64	46.59	19.80	4.57	2.62	29.24	13.10	29.7	vérifié
30.61	50.42	22.32	3.83	2.52	24.57	12.60	29.7	vérifié
33.58	53.59	24.71	3.17	2.39	20.28	11.95	29.7	vérifié

Tableau IV.4. Vérification des déplacements inter étages (modèle initial)

Les déplacements latéraux inter étage dépassent les valeurs admissibles il faut donc augmenter la rigidité latérale de la structure. Pour cela on peut soit :

- Augmenter les dimensions des poteaux déjà existants,
- Rajouter des voiles dans la structure.

Le “**RPA99 version 2003**” rend nécessaire l’introduction des voiles dans le système de contreventement ; c’est donc cette deuxième solution qui sera retenue pour la suite de l’analyse.

Le problème qui se pose ici c’est bien la bonne disposition de ces voiles dans la structure.

IV.6. RENFORCEMENT DE L’OSSATURE DU BÂTIMENT

Les voiles de contreventement seront disposées de manière symétrique selon les deux directions (x, y).

Donc dans ce qui suit il faudra déterminer, le nombre de voiles nécessaires à rajouter et les positions des voiles rajoutés.

Présentation des résultats :

Modèle 1

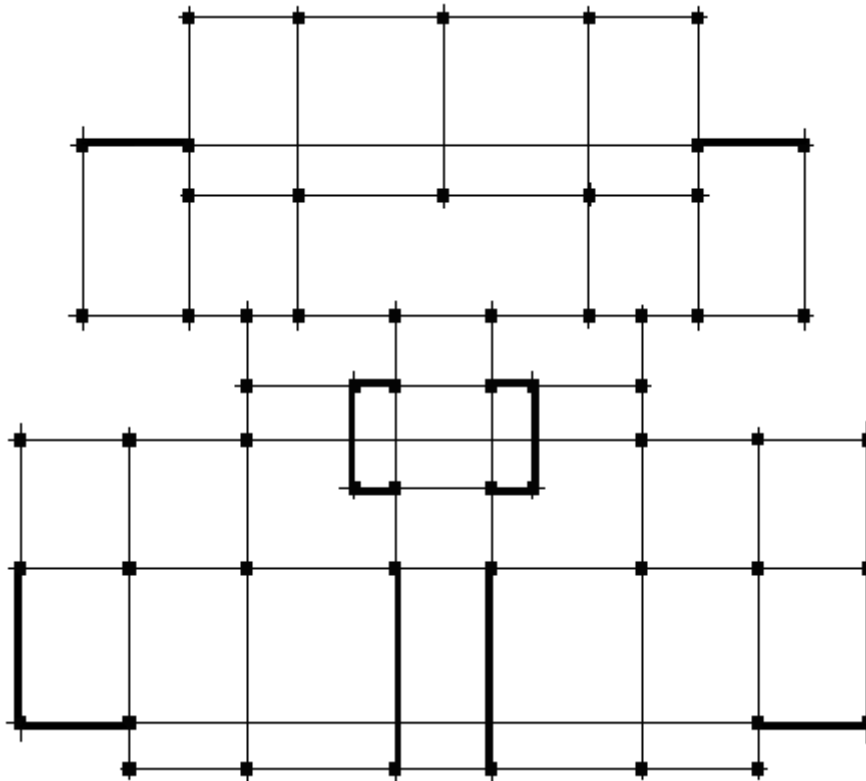


Figure. IV.2.Modèle 1

1. Caractéristiques dynamiques propres

Les caractéristiques dynamiques propres obtenues sont données dans le tableau IV.5.

Modes	Période(s)	Facteur de participation massique (%)					
		U_x	U_y	U_z	ΣU_x	ΣU_y	ΣU_z
1	0,989	63,56	0,00	0,00	63,56	0,00	0,00
2	0,650	0,00	67,51	0,00	63,56	67,51	0,00
3	0,615	4,00	0,00	0,00	67,56	67,51	0,00
4	0,263	16,39	0,00	0,00	83,95	67,51	0,00
5	0,173	0,00	19,27	0,00	83,95	86,78	0,00
6	0,157	1,76	0,00	0,00	85,71	86,78	0,00
7	0,117	6,58	0,00	0,00	92,29	86,78	0,00
8	0,112	0,00	0,00	0,00	92,29	86,78	0,00
9	0,104	0,00	0,00	0,00	92,29	86,78	0,00
10	0,104	0,00	0,00	0,00	92,29	86,78	0,00
11	0,101	0,00	0,00	0,00	92,29	86,78	0,00
12	0,099	0,00	0,00	0,00	92,29	86,78	0,00
13	0,095	0,00	0,00	0,00	92,29	86,78	0,00
14	0,094	0,00	0,00	0,00	92,29	86,78	0,00
15	0,089	0,00	0,00	0,00	92,29	86,78	0,00
16	0,088	0,00	0,00	0,00	92,29	86,78	0,00
17	0,083	0,00	0,00	0,00	92,29	86,78	0,00
18	0,081	0,00	6,87	0,00	92,29	93,65	0,00

Tableau IV.5. Période et facteurs de participation massique du modèle 1

4. Constatations :

- Une période fondamentale : $T=0,989$
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 18^{ème} mode
- Le 1^{er} mode est un mode de translation parallèlement à Y-Y,
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation parallèlement à X-X,
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation,

3. Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente

$$\text{Soit : } V = \frac{ADQ}{R} W$$

$W= 49071,689KN$ (calcul automatique) avec **SAP2000**

$R=5; D_x=1,843; D_y=1,606; Q=1,20; A=0,25$

On a:

$$V^x = \frac{0,25(1,843)(1,20)}{5} 49071,689 = 5422,42kN \Rightarrow 0,8V^x = 4337,93kN$$

$$V^y = \frac{0,25(1,606)(1,20)}{5} 49071,689 = 4728,54kN \Rightarrow 0,8V^y = 3782,831kN$$

D'après le fichier des résultats du **SAP2000** on a : $\begin{cases} F_1 = V_t^x = 3636,573kN \\ F_2 = V_t^y = 4945,519kN \end{cases}$

Ce qui donne : $V_t^x < 0,8V^x$ et $V_t^y > 0,8V^y$

$$\Rightarrow \begin{cases} r_x = 1,19 \\ r_y = 1,00 \end{cases}$$

Données: $r_x=1,19$ $r_y=1$ $R=5$

Dans le tableau IV.6, on résume les résultats obtenus

Z(m)	δ_K^x (mm)	δ_K^y (mm)	Δ_K^x (mm)	Δ_K^y (mm)	$\bar{\Delta}$ (mm)	Observation
0	0	0	0	0	38,8	Vérifié
3.88	1,69	0,89	10,05	4,45	29,7	Vérifié
6.85	2,75	1,27	16,36	6,35	29,7	vérifié
9.82	3,57	1,63	21,24	8,15	29,7	vérifié
12.79	4,24	1,93	25,22	9,65	29,7	vérifié
15.76	4,66	2,13	27,72	10,65	29,7	vérifié
18.73	4,97	2,29	29,57	11,45	29,7	vérifié
21.70	5,07	2,37	30,16	11,85	29,7	Non vérifié
24.67	5,04	2,38	29,98	11,90	29,7	Non vérifié
27.64	4,95	2,37	29,45	11,85	29,7	vérifié
30.61	4,76	2,24	28,32	11,20	29,7	vérifié
33.58	4,54	2,27	27,01	11,35	29,7	vérifié

Tableau IV.6. Vérification des déplacements inter étages

3. Commentaires

- Les déplacements relatifs inter étages sont supérieurs à la limite imposée par le “*RPA99 version 2003*” [1].
- D’après les plans d’architecture du bâtiment étudié, il est nécessaire de mettre des ouvertures dans certain voiles (portes, fenêtres).

Il faut donc rajouter d’autres voiles dans la structurée et nous proposons d’enlever les voiles de la cage d’escalier et d’ascenseur.

- - Modèle 2 :

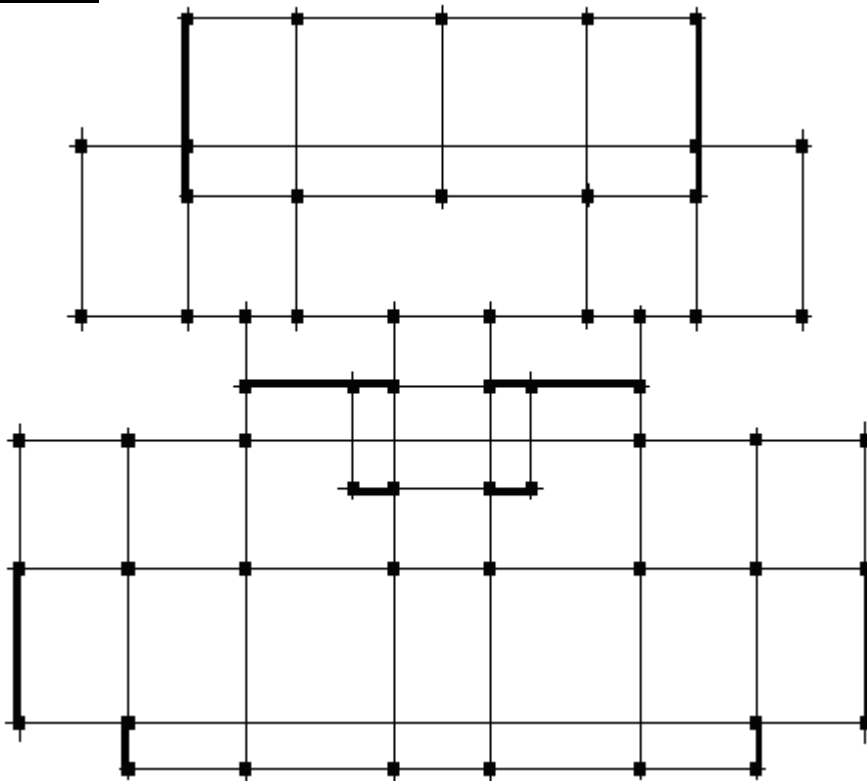


Figure. IV.3 : Modèle 2

1. Caractéristiques dynamiques propres

Les caractéristiques dynamiques propres obtenues sont données dans le tableau. IV.9.

Modes	Période(s)	Facteur de participation massique (%)					
		U_x	U_y	U_z	$\sum U_x$	$\sum U_y$	$\sum U_z$
1	0,916	68,58	0,00	0,00	68,58	0,00	0,00
2	0,823	0,00	66,96	0,00	68,58	66,96	0,00
3	0,779	0,87	0,00	0,00	69,45	66,96	0,00
4	0,259	17,00	0,00	0,00	86,45	66,96	0,00
5	0,216	0,00	18,83	0,00	86,45	85,79	0,00
6	0,200	0,15	0,00	0,00	86,60	85,79	0,00
7	0,123	6,89	0,00	0,00	93,49	85,79	0,00
8	0,117	0,00	0,00	0,00	93,49	85,79	0,00
9	0,112	0,00	0,00	0,00	93,49	85,79	0,00
10	0,105	0,00	0,00	0,00	93,49	85,79	0,00
11	0,102	0,00	0,00	0,00	93,49	85,79	0,00
12	0,100	0,00	0,00	0,00	93,49	85,79	0,00
13	0,098	0,00	0,05	0,00	93,49	85,84	0,00
14	0,097	0,00	7,41	0,00	93,49	93,25	0,00

Tableau IV.9. Période et facteurs de participation massique du modèle 2

2. Constatations :

- Une période fondamentale : $T=0,916s$
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 14^{ème} mode
- Le 1^{er} mode est un mode de translation parallèlement à Y-Y
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation parallèlement à X-X
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation,

3. Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente

$$\text{Soit : } V = \frac{ADQ}{R} W$$

$W=47749,486KN$ (calcul automatique) avec **SAP2000**

$$R=5; D_x=1,843; D_y=1,606; Q=1,20; A=0,25$$

On a :

$$V^x = \frac{0,25(1,843)(1,20)}{5} 47749,486 = 5276,31kN \Rightarrow 0,8V^x = 4221,05kN$$

$$V^y = \frac{0,25(1,606)(1,20)}{5} 47749,486 = 4601,14kN \Rightarrow 0,8V^y = 3680,91kN$$

D'après le fichier des résultats du **SAP2000** on a :
$$\begin{cases} F_1 = V_t^x = 3939,417kN \\ F_2 = V_t^y = 4168,893kN \end{cases}$$

Ce qui donne : $V_t^x > 0,8V^x$ et $V_t^y > 0,8V^y$

$$\Rightarrow \begin{cases} r_x = 1,07 \\ r_y = 1,00 \end{cases}$$

Z(m)	δ_{eK}^x (mm)	δ_{eK}^y (mm)	δ_K^x (mm)	δ_K^y (mm)	Δ_K^x (mm)	Δ_K^y (mm)	$\bar{\Delta}$ (mm)	Observation
0	0	0	0	0	0	0	38.8	Vérifié
3.88	1.65	1.10	1.65	1.1	8.82	5.5	29.7	Vérifié
6.85	4.06	2.79	2.41	1.69	12.89	8.45	29.7	Vérifié
9.82	7.08	4.99	3.02	2.20	16.15	11.00	29.7	Vérifié
12.79	10.56	7.61	3.48	2.62	18.67	13.10	29.7	Vérifié
15.76	14.31	10.53	3.75	2.92	20.06	14.60	29.7	Vérifié
18.73	18.25	13.69	3.94	3.16	21.07	15.80	29.7	Vérifié
21.70	22.21	16.97	3.96	3.28	21.18	16.40	29.7	Vérifié
24.67	26.07	20.27	3.86	3.30	20.65	16.50	29.7	Vérifié
27.64	29.82	23.57	3.75	3.30	20.06	16.50	29.7	Vérifié
30.61	33.33	26.78	3.51	3.21	18.77	16.05	29.7	Vérifié
33.58	36.61	29.89	3.28	3.11	17.54	15.55	29.7	Vérifié

Tableau IV.10. Vérification des déplacements inter étages (modèle 2)

3. Commentaires

- Les déplacements relatifs inter étages sont inférieure à la limite imposée par le "RPA99 version 2003" [1].
- Nous remarquons que le sens YY est plus rigide que le sens XX donc on propose le modèle 3.
- **Modèle 3:**

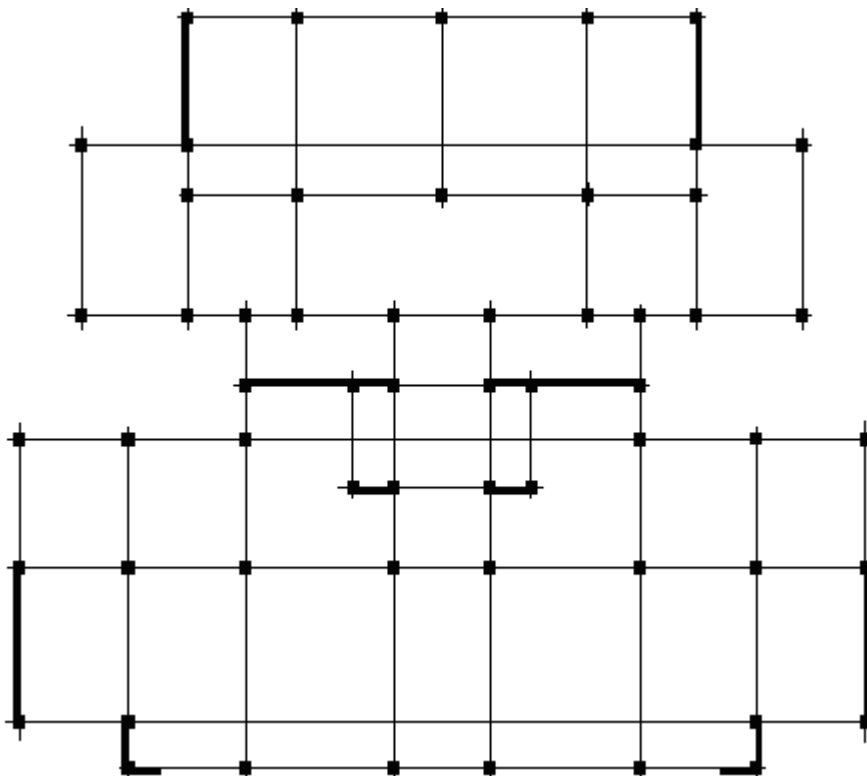


Figure. IV.4 : Modèle 3

1. Caractéristiques dynamiques propres

Les caractéristiques dynamiques propres obtenues sont données dans le tableau IV 11.

Modes	Période(s)	Facteur de participation massique (%)					
		U_x	U_y	U_z	ΣU_x	ΣU_y	ΣU_z
1	0,902	69,13	0,00	0,00	69,13	0,00	0,00
2	0,865	0,00	67,52	0,00	69,13	67,52	0,00
3	0,788	0,29	0,00	0,00	69,42	67,52	0,00
4	0,255	17,01	0,00	0,00	86,43	67,52	0,00
5	0,236	0,00	18,19	0,00	86,43	85,71	0,00
6	0,208	0,00	0,00	0,00	86,43	85,71	0,00
7	0,120	6,86	0,00	0,00	93,29	85,71	0,00
8	0,116	0,00	0,00	0,00	93,29	85,71	0,00
9	0,112	0,00	0,00	0,00	93,29	85,71	0,00
10	0,108	0,00	7,30	0,00	93,29	93,01	0,00

Tableau IV.11. Période et facteurs de participation massique

2. Constatations :

- Une période fondamentale : $T=0,902s$
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 10^{ème} mode
- Le 1^{er} mode est un mode de translation parallèlement à Y-Y
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation parallèlement à X-X
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation

3. Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente

$$\text{Soit : } V = \frac{ADQ}{R} W$$

$W= 47673,931KN$ (calcul automatique) avec **SAP 2000 V 11**

$R=5; Q=1,20 ; A=0,25$

On a:

$$V^x = \frac{0,25(1,843)(1,20)}{5} X 47673,931 = 5267,97kN \Rightarrow 0,8V^x = 4214,371kN$$

$$V^y = \frac{0,25(1,606)(1,20)}{5} X 47673,931 = 4593,86kN \Rightarrow 0,8V^y = 3675,081kN$$

D'après le fichier des résultats du **SAP2000** on a : $\begin{cases} F_1 = V_t^x = 3997,016kN \\ F_2 = V_t^y = 4039,541kN \end{cases}$

Ce qui donne : $V_t^x < 0,8V^x$ et $V_t^y > 0,8V^y$

$$\Rightarrow \begin{matrix} r_x = 1,05 \\ r_y = 1 \end{matrix} .$$

Données: $r_x= 1,05$ $r_y=1$ $R=5$

Dans le tableau IV.12, on résume les résultats obtenu

Z(m)	δ_{eK}^x (mm)	δ_{eK}^y (mm)	δ_K^x (mm)	δ_K^y (mm)	Δ_K^x (mm)	Δ_K^y (mm)	$\bar{\Delta}$ (mm)	Observation
0	0	0	0	0	0	0	0	Vérifié
3.88	1,553	1,234	1,553	1,234	8,15	6,17	38,80	Vérifié
6.85	3,873	3,099	2,32	1.856	12,18	9,28	29,70	vérifié
9.82	6,756	5,495	2,883	2.396	15,13	11,98	29,70	vérifié
12.79	10,079	8,336	3,323	2,841	17,44	14,20	29,70	vérifié
15.76	13,654	11,47	3,575	3,134	18,76	15,67	29,70	vérifié
18.73	17,399	14,845	3,745	3,375	19,66	16,87	29,70	vérifié
21.70	21,149	18,314	3,75	3,469	19,68	17,34	29,70	vérifié
24.67	24,804	21,784	3,655	3,47	19,18	17,35	29,70	vérifié
27.64	28,332	25,232	3,528	3,448	18,52	17,24	29,70	vérifié
30.61	31,639	28,561	3,30	3,30	17,32	16,50	29,70	vérifié
33.58	34,715	31,753	3,076	3,192	16,15	15,96	29,70	vérifié

Tableau IV.12. Vérification des déplacements inter étages

Conclusion :

Ce modèle donne un ferrailage très important et inacceptable au niveau de la terrasse et des poutres non porteuses. la solution est de passer à un autre modèle afin de réduire la quantité de ferrailage.

1. Poteaux

Etages	Sections carrées (axb) cm ²
9 ^{ème}	35x35
8 ^{ème}	35x35
7 ^{ème}	35x35
6 ^{ème}	35x35
5 ^{ème}	35x35
4 ^{ème}	35x35
3 ^{ème}	40x40
2 ^{ème}	40x40
1 ^{er}	45x45
RDC	45x45
S/sol	45x45

Tableau. IV.13. Sections des poteaux

2. Poutres

* Poutres supportant planchers à corps creux :

- Poutres porteuses (b x h)= (30x45) cm²
- Poutres secondaires (b x h)= (30x40) cm²

- **Modèle 4:**

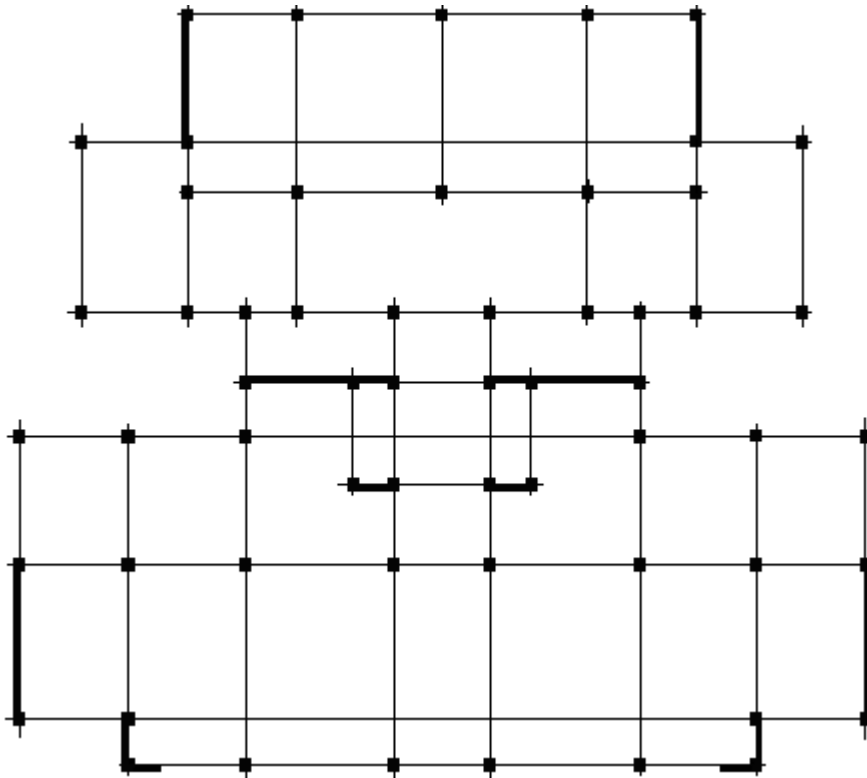


Figure. IV.5 : Modèle 4

1. Caractéristiques dynamiques propres

Les caractéristiques dynamiques propres obtenues sont données dans le tableau. IV.14

Modes	Période(s)	Facteur de participation massique (%)					
		U_x	U_y	U_z	$\sum U_x$	$\sum U_y$	$\sum U_z$
1	0,847	00,11	67,88	00,00	00,11	67,88	00,00
2	0,805	69,95	00,12	00,00	70,06	68,00	00,00
3	0,743	00,27	00,11	00,00	70,33	68,11	00,00
4	0,228	15,38	00,89	00,00	85,71	69,00	00,00
5	0,225	00,85	16,69	00,00	86,56	85,69	00,00
6	0,212	00,04	00,00	00,00	86,60	85,69	00,00
7	0,194	00,07	00,05	00,00	86,67	85,74	00,00
8	0,113	00,00	00,02	00,00	86,67	85,76	00,00
9	0,108	01,60	00,05	00,00	88,27	85,71	00,00
10	0,108	05,06	00,00	00,00	93,33	85,71	00,00
11	0,101	00,00	07,09	00,00	93,33	92,80	00,00

Tableau V.14. Période et facteurs de participation massique

2. Constatations :

- Une période fondamentale : $T=0,847s$
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 11^{ème} mode
- Le 1^{er} mode est un mode de translation parallèlement à Y-Y
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation parallèlement à X-X
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation

3. Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente

$$\text{Soit : } V = \frac{ADQ}{R} W$$

$W= 50709,089KN$ (calcul automatique) avec **SAP 2000 V 11**

$R=4; Q=1,20 ; A=0,25$

On a:

$$V^x = \frac{0,25(1,843)(1,20)}{5} X 50709,089 = 5603,35kN \Rightarrow 0,8V^x = 4482,68kN$$

$$V^y = \frac{0,25(1,606)(1,20)}{5} X 50709,089 = 4886,327kN \Rightarrow 0,8V^y = 3909,06kN$$

D'après le fichier des résultats du **SAP2000** on a : $\begin{cases} F_1 = V_t^x = 5707,87kN \\ F_2 = V_t^y = 5436,301kN \end{cases}$

Ce qui donne : $V_t^x > 0,8V^x$ et $V_t^y > 0,8V^y$

$$\Rightarrow \begin{cases} r_x = 1,00 \\ r_y = 1,00 \end{cases}$$

Données: $r_x= 1,00$ $r_y=1,00$ $R=4$

Dans le tableau V.15, on résume les résultats obtenu

Z(m)	δ_{eK}^x (mm)	δ_{eK}^y (mm)	δ_K^x (mm)	δ_K^y (mm)	Δ_K^x (mm)	Δ_K^y (mm)	$\bar{\Delta}$ (mm)	Observation
0	0	0	0	0	0	0	0	Vérifié
3.88	1,69	1,58	1,69	1,58	6,76	6,32	38,80	Vérifié
6.85	4,23	4,01	2,54	2,43	10,16	9,72	29,70	vérifié
9.82	7,37	7,12	3,13	3,11	12,52	12,44	29,70	vérifié
12.79	10,97	10,80	3,60	3,68	14,40	14,72	29,70	vérifié
15.76	14,80	14,84	3,83	4,04	15,32	16,16	29,70	vérifié
18.73	18,77	19,15	3,97	4,31	15,88	17,24	29,70	vérifié
21.70	22,69	23,52	3,92	4,37	15,68	17,48	29,70	vérifié
24.67	26,43	27,83	3,74	4,31	14,96	17,24	29,70	vérifié
27.64	29,91	31,99	3,48	4,16	13,92	16,64	29,70	vérifié
30.61	33,10	35,95	3,19	3,96	12,76	15,84	29,70	vérifié
33.58	36,10	39,73	3,00	3,78	12,00	15,12	29,70	vérifié

Tableau V.15. Vérification des déplacements inter étages

Conclusion

Ce sont les éléments du modèle final qui seront ferrillés dans le chapitre qui suit.

V.1. INTRODUCTION

Le ferrailage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le **BAEL 91[1]** et le **RPA99 version 2003 [2]**.

V.2. FERRAILAGE DES POTEAUX

V.2.1. INTRODUCTION

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations.

Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (M, N) qui est due à l'excentricité de l'effort normal " N " par rapport aux axes de symétrie, et à un moment fléchissant " M " dans le sens longitudinal et transversal (dû à l'action horizontale).

Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants:

- Section entièrement tendue *SET*.
- Section entièrement comprimée *SEC*.
- Section partiellement comprimée *SPC*.

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (*E.L.U*) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes:

a. Situation durable:

- **Béton:** $\gamma_b=1,5$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$
- **Acier:** $\gamma_s=1,15$; Nuance FeE400 ; $\sigma_s=348\text{MPa}$

b. Situation accidentelle:

- **Béton:** $\gamma_b=1,15$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=18,48\text{MPa}$
- **Acier:** $\gamma_s=1,00$; Nuance FeE400 ; $\sigma_s=400\text{MPa}$

V.2.2. COMBINAISON D'ACTION

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes:

- Situation durable : $1,35G+1,5Q$ et $G+Q$
- Situation accidentelle : $G+Q+E$ et $0,8G\pm E$

Avec:

G: Charges permanentes.

Q: Surcharge d'exploitation.

E: Action du séisme.

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants:

- 1- N^{max}, M^{corr}
- 2- M^{max}, N^{corr}

V.2.3. RECOMMANDATION SELON RPA99 VERSION 2003

D'après le **RPA99 version 2003**, pour une zone sismique III, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.

- Leur pourcentage est limité par:

$$* 0,9 < \frac{A_s}{B} < 4\% \quad \text{Zone courante (Z.C)}$$

$$* 0,9 < \frac{A_s}{B} < 6\% \quad \text{Zone de recouvrement (Z.R)}$$

Avec :

A_s : La section d'acier.

B : Section du béton [cm^2].

- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimale de $50\varnothing$ en zone de recouvrement.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'intérieur des zones nodales.

Situation accidentelle :

- Combinaison : **G+Q+E**

a. (N^{max}, M^{corr})

Niveaux	Sections (cm^2)	N^{max} (kN)	M^{corr} (kNm)	Sollicitation	A'_s (cm^2)	A_s (cm^2)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm^2)
S/sol 1 ^{er}	45x45	1884.17	17.13	SEC	0	0	18,22
2 ^{ème} 3 ^{ème}	40x40	1334.46	69.37	SEC	0	0	14,40
4 ^{ème} 9 ^{ème}	35x35	980.38	62.60	SEC	0	0	11,03

Tableau. V.1 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{max}, M^{corr})

b. (M^{max}, N^{corr})

Niveaux	Sections (cm^2)	M^{max} (kNm)	N^{corr} (Kn)	Sollicitation	A'_s (cm^2)	A_s (cm^2)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm^2)
S/sol 1 ^{er}	45x45	145.54	246.40	SPC	0	7,84	18,22
2 ^{ème} 3 ^{ème}	40x40	148.94	897.05	SPC	0,51	6,44	14,40
4 ^{ème} 9 ^{ème}	35x35	130.86	92.98	SPC	0	13,10	11,03

Tableau. V.2 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (M^{max}, N^{corr})

- Combinaison : **0,8G+E**

a. (N^{max}, M^{corr})

Niveaux	Sections (cm ²)	N^{max} (kN)	M^{corr} (kNm)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm ²)
S/sol 1 ^{er}	45x45	1392.09	51.94	SEC	0	0	18,22
2 ^{ème} 3 ^{ème}	40x40	951.36	58.07	SEC	0	0	14,40
4 ^{ème} 9 ^{ème}	35x35	700.47	52.87	SEC	0	0	11,03

Tableau. V.3 : Ferrillages des poteaux situation accidentelle (N^{max}, M^{corr})

b. (M^{max}, N^{corr})

Niveaux	Sections (cm ²)	M^{max} (kNm)	N^{corr} (Kn)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm ²)
S/sol 1 ^{er}	45x45	142.39	960.36	SEC	0	0	18,22
2 ^{ème} 3 ^{ème}	40x40	139.38	563.51	SPC	6,75	0	14,40
4 ^{ème} 9 ^{ème}	35x35	106.49	71.14	SPC	10,12	0	11,03

Tableau. V.4 : Ferrillages des poteaux situation accidentelle (M^{max}, N^{corr})

- Combinaison : **1.35G+1.5Q**

a. (N^{max}, M^{corr})

Niveaux	Sections (cm ²)	N^{max} (kN)	M^{corr} (kNm)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm ²)
S/sol 1 ^{er}	45x45	2199.57	27.86	SEC	0	0	18,22
2 ^{ème} 3 ^{ème}	40x40	1545.69	45.26	SEC	0	0	14,40
4 ^{ème} 9 ^{ème}	35x35	1136.24	39.82	SEC	0	0	11,03

Tableau. V.5 : Ferrillages des poteaux situation accidentelle (N^{max}, M^{corr})

b. (M^{max}, N^{corr})

Niveaux	Sections (cm ²)	M ^{maxr} (kNm)	N ^{corr} (Kn)	Sollicitation	A' _s (cm ²)	A _s (cm ²)	A _{s(RPA)} ^{min} (cm ²)
S/sol 1 ^{er}	45x45	80.58	1421.67	SEC	0	0	18,22
2 ^{eme} 3 ^{eme}	40x40	89.65	904.93	SEC	0	0	14,40
4 ^{eme} 9 ^{eme}	35x35	102.02	116.64	SPC	0	9,07	11,03

Tableau. V.6 : Ferrillages des poteaux situation accidentelle (M^{max}, N^{corr})

V.2.4. CHOIX DES ARMATURES

On remarque que le ferrailage maximum a été obtenu par la combinaison (0,8G±E)

Niveaux	Sections (cm ²)	A _s ^{cal} (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)	A _s ^{max} (Z.C)(cm ²)	A _s ^{max} (Z.R)(cm ²)	Choix des armatures	A _s ^{adp} (cm ²)
S/SOL 1 ^{er}	45x45	7.84	18.22	81.00	121.50	4T20+8T16	28.65
2 ^{eme} 3 ^{eme}	40x40	6.75	14.40	64.00	96.00	4T20+8T16	28.65
4 ^{eme} 9 ^{eme}	35x35	13.10	11.02	49.00	73.50	4T20+8T16	28.65

Tableau. V.7 : Choix des armatures des poteaux

V.2.5. VÉRIFICATION VIS-A-VIS DE L'ÉTAT LIMITE DE SERVICE

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser}, N_{ser}) (annexe, organigramme)., puis elles sont comparées aux contraintes admissible données par :

- **Béton :** $\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$
- **Acier :**
 - Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.
 - Fissuration préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = Min\left(\frac{2}{3}f_e, 150\eta\right)$
 - Fissuration très préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = Min\left(\frac{1}{3}f_e, 110\eta\right)$

Avec :

$\eta=1,6$ pour les aciers H.A

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\sigma_s=240MPa$.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

a. $N_{max}^{ser}; M_{cor}^{ser}$:

Niveaux	Sections (cm ²)	N ^{max} (kN)	M ^{corr} (kNm)	Sollicitation	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Vérification
S/SOL 1 ^{er}	45x45	1596.92	19.97	SEC	108,9	201.63	7,4	15	OK
2 ^{ème} 3 ^{ème}	40x40	1122.93	32.87	SEC	107,40	201.63	7,6	15	OK
4 ^{ème} 9 ^{ème}	35x35	825.70	28.94	SEC	119,5	201.63	8,5	15	OK

Tableau V.8 : Vérification des contraintes pour les poteaux

b. $N_{cor}^{ser}; M_{max}^{ser}$:

Niveaux	Sections (cm ²)	M ^{maxr} (kNm)	N ^{corr} (Kn)	Sollicitation	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Vérification
S/SOL 1 ^{er}	45x45	63.05	957.66	SEC	94,3	201.63	6,8	15	OK
2 ^{ème} 3 ^{ème}	40x40	65.05	659.11	SEC	97,5	201.63	7,3	15	OK
4 ^{ème} 9 ^{ème}	35x35	74.24	85.65	SEC	155,5	201.63	7,6	15	OK

Tableau V.9: Vérification des contraintes pour les poteaux

V.2.6. VÉRIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT

V.2.6.1. VÉRIFICATION DE LA CONTRAINTE DE CISAILLEMENT

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

T_u : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.

b : Largeur de la section du poteau.

d : Hauteur utile de la section du poteau.

τ_u : Contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte $\bar{\tau}_u$ doit être limitée aux valeurs suivantes :

*** Selon le BAEL 91 modifiée 99 [1] :**

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,13f_{c28}, 5\text{MPa})$ Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28}, 4\text{MPa})$ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

*** Selon le RPA 99 version 2003 [2] :**

$$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$$

$\rho_d=0,075$si l'élanement $\lambda \geq 5$

$\rho_d=0,040$si l'élanement $\lambda < 5$

Avec :

λ : L'élanement du poteau

i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau.

L_f : Longueur de flambement.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Niveaux	Section (cm ²)	T_u (kN)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	$\bar{\tau}_u^{BAEL}$ (MPa)	Vérification
RDC 1 ^{er}	45x45	51,71	0.28	11.40	0.075	1.875	2.50	OK
2 ^{ème} 3 ^{ème}	40x40	57.95	0.40	12.90	0.075	1.875	2.50	OK
4 ^{ème} 9 ^{ème}	35x35	66.00	0.59	14.70	0.075	1.875	2.50	OK

Tableau V.10: Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux

V.2.6.2. FERRAILLAGE TRANSVERSAL DES POTEAUX

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du **BAEL91 modifié 99** et celles du **RPA99 version 2003** ; elles sont données comme suit :

*** Selon BAEL91 modifié 99 [1] :**

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \varphi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_l\right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

A_t : Section d'armatures transversales.

b : Largeur de la section droite.

h : Hauteur de la section droite.

S_t : Espacement des armatures transversales.

\varnothing_t : Diamètre des armatures transversales.

\varnothing_l : Diamètre des armatures longitudinales.

*** Selon le RPA99 version 2003 :**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

Avec :

A_t : Section d'armatures transversales.

S_t : Espacement des armatures transversales.

T_u : Effort tranchant à l'ELU.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

h : Hauteur totale de la section brute.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

$\rho_a=2,5$si $\lambda_g \geq 5$

$\rho_a=3,75$si $\lambda_g < 5$

λ_g : Espacement géométrique.

- L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :
 $S_t \leq 10cm$Zone nodale (zone III).

$$S_t \leq \text{Min}\left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_l\right) \dots\dots\dots \text{Zone courante (zone III)}.$$

ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{S_t b}$ en (%) est donnée comme

suite :

$$\begin{cases} 0,3\% \dots\dots\dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots\dots\dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre les valeurs limites précédentes si } 3 < \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : L'élançement géométrique du poteau $\left(\lambda_g = \frac{L_f}{a}\right)$

a : Dimension de la section droite du poteau.

L_f : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales $f_e=400MPa$ (FeE40).

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux :

Niveaux	Section (cm ²)	Barres	Ø _l (mm)	S _t (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
S .sol 1 ^{er}	45x45	4T20+8T16	20 et 16	10	15
2 ^{ème} 3 ^{ème}	40x40	4T20+8T16	20 et 16	10	15
4 ^{ème} 9 ^{ème}	35x35	4T20+8T16	20 et 16	10	15

Tableau V11: Espacements maximaux selon RPA99

Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

Niveaux	Section (cm ²)	L _f (m)	λ _g (%)	ρ _a	T _u ^{max} (kN)	Zone	S _t (cm)	A _t ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
S sol	45x45	1,940	4,31	3,75	23,23	N	10	0,48	4T8	2,01
						C	15	0,72	4T8	2,01
RDC 1 ^{er}	45x45	1,485	3,30	3,75	51,71	N	10	1,07	4T8	2,01
						C	15	1,61	4T8	2,01
2 ^{ème} 4 ^{ème}	40x40	1,485	3,71	3,75	57,95	N	10	1,35	6T8	3,02
						C	15	2,03	6T8	3,02
4 ^{ème} 9 ^{ème}	35x35	1,485	4,24	3,75	66,00	N	10	1,76	6T8	3,02
						C	15	2,65	6T8	3,02

Tableau V.12 : Choix des armatures transversales pour les poteaux

V.2.7. LONGUEUR DE RECOUVREMENT

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r = 50\varnothing$, en zone III.

Pour :

T20.....L_r=100cm

T16.....L_r=80cm

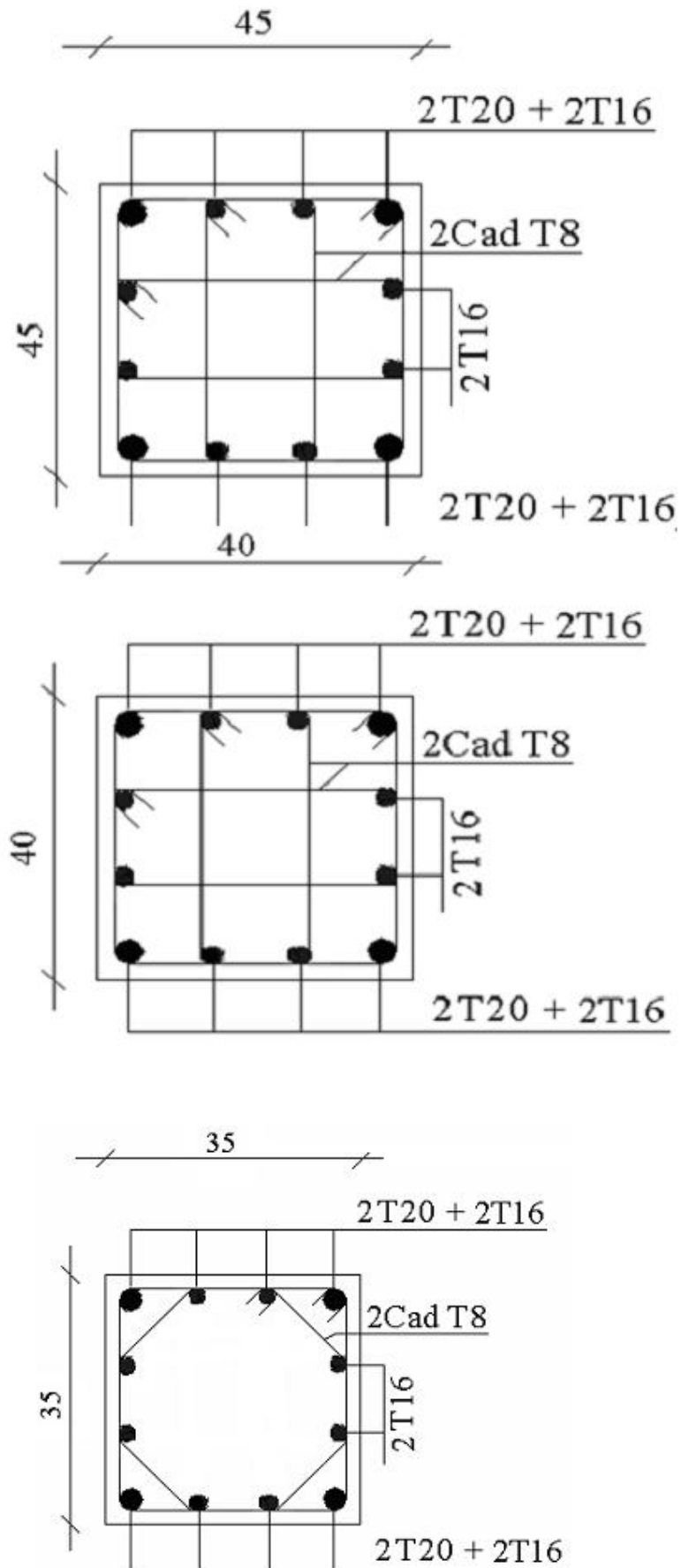


Figure V.1: Ferrailage des poteaux

V.3. FERRAILAGE DES POUTRES

V.3.1. INTRODUCTION

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transférer les charges aux poteaux, elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants.

Le ferrailage des poutres est donné par l'organigramme de la flexion simple (voir annexe).

On fait le calcul pour les deux situations suivantes :

- Situation durable : $1,35G+1,5Q$
- Situation accidentelle : $G+Q+E$

V.3.2. RECOMMANDATION DU RPA99 VERSION 2003

- 1- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
- 2- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.
- 3- La longueur minimale de recouvrement est de $50\varnothing$ en zone III.
- 4- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

V.3.3. CALCUL DU FERRAILAGE

Pour le calcul des armatures nécessaires dans les poutres, nous avons considéré les portiques suivants les deux sens :

- Sens porteur (poutre porteuse).
- Sens non porteur (poutre secondaire).

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

1- Sens porteur :

a. Situation durable : $1,35G+1,5Q$

Niveaux	Section (cm^2)	Position	M^{\max} (kNm)	A_s (cm^2)	A_s' (cm^2)	A_{sRPA}^{\min} (cm^2)
RDC	30x45	Travée	95,94	7,27	0.00	6,75
		Appui	163,67	13,29	0.00	6,75
1 ^{er} g ^{ème}	30x45	Travée	83,89	6,29	0.00	6,75
		Appui	144,52	11,49	0.00	6,75
TERRASSE	30x45	Travée	80,03	5,98	0.00	6,75
		Appui	102,67	7,83	0.00	6,75

Tableau V.13 : Ferrailage des poutres porteuses (situation durable)

b. Situation accidentelle : G+Q+E

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{SRPA} ^{min} (cm ²)
RDC	30x45	Travée	126,79	9,90	0,00	6,75
		Appui	159,99	12,94	0,00	6,75
1 ^{er} 9 ^{ème}	30x45	Travée	187,79	15,70	0,00	6,75
		Appui	245,78	22,38	0,00	6,75
Terrasse	30x45	Travée	80,82	6,04	0,00	6,75
		Appui	150,82	12,07	0,00	6,75

Tableau V.14 : Ferrailage des poutres porteuses (situation accidentelle)**2- Sens non porteur :****a. Situation durable : 1,35G+1,5Q**

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{SRPA} ^{min} (cm ²)
RDC	30x40	Travée	18,09	1,47	0,00	6,00
		Appui	29,62	2,43	0,00	6,00
1 ^{er} 9 ^{ème}	30x40	Travée	75,17	6,50	0,00	6,00
		Appui	108,86	9,82	0,00	6,00
TERRASSE	30x40	Travée	50,48	4,42	0,00	6,00
		Appui	55,83	4,75	0,00	6,00

Tableau V.15 : Ferrailage des poutres secondaires (situation durable)**b. Situation accidentelle : G+Q+E**

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{SRPA} ^{min} (cm ²)
RDC	30x40	Travée	130,82	12,18	0,00	6,00
		Appui	134,72	12,62	0,00	6,00
1 ^{er} 9 ^{ème}	30x40	Travée	139,94	13,22	0,00	6,00
		Appui	177,30	17,91	0,00	6,00
TERRASSE	30x40	Travée	184,82	18,97	0,00	6,00
		Appui	188,61	19,52	0,00	6,00

Tableau V.16: Ferrailage des poutres secondaires (situation accidentelle)**V.3.4. CHOIX DES ARMATURES**

Le ferrailage final adopté est donné par le tableau suivant :

1- Sens porteur :

Niveaux	Section (cm ²)	Position	A _s ^{max} (ZN)(cm ²)	A _s ^{max} (ZR)(cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A _s ^{adp} (cm ²)
RDC	30x45	Travée	54.00	81.00	6,75	7,27	6T20	18,85
		Appui				12,94	6T20+3T16	24,88
1 ^{er} 9 ^{ème}	30x45	Travée	54.00	81.00	6,75	6,29	6T20	18,85
		Appui				22,38	6T20+3T16	24,88
Terrasse	30x45	Travée	54.00	81.00	6,75	5,98	6T20	18,85
		Appui				12,05	6T20+3T16	24,88

Tableau V.17 : Choix des armatures pour les poutres porteuses

2- Sens non porteur :

Niveaux	Section (cm ²)	Position	A _s ^{max} (ZN)(cm ²)	A _s ^{max} (ZR)(cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A _s ^{adp} (cm ²)
RDC	30x40	Travée	48.00	72,00	6,75	1,47	6T20	18,85
		Appui				12,62	6T20+2T16	22,87
1 ^{er} 9 ^{ème}	30x40	Travée	48.00	72,00	6,75	6,50	6T20	18,85
		Appui				17,91	6T20+2T16	22,87
Terrasse	30x40	Travée	48.00	72,00	6,75	4,42	6T20	18,85
		Appui				19,52	6T20+2T16	22,87

Tableau V.18 : Choix des armatures pour les poutres secondaires

V.3.5. CONDITION DE NON FRAGILITÉ

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \quad [1]$$

Avec :

$$f_{t28}=2,1\text{MPa} ; f_e=400\text{MPa}$$

Section (cm ²)	A _{s(min)} ^{choisi} (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)	Vérification
30x45	18,85	1,46	Vérifiée
30x40	18,85	1,30	Vérifiée

Tableau V.19: Vérification de la condition de non fragilité

V.3.6. VÉRIFICATION VIS A VIS DE L'ELS

- La fissuration est considérée préjudiciable.

On doit vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma}_b = 15MPa \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) + \sigma \leq \bar{\sigma}_s = 240MPa \end{cases}$$

• VÉRIFICATION THERMIQUE

Le règlement **CBA93 [3]** exige une vérification par une étude thermique pour toute structure ayant des dimensions en plan supérieures à 25m.

Sous l'effet de la variation de la température, l'allongement ou le rétrécissement de l'élément est donné par la formule suivante :

$$\Delta L = \alpha l_0 \Delta T \dots \dots \dots (1)$$

$$\zeta = \frac{\Delta L}{l_0} \dots \dots \dots (2)$$

On substitue l'équation (2)

dans l'équation (1), on obtient :

$$\zeta = \alpha \Delta T \dots \dots \dots (3)$$

La contrainte est évaluée par la loi de Hooke qui est valable que dans le domaine élastique, son expression est :

$$\sigma = E \cdot \zeta \dots \dots \dots (4)$$

On remplace les paramètres de l'équation (3) dans l'équation (4) on obtient :

$$\sigma = E \cdot \alpha \cdot \Delta T \dots \dots \dots (5)$$

Avec :

- L : Variation de la longueur de l'élément.
- ΔT : Variation de la température ($\Delta T=20c^\circ$).
- α : Coefficient de dilatation thermique ($\alpha=10^{-5}$)
- l_0 : Longueur de la poutre.
- σ : Contrainte thermique.
- E : Module de Young ($E=32\,164,20MPa$).
- Donc : $\sigma=32\,164,20 \cdot 10^{-5} \cdot 20=6,43MPa$

a. Sens porteur : (30x45)

Niveaux	Position	M_{ser} (kNm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	σ (MPa)	$\sigma_s + \sigma$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérifié
RDC	Travée	68,24	5,1	15	101,5	6,43	107,93	240	Oui
	Appui	116,34	6,10		168,8		175,23		
1 ^{er} 9 ^{ème}	Travée	60,38	4,5	15	89,8	6,43	96,23	240	Oui
	Appui	105,05	6,10		184,9		191,33		
Terrasse	Travée	58,49	4,4	15	87,00	6,43	93,43	240	Oui
	Appui	74,85	4,4		131,8		138,23		

Tableau V.20 : Vérification des poutres principales à l'ELS

b. Sens non porteur : (30x40)

Niveaux	Position	M_{ser} (kNm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	σ (MPa)	$\sigma_s + \sigma$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérifié
RDC	Travée	12,95	1,2	15	22,10	6,43	28,53	240	Oui
	Appui	21,75	1,9		71,60		78,03		
1 ^{er} 9 ^{ème}	Travée	54,46	5,0	15	93,10	6,43	99,53	240	Oui
	Appui	78,88	6,10		183,3		189,73		
Terrasse	Travée	41,96	3,9	15	71,7	6,43	78,13	240	Oui
	Appui	66,44	5,10		154,10		160,53		

Tableau V.21 : Vérification des poutres secondaires à l'ELS

V.3.7. VÉRIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT

a. Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

T_u : l'effort tranchant maximum.

b : Largeur de la section de la poutre.

d : Hauteur utile.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10 f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$ (Fissuration préjudiciable).

Niveaux	Section (cm ²)	T_u^{max} (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérifié
RDC	30x45	199,05	1.63	2,5	OK
	30x40	237,61	2,20	2,5	OK
1 ^{er} 9 ^{ème}	30x45	157.91	1.30	2,5	OK
	30x40	182,40	1,68	2,5	OK
Terrasse	30x45	124.47	1.02	2,5	OK
	30x40	65.53	0.60	2,5	OK

Tableau V.22 : Vérification de la contrainte de cisaillement

b. Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE40 ($f_e=400\text{MPa}$).

• **Selon le BAEL 91 modifié 99 [1] :**

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = \text{Min}(0,9d;40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad (K = 1 : \text{Pas de reprise de bétonnage}) \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

• **Selon le RPA 99 version 2003 [2] :**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\phi_l \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 1,71\text{cm} \quad 1,14$$

On prend : $\phi_t = 8\text{mm}$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Section (cm ²)	T _u (kN)	τ _u (MPa)	BAEL91	RPA99		S _t ^{adp} (cm)		A _t ^{max} (cm ²)	Choix
			S _t (cm)	S _t (cm)ZN	S _t (cm)ZC	ZN	ZC		
30x45	199,05	1.63	40	11,25	22,50	10	20	1.80	6T8
30x40	237,61	2,20	36	10	20	10	20	1.80	6T8

Tableau V.23 : Calcul des armatures transversales

V.3.8. RECOUVREMENT DES ARMATURES LONGITUDINALES

$$L_r = 50\phi \text{ (zone III).}$$

L_r: Longueur de recouvrement.

On a :

- $\phi = 20\text{mm} \dots\dots\dots L_r = 100\text{cm}$
- $\phi = 16\text{mm} \dots\dots\dots L_r = 80\text{cm}$

V.3.9. VÉRIFICATION DE L'INFLUENCE DE L'EFFORT TRANCHANT AU VOISINAGE DES APPUIS

a. Appuis intermédiaires :

a.1. Vérification des armatures longitudinales [1] :

Les armatures longitudinales inférieures doivent être ancrées au-delà de l'appui pour équilibrer l'effort tranchant.

Si : $T_u - \frac{M_a}{0,9d} < 0 \Rightarrow$ pas de force de traction dans les armatures longitudinales inférieures.

Si : $T_u - \frac{M_a}{0,9d} > 0 \Rightarrow$ les armatures longitudinales inférieures sont soumises à un effort de

traction. Dans ce cas on doit vérifier que : $A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u - \frac{M_{ua}}{0,9d} \right)$

Niveaux	Section (cm ²)	T_u^{\max} (kN)	M_{ua} (kNm)	$\frac{M_{ua}}{0,9d}$ (kN)	$T_u - \frac{M_{ua}}{0,9d}$ (kN)
RDC	30x45	199,05	163,67	404,12	<0
	30x40	237,61	29,62	82,27	>0
1 ^{er} 9 ^{ème}	30x45	157,91	144,52	356,83	<0
	30x40	182,40	108,86	272,15	<0
Terrasse	30x45	124,47	102,67	253,50	<0
	30x40	65,53	55,83	125,84	<0

Tableau V.24 : Vérification de la section d'armatures

Remarque :

On va vérifier la section d'armature de la poutre non porteuse du RDC car $T_u - \frac{M_a}{0,9d} > 0$

Dans ce cas on doit vérifier que : $A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u - \frac{M_{ua}}{0,9d} \right)$

$$A_s = 22,87 \text{ cm}^2 > 4,47 \text{ cm}^2$$

D'après les résultats du tableau, les armatures longitudinales inférieures ne sont soumises à aucun effort de traction.

a.2. Vérification de la contrainte de compression de l'aire d'appui [1] :

La contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appui doit vérifier la relation suivante : $\sigma_{bc}^m = \frac{T_u}{a.b} \leq \frac{1,3 f_{c28}}{\gamma^b}$

Avec :

$a = \text{Min}(\hat{a} ; 0,9d)$.

\hat{a} : Largeur d'appuis sans l'enrobage ($\hat{a} = c - c' - 2cm$)

c' : L'enrobage ($c' = 3cm$).

c : Largeur du poteau en appui.

b : Largeur de la poutre.

Niveaux	Section (cm ²)	\hat{a} (cm)	a (cm)	T_u^{\max} (kN)	σ_{bc}^m (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC 1 ^{er}	30x45	40	36.45	199,05	1.82	21,67	Vérifiée
	30x40	40	32.40	237,61	2.44		
2 ^{ème} 3 ^{ème}	30x45	35	36.45	157.91	1.44	21,67	Vérifiée
	30x40	35	32.40	182,40	1.87		
4 ^{ème} 9 ^{ème}	30x45	30	36.45	124.47	1.13	21,67	Vérifiée
	30x40	30	32.40	65.53	0.66		

Tableau V.25 : Vérification de la compression de l'aire d'appui

b.1. Vérification des armatures longitudinales [3] :

Il faut vérifier que : $A_s \geq \frac{T_u \gamma_s}{f_e}$

b.2. Vérification de la contrainte de compression du béton [3] :

Il faut vérifier que : $T_u \leq 0,267 b.a.f_{c28}$

Avec :

b : Largeur de la poutre.

$a = \text{Min}(\hat{a} ; 0,9d)$.

\hat{a} : Longueur d'appui ($\hat{a} = c - c' - 2cm$).

c : Largeur d'appui (poteau).

Les résultats des deux vérifications sont regroupés dans le tableau suivant :

Vérifications		section d'armature longitudinale				contrainte de compression du béton		
Niveaux	Section (cm ²)	T_u (kN)	$\frac{T_u \gamma_s}{f_e}$ (cm ²)	A_s^{adp} (cm ²)	$A_s \geq \frac{T_u \gamma_s}{f_e}$	a (cm)	$0,267.b.a.f_{c28}$ (kN)	$T_u \leq 0,267.b.a.f_{c28}$
RDC 1 ^{er}	30x45	199,05	5.72	24,88	Vérifier	36.45	729.91	Vérifier
	30x40	237,61	6.83	22,87	Vérifier	32.40	648.80	Vérifier
2 ^{ème} 3 ^{ème}	30x45	157.91	4.54	24,88	Vérifier	36.45	729.91	Vérifier
	30x40	182,40	5.24	22,87	Vérifier	32.40	648.80	Vérifier
4 ^{ème} 9 ^{ème}	30x45	124.47	3.57	24,88	Vérifier	36.45	729.91	Vérifier
	30x40	65.53	1.88	22,87	Vérifier	32.40	648.80	Vérifier

Tableau V.26 : Vérification dans les appuis de rives

V.3.10. ARRÊT DES BARRES [1]

Armatures inférieures : $h \leq \frac{L}{10}$

Armatures supérieures : $h' \geq \begin{cases} \frac{L^{\max}}{4} & \text{Appuis en travée de rive} \\ \frac{L^{\max}}{5} & \text{Appuis en travée intermédiaire} \end{cases}$

Avec : $L = \text{Max}(L_{\text{gauche}} ; L_{\text{droite}})$.

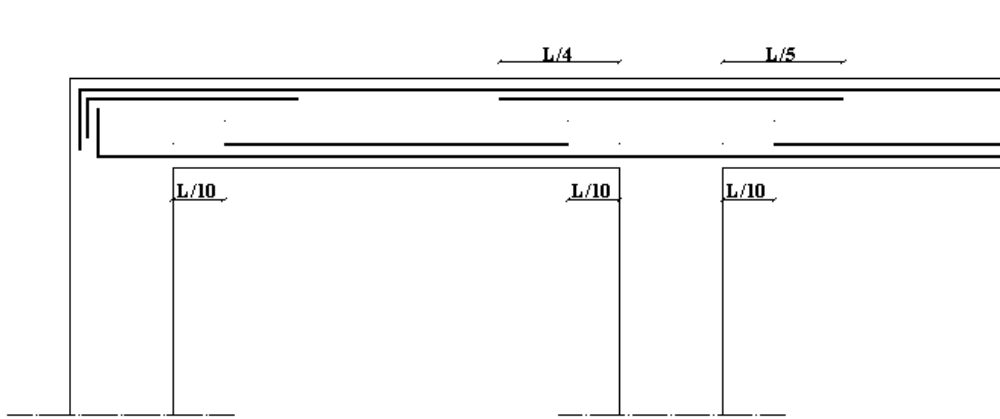
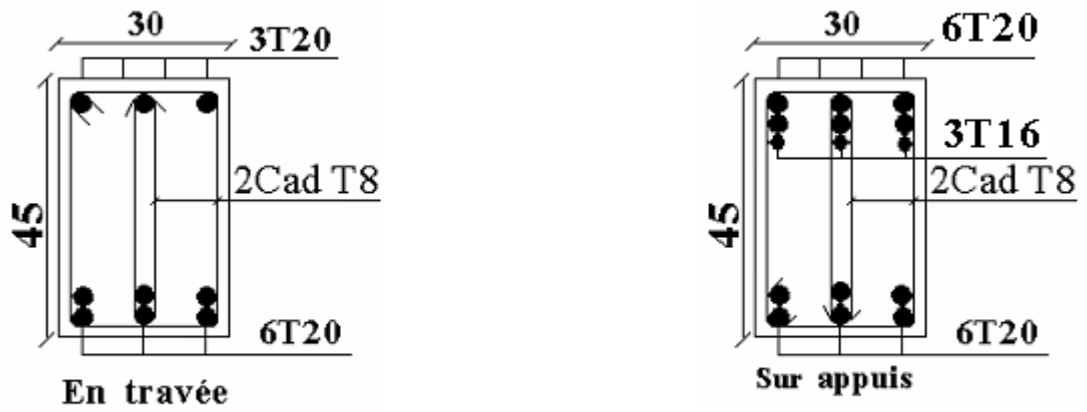
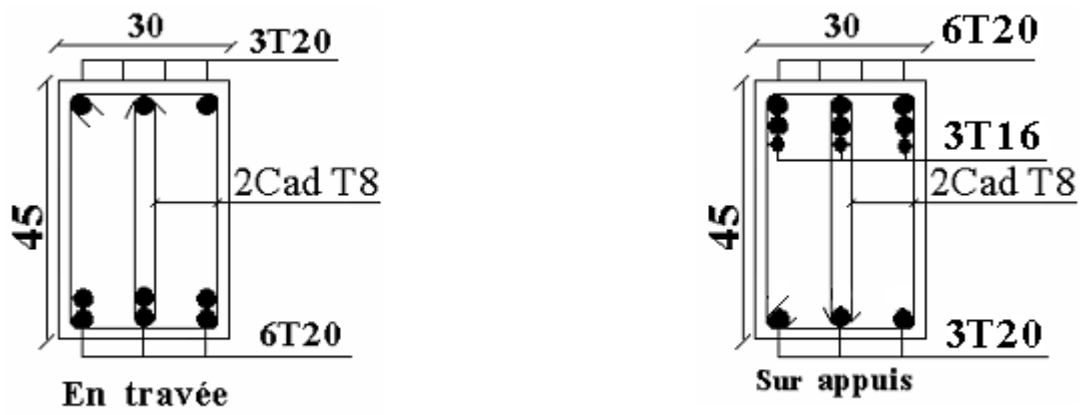


Figure VI.2: Arrêt des barres



RDC



1^{ère}, Terrasse

Figure V.3: Ferraillage des poutres principales

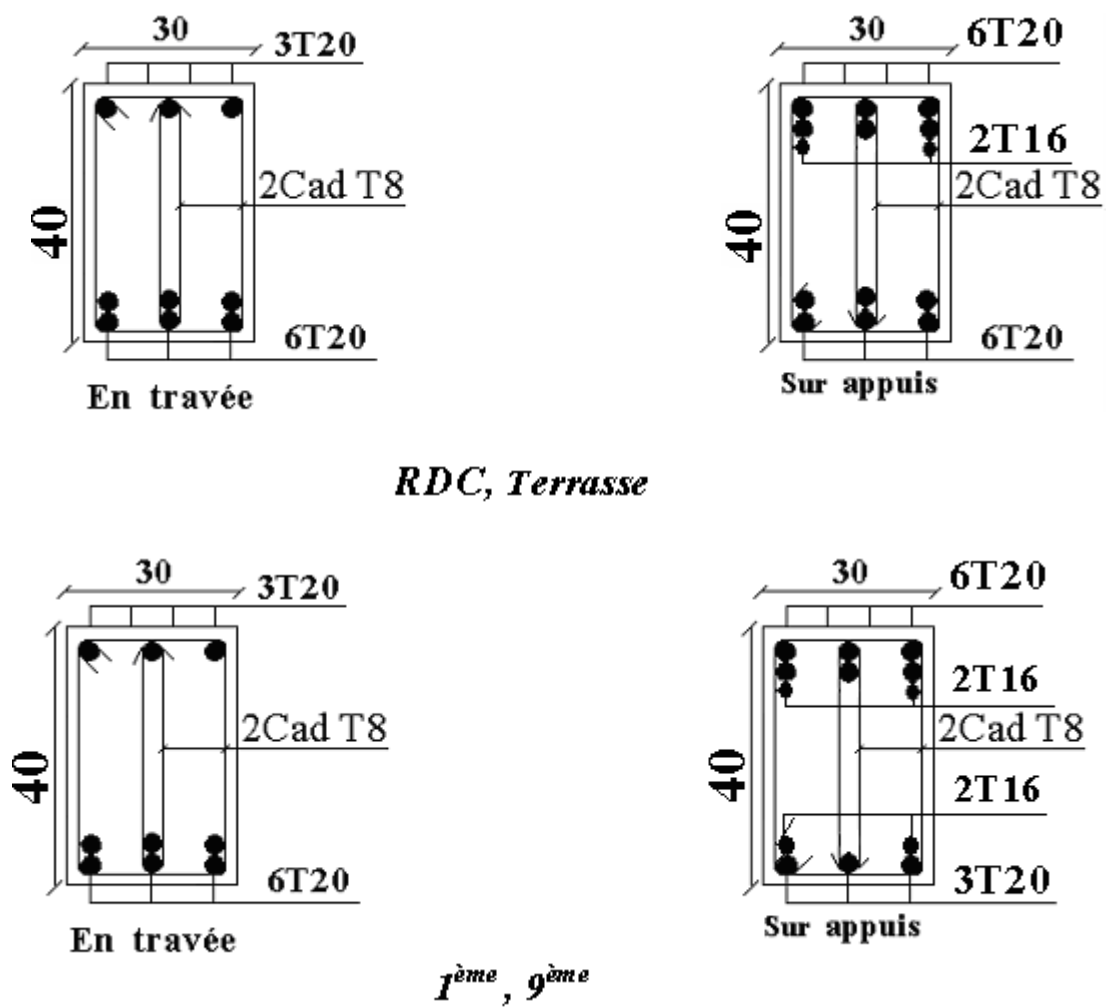


Figure V.4: Ferraillage des poutres secondaires

V.4. FERRAILLAGE DES VOILES

V.4.1 Généralités :

Les voiles et murs sont des éléments ayant deux dimensions grandes par rapport à la troisième appelée épaisseur, généralement verticaux et chargés dans leur plan. Ces éléments peuvent être :

- En maçonnerie non armée ou armée, auxquels on réservera le nom de murs ;
- En béton armé ou non armé, et appelés voiles.

On utilise aussi l'expression murs en béton banché pour désigner les voiles en béton non armé. Une banche est un outil de coffrage de grande surface.

V.4.2. Introduction au ferrailage des voiles :

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastree à la base. La **figure ci dessous** montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire, soumis à une charge verticale N et une charge horizontale V en tête.

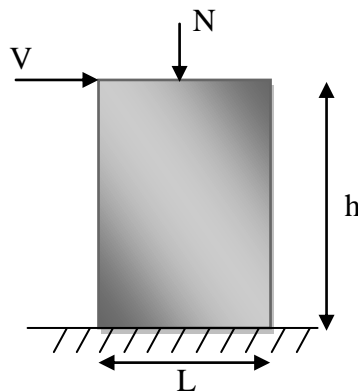


Figure V.5: modèle général d'un voile

Le voile est donc sollicité par un effort normal N et un effort tranchant V constant sur toute la hauteur, et un moment fléchissant qui est maximal dans la section d'encastrement.

Le ferrailage classique du voile en béton armé est composé :

- 1- D'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile (de pourcentage ρ_{V0}) et d'armatures verticales uniformément réparties (de pourcentage ρ_V)
- 2- D'armatures horizontales, parallèles aux faces du murs, elles aussi uniformément réparties et de pourcentage ρ_H
- 3- Les armatures transversales (epingles) (perpendiculaires aux parement du voile).

Les armatures verticales extrêmes sont soumises à d'importantes forces de traction et de compression, créant ainsi un couple capable d'équilibrer le moment appliqué. À la base du voile, sur une hauteur critique des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d'organiser la ductilité de ces zones.

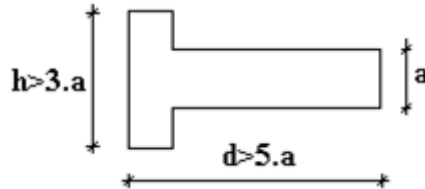
En fin, les armatures de l'âme horizontale et verticale ont le rôle d'assurer la résistance à l'effort tranchant.

V.4.3. Justifications sous sollicitations normales : [9]

a. Conditions d'application :

- La longueur d du mur : $d \geq 5a$

- L'épaisseur a du mur :
 - $a \geq 10\text{cm}$ pour les murs intérieurs.
 - $a \geq 12\text{cm}$ pour les murs extérieurs comportant une protection.
 - $a \geq 15\text{cm}$ pour les murs extérieurs dont la résistance à la pénétration de l'eau peut être affectée par la fissuration du béton.
- L'élançement mécanique λ : $\lambda \leq 80$
- Le raidisseur d'extrémité h : $h \geq 3a$

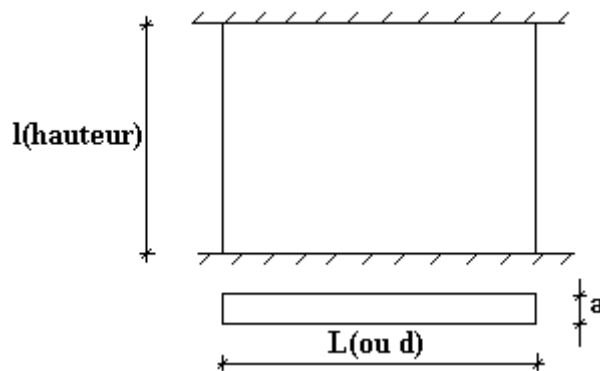


b. Longueur de flambement : (murs non raidi latéralement)

Soit :

l : la hauteur libre du mur;

l_f : la longueur libre de flambement d'un mur non raidi.



Lorsqu'un mur n'est pas raidi latéralement par des murs en retour, la longueur libre de flambement de l_f déduit de la hauteur libre du mur l , en fonction de ses liaisons avec le plancher. Les valeurs du rapport $\left(\frac{l_f}{l}\right)$ sont données par le tableau suivant :

Liaisons du mur		Mur armé verticalement	Mur non armé verticalement
<i>Mur encastré en tête et en pied</i>	<i>Il existe un plancher de part et d'autre</i>	0,80	0,85
	<i>Il existe un plancher d'un seul côté</i>	0,85	0,90
<i>Mur articulé en tête et en pied</i>		1,00	1,00

Tableau V.27 : Valeurs de (l_f/l)

L'élancement mécanique λ se déduit de la longueur libre de flambement par la relation :

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a}$$

c. Effort de compression en ELU : [7]

Soient :

l_f : longueur de flambement calculée en (b)

a : épaisseur du voile

d : longueur du voile

f_{c28} : résistance caractéristique du béton à 28 jours

f_e : limite élastique de l'acier

$\gamma_b = 1,5$ (sauf combinaisons accidentelles pour lesquelles $\gamma_b = 1,15$)

$\gamma_s = 1,15$ (sauf combinaisons accidentelles pour lesquelles $\gamma_s = 1$)

Nota:

Les valeurs de α données par le tableau ci dessous sont valables dans le cas ou plus de la moitié des charges est appliquée après 90 jours, sinon voir [9] .

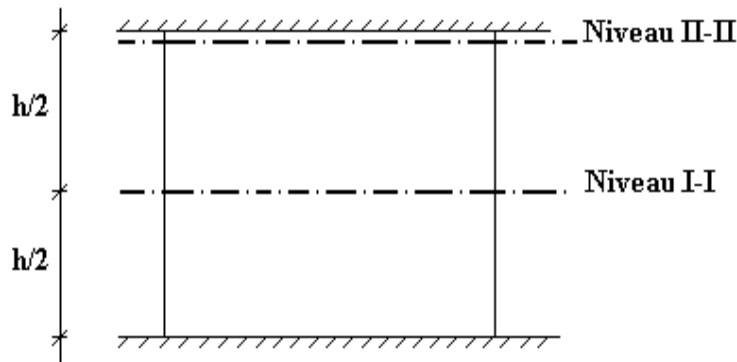
	Notation	Unités	Voile armé verticalement	Voile non armé verticalement
Elancement	λ	/	$\frac{l_f \sqrt{12}}{a}$	
Section réduite	B_r	m^2	$d(a-0,02)$	
Pour $\lambda \leq 50$	α	/	$\frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}$	$\frac{0,65}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{30} \right)^2}$
Pour $50 \leq \lambda \leq 80$			$0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2$	
Effort limite ELU	$N_{u \text{ lim}}$	kN	$\alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$	$\alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} \right]$
Contrainte limite	σ	KPa	$\sigma_{ba} = \frac{N_{u \text{ lim}}}{ad}$	$\sigma_{bna} = \frac{N_{u \text{ lim}}}{ad}$

Tableau V.28 : Calcul de la contrainte limite $\sigma_{u \text{ lim}}$

Remarque:

La contrainte limite vaut $\sigma_{u \text{ lim}} = \frac{N_{u \text{ lim}}}{ad}$ que nous appelons σ_{bna} ou σ_{ba} suivant que le béton est non armé ou armé.

d. Niveaux de vérification : [7]



On vérifie le voile à deux niveaux différents :

- Niveau I-I à mi- hauteur d'étage : $\sigma_u \leq \sigma_{u\lim}$
- Niveau II-II sous le plancher haut : $\sigma_u \leq \frac{\sigma_{u\lim}}{\alpha}$

En cas de traction, on négligera le béton tendu.

e. Aciers minimaux : [7]

Si $\sigma_u^c < \sigma_{bna}$ on a pas besoin d'armatures comprimées, on prendra alors les valeurs minimales données par le tableau suivant : (σ_u^c est la contrainte de compression ultime calculée).

L'épaisseur du voile est désignée par la lettre a

1. Aciers verticaux, aciers horizontaux :

	Aciers verticaux	Aciers horizontaux
Espacement maximal entre axes	$S_t \leq \min (0,33m ; 2a)$	$S_t \leq 0,33m$
Acier minimal	$A_{sv} \geq \rho_v d a$	
Pourcentage minimal	$\rho_v = \text{Max} \left[0,001 ; 0,0015 \frac{400\theta}{f_e} \left(\frac{3\sigma_u}{\sigma_{u\lim}} - 1 \right) \right]$ <p style="text-align: center;">par moitié sur chaque face Avec : $\theta = 1,4$ pour un voile de rive $\theta = 1$ pour un voile intermédiaire</p>	$\rho_H = \frac{A_H}{100a} \geq \text{Max} \left[\frac{2\rho_{v\text{Max}}}{3} ; 0,001 \right]$ <p style="text-align: center;">$\rho_{v\text{Max}}$ = le pourcentage vertical de la bande la plus armée</p>

Tableau V.29 : Aciers verticaux et horizontaux

- La section d'armatures correspondant au pourcentage ρ_v doit être répartie par moitié sur chacune des faces de la bande de mur considérée.

- La section des armatures horizontales parallèles aux faces du mur doit être répartie par moitié sur chacune des faces d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures.

2. Aciers transversaux : (perpendiculaire aux parements) [7], [9]

Seuls les aciers verticaux (de diamètre ϕ_l) pris en compte dans le calcul de $N_{u\ lim}$ sont à maintenir par des armatures transversales (de diamètre ϕ_t)

	Nombres d'armatures transversales	Diamètre ϕ_t
$\phi_l \leq 12mm$	4 épingles par m^2 de voile	6mm
$12\ mm < \phi_l \leq 20mm$	Reprendre toutes les barres verticales Espacement $\leq 15\phi_l$	6mm
$20mm < \phi_l$		8mm

Tableau V.30 : Aciers transversaux

f. Cisaillement :

Aucune vérification à l'effort tranchant ultime n'est exigée en compression si le cisaillement est inférieur à $0,05f_{c28}$ (il faudra donc vérifier que $S_{12} \leq 0,05f_{c28}$)

V.4.4. Procédure de ferrailage des trumeaux :

V.4.4.1. Introduction :

Pour le ferrailage des trumeaux, on devra calculer et disposer les aciers verticaux et les aciers horizontaux conformément aux règlements **B.A.E.L 91** et **RPA 99**. L'apparition de logiciels modernes d'analyse de structure, utilisant la méthode des éléments finis pour modéliser et analyser les structures a considérablement aidé l'étude du comportement globale de la structure mais aussi, l'obtention directe des efforts et des contraintes (dans les voiles) en tout point de la structure facilite, après une bonne interprétation des résultats du modèle retenue, l'adoption d'un bon ferrailage (ou ferrailage adéquat).

V.4.4.2. Méthode simplifiée pour les voiles rectangulaires : [7]

- C'est une méthode simplifiée basée sur les contraintes, proposée en référence [7].
- Le **DTU 23.1 NF** (ou le **DTR B-C 2.42**) admet de faire les calculs des contraintes en supposant un diagramme linéaire.

Nota:

- Les contraintes normales de flexion du voile (dans son plan) peuvent être directement lues à partir du fichier résultat du **SAP 2000** (il s'agit des contraintes **S₂₂**)
- L'interface graphique permet de visualiser la distribution des contraintes dans tous les voiles de la structure.
- Dans notre cas les contraintes de calcul correspondront à la combinaison de charge qui favorise l'apparition des contraintes de traction importantes (ici 0,8G+E)

1^{er} cas : Section Entièrement Comprimée : [7]

Le DTU 23.1, art 4.224 permet de découper la zone comprimée en bande dont la largeur

L_i est tel que :

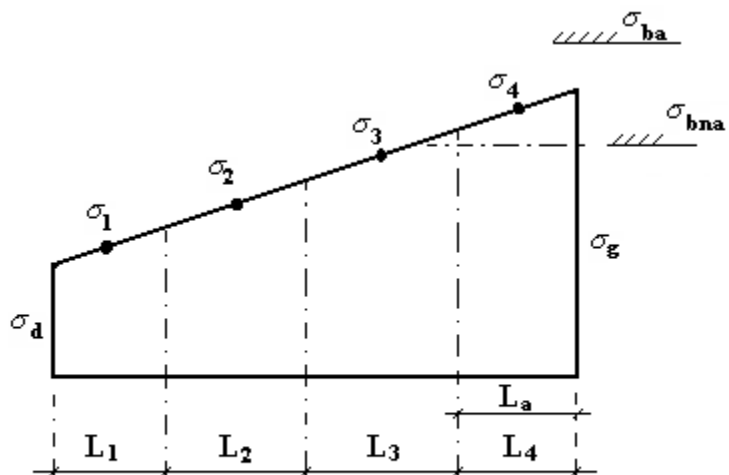
$$L_i \leq \text{Min} \left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_c \right)$$

h_e : Hauteur d'étage.

L_c : Longueur de la zone comprimée.

σ_i : Contrainte moyenne de la zone i .

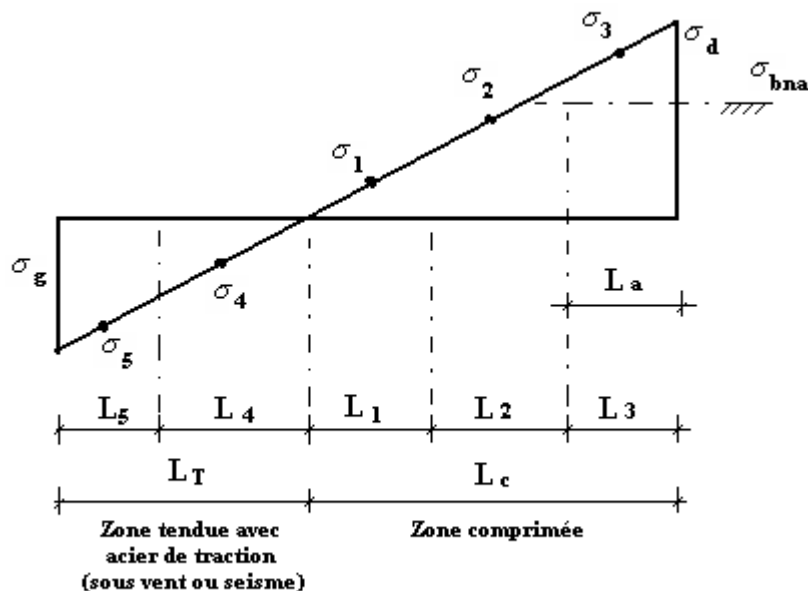
- Si la contrainte moyenne d'une bande ne dépasse pas la contrainte de béton non armé σ_{bna} on ne disposera pas d'aciers de compression.
- Si la contrainte moyenne de la bande la plus sollicitée dépasse la contrainte de béton armé σ_{ba} , on devra augmenter les dimensions du voile.



Section rectangulaire entièrement comprimée

2^{ème} cas : Section Partiellement Tendue : [7]

- Pour la zone tendue, on pourra la diviser en bandes de même section d'aciers par unité de longueur, celle ci correspondant à la contrainte maximale de traction du béton de la bande (on pourra prendre la contrainte moyenne de la bande pour un voile rectangulaire)



Voile partiellement Tendue.découpage en bande.

V.4.4.3. Aciers horizontaux :

$$A_{h1} = \frac{2}{3} A_v \quad (A_v = A_s \text{ précédemment défini})$$

$$A_{h2} = \frac{\tau_u b_0 S_t}{0,8(0,8f_e)} = \frac{1,4 \tau_u a S_t}{0,8f_e} 1,25 \quad [9]$$

$\tau_u = S_{12}$ est donnée par le **SAP 2000**

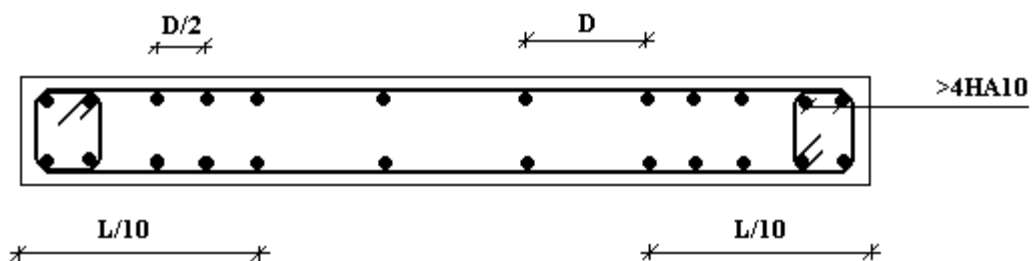
S_t : Espacement maximal trouvé pour A_v

$b_0 = a$ (épaisseur du trumeau)

$$A_h \geq \text{Max}(A_{h1}, A_{h2})$$

V.4.4.4. Préconisation du règlement parasismique algérien (RPA99 version2003) :**a. Aciers verticaux :**

- Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,2%.
- Il est possible de concentrer des 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 tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Si les efforts importants de compressions agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.

**Disposition des armatures verticales dans les voiles****b. Aciers horizontaux :**

Les barres horizontales doivent être 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 crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

c. Règles communes :

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile 0,15%
 - En zone courante 0,10%
- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes : $S \leq \begin{cases} 1,5a \\ 30cm \end{cases}$
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas 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 du signe des efforts est possible.
 - 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

V.4.5. Présentation des résultats :

Exemple de calcul:

Pour le voile du RDC, on a les données suivantes :

Soit le voile de longueur

$L = 4,0 \text{ m}$

$a = 0,20 \text{ m}$ (épaisseur)

$h_e = 2,97 \text{ m}$ (hauteur d'étage)

A la base du voile on lit sur le fichier output du **SAP2000**.

$S_{22} = \sigma_1 = 7,212 \text{ MPa}$

$S_{12} = \tau = 2,13 \text{ MPa}$

S_{22} et S_{12} sont les valeurs maximum dans le voile.

• **Contraintes limites :**

Pour une hauteur d'étage de 2,97 m, la hauteur libre est égale à :

▪ $h_e = 2,97 - 0,45 = 2,52 \text{ m}$ (0,45m : hauteur de la poutre)

	Unit é	Béton non armé	Béton armé
Longueur de flambement l_f	m	$2,52 \times 0,85 = 2,14$	$0,8 \times 2,52 = 2,01$
Elancement λ	/	$\frac{l_f \sqrt{12}}{0,20} = 37,06$	$\frac{l_f \sqrt{12}}{0,20} = 34,81$

Coefficient α	/	0,694	0,512
Section réduite B_r (par ml) Avec $d = 1,0m$	m^2	$(a-0,02)1 = (0,20-0,02)1 = 0,18$	$(a-0,02)1 = (0,20-0,02)1 = 0,18$
Effort limite ELU	kN	3072,91	2226,08
Contraintes limites $\sigma = \frac{N_{u \text{ lim}}}{a d}$ Avec $d = 1m$	MPa	$\sigma_{bna} = 15,36MPa$	$\sigma_{ba} = 11,13MPa$

Tableau V.31 : Calcul de σ_{ba} et σ_{bna} pour l'exemple**Remarque:**

$\sigma_{ba}=15,36$ MPa correspondant à $A_s=0,1\%$ de B_{et}
 $B_{et} = (0,2) (1,0)=0,2$ m²
 $A_s=200$ mm²

Calcul du ferrailage :**- Aciers verticaux :**

On pourra décomposer le voile en bande dont la longueur l^i est telle que : $l^i \leq \frac{h_e}{2}$

Soit : $l^i = \frac{h_e}{2} = 1,26m$, donc notre voile est décomposer en 4 bandes de 1,0m

➤ $S_f = a \cdot l_i$

Avec : - a : l'épaisseur du voile.

- l^i : la longueur de la bande qui est de 1,00 m

Donc : $S_f = 0,2 \times 1,0 = 0,20$ m²

➤ **Détermination de différentes positions :**

-1^{er} position : $l_1 = L - (l / 2) = 4,0 - (1,0 / 2)$
 $l_1 = 3,50$ m

-2^{ème} position : $l_2 = l_1 - l = 3,50 - 1,0$
 $l_2 = 2,50m$

-3^{ème} position : $l_3 = l_2 - l = 2,50 - 1,0$
 $l_3 = 1,50$ m

-4^{ème} position : $l_4 = l_3 - l = 1,50 - 1,0$
 $l_4 = 0,50$ m

➤ **Contrainte moyenne par bande σ_j :**

$$\text{On a : } \sigma_j = l_j \frac{\sigma_1}{L_t}$$

Avec : - σ_j : la contrainte moyenne.

- l_j : la position

- σ_1 : la contrainte tirée du SAP2000 (soit S_{22})

- L_t : la longueur tendue, dans notre cas $L_t=L$ (voile entièrement tendu)

$$\text{Donc : } -\sigma_1 = 3,50 \frac{6,77}{4,0} = 5,923 \text{ MPa.}$$

$$-\sigma_2 = 2,50 \frac{6,77}{4,0} = 4,231 \text{ MPa.}$$

$$-\sigma_3 = 1,50 \frac{6,77}{4,0} = 2,538 \text{ MPa.}$$

$$-\sigma_4 = 0,50 \frac{6,77}{4,0} = 0,846 \text{ MPa.}$$

➤ **Force de traction F_t :**

$$\text{On a : } F_t = \sigma_j \cdot S_j$$

Avec : - S_j : la section du voile.

- σ_j : la contrainte moyenne.

$$\text{Donc : } - F_{t1} = 5,923 \times 0,20 \cdot 10^3 = 1184,75 \text{ KN}$$

$$- F_{t2} = 4,231 \times 0,20 \cdot 10^3 = 846,25 \text{ KN}$$

$$- F_{t3} = 2,538 \times 0,20 \cdot 10^3 = 507,75 \text{ KN}$$

$$- F_{t4} = 0,846 \times 0,20 \cdot 10^3 = 169,25 \text{ KN}$$

➤ **Section d'acier :**

$$\text{On a : } A_s = \frac{F_t}{\sigma_s}$$

Avec : - F_t : la force de traction

$$- \sigma_s : \text{contrainte d'acier : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } - A_{s1} = \frac{1184,75}{400} = 29,61 \text{ cm}^2$$

$$- A_{s2} = \frac{846,25}{400} = 21,15 \text{ cm}^2$$

$$- A_{s3} = \frac{507,75}{400} = 12,69 \text{ cm}^2$$

$$A_{s4} = \frac{169,25}{400} = 4,231 \text{ cm}^2$$

• **Aciers horizontaux :**

$$A_{h1} = \frac{\bar{\tau}_u \cdot a \cdot S_t}{(0,8 f_e) 0,8}$$

$$\bar{\tau}_u = 1,4 \tau_u = 1,4 S_{12}$$

$$S_{t \max} = 300 \text{ mm}$$

$$A_{h1} = \frac{1,4 (1,93) (200) (300)}{(0,8) (400) (0,8)} = 6,33 \text{ cm}^2$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} A_v ; A_v = \{ \text{section d'acier vertical de la bande la plus armée} \}$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} (29,61) = 19,75 \text{ cm}^2$$

$$A_{h \min} = (0,15\%) \cdot a \cdot l = \frac{0,15}{100} (0,20) (100) = 3,00 \text{ cm}^2 \quad [9]$$

D'où :

$$A_h = \text{Max} (A_{h1}, A_{h2}, A_h^{\min}) = 19,75 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 2 \times 7 \text{ HA}14 = 21,55 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } S_t = \frac{100}{6} = 16,66 \text{ cm}$$

On prend : $S_t = 15 \text{ cm} < S_{t \max} = 30 \text{ cm}$ *vérifié*

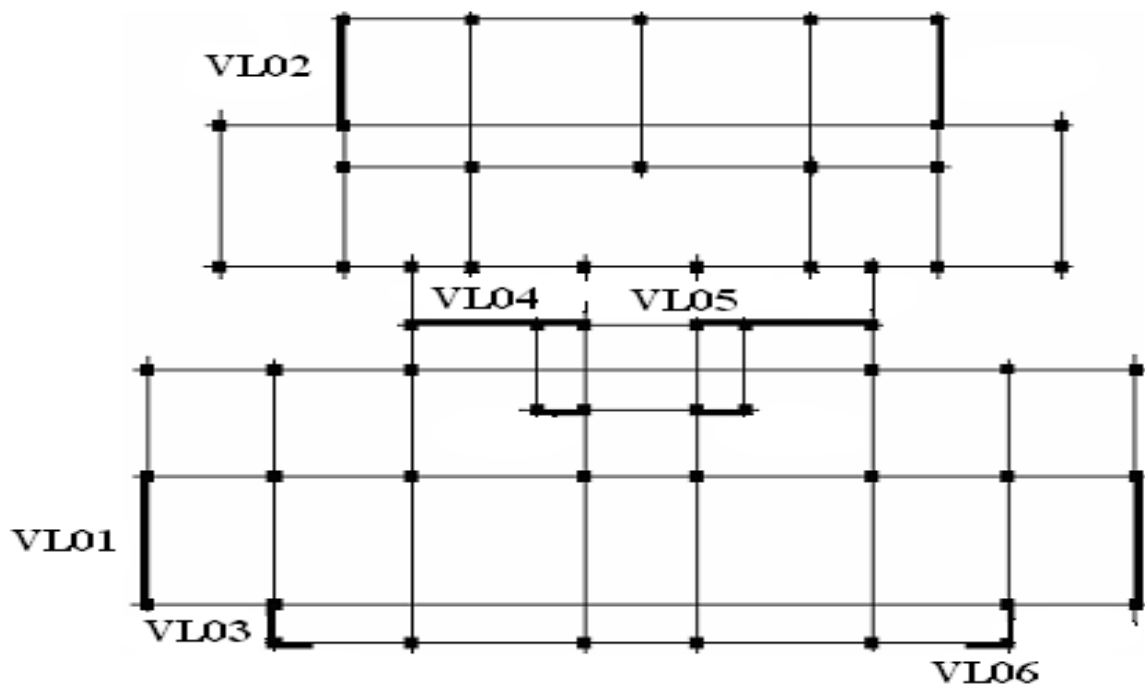


Figure V.6 : Disposition des voiles

❖ **Voiles VL01** $L=4,00m$ $e=0,20m$

• **Armatures verticales de traction :**

Niveau	S_{22} (MPa)	τ_u (MPa)	Bande (m)	S_i (m ²)	Position / σ_1 (m)	σ_i (MPa)	F_t (MN)	A_s (cm ²)	Choix	A_v^{adp} (cm ²)
RDC 1 ^{er}	6,77	1,93	1,0	0,20	3,50	5,923	1184,75	29,61	2x8T16	32,17
			1,0	0,20	2,50	4,231	846,25	21,15	2x7T14	21,55
			1,0	0,20	1,50	2,538	507,75	12,69	2x5T14	15,39
			1,0	0,20	0,50	0,846	169,25	4,231	2x2T14	6,16
2 ^{ème} 3 ^{ème}	4,95	2,04	1,0	0,20	3,50	4,33	866	21,65	2x10T12	22,62
			1,0	0,20	2,50	3,093	618,75	15,46	2x7T12	15,83
			1,0	0,20	1,50	1,856	371,25	9,28	2x6T10	9,42
			1,0	0,20	0,50	0,618	123,75	3,09	2x3T10	4,71
4 ^{ème} 9 ^{ème}	3,60	2,03	1,0	0,20	3,50	3,15	630	15,75	2x8T12	18,10
			1,0	0,20	2,50	2,25	450	11,25	2x8T10	12,57
			1,0	0,20	1,50	1,35	270	6,75	2x5T10	7,85
			1,0	0,20	0,50	0,45	90	2,25	2x2T10	3,14

Tableau V.32 : Calcul des armatures des voiles VL01

• **Aciers horizontaux :**

Niveaux	τ_u (Mpa)	A_{h1} (cm ²)	A_{h2} (cm ²)	A_h^{min} (cm ²)	A_h (cm ²)	choix	$A_h^{adopté}$ (cm ²)	S_t (cm)
RDC 1 ^{ème}	1,93	6,33	19,74	3,00	19,74	2x7T14	21,55	15
2 ^{ème} 3 ^{ème}	2,04	7,81	14,43	3,00	14,43	2x5T14	15,39	25
4 ^{ème} 9 ^{ème}	2,03	8,23	10,50	3,00	10,50	2x5T12	11,31	25

Tableau V.33 : Calcul des aciers horizontaux des voiles VL01

❖ **Voiles VL02** $L=3,30m$ $e=0,20m$

• **Armatures verticales de traction :**

Niveau	S_{22} (MPa)	τ_u (MPa)	Bande (m)	S_i (m ²)	Position / σ_i (m)	σ_i MPa	F_t (MN)	A_s cm ²	Choix	A_v^{adp} cm ²
RDC 1 ^{er}	6,42	2,26	1,10	0,20	2,75	5,35	1070	26,75	2x9T14	27,71
			1,10	0,20	1,65	3,21	642	16,50	2x8T12	18,10
			1,10	0,20	0,55	1,07	214	5,35	2x4T10	6,28
2 ^{ème} 3 ^{ème}	4,67	2,60	1,10	0,20	2,75	3,891	778,33	19,45	2x7T14	21,55
			1,10	0,20	1,65	2,335	467	11,67	2x9T10	14,14
			1,10	0,20	0,55	0,778	155,67	3,891	2x3T10	4,71
4 ^{ème} 9 ^{ème}	3,38	2,63	1,10	0,20	2,75	2,816	563,33	14,08	2x8T12	18,10
			1,10	0,20	1,65	1,69	338	8,45	2x7T10	11,00
			1,10	0,20	0,55	0,563	112,67	2,81	2x3T10	4,71

Tableau V.34 : Calcul des armatures des voiles VL02

Aciers horizontaux :

Niveaux	τ_u (Mpa)	A_{h1} (cm ²)	A_{h2} (cm ²)	A_h^{min} (cm ²)	A_h (cm ²)	choix	$A_h^{adopté}$ (cm ²)	S_t (cm)
RDC 1 ^{er}	2,26	7,41	17,83	3,30	17,83	2x8T12	18,10	14
2 ^{ème} 3 ^{ème}	2,60	8,52	12,96	3,30	12,96	2x9T10	14,14	12,5
4 ^{ème} 9 ^{ème}	2,63	8,62	9,38	3,30	9,38	2x6T10	9,42	20

Tableau V.35 : Calcul des aciers horizontaux des voiles VL02

❖ **Voiles VL03** $L=1,20m$ $e=0,20m$

• **Armatures verticales de traction :**

Niveau	S_{22} (MPa)	τ_u (MPa)	Bande (m)	S_i (m ²)	σ_i (MPa)	F_t (MN)	A_s (cm ²)	Choix	A_v^{adp} (cm ²)
RDC 1 ^{er}	2,74	1,95	1,20	0,20	2,283	456,66	11,41	2x8T10	12,57
2 ^{ème} 3 ^{ème}	1,87	1,49	1,20	0,20	1,558	311,67	7,79	2x5T10	7,85
4 ^{ème} 9 ^{ème}	1,89	1,59	1,20	0,20	1,575	315	7,875	2x5T10	7,85

Tableau V.36 : Calcul des armatures des voiles VL03

• Aciers horizontaux :

Niveaux	τ_u (Mpa)	A_{h1} (cm ²)	A_{h2} (cm ²)	A_h^{min} (cm ²)	A_h (cm ²)	choix	$A_h^{adopté}$ (cm ²)	S_t (cm)
RDC 1 ^{er}	1,95	6,39	7,60	3,60	7,60	2x5T10	7,85	25
2 ^{ème} 3 ^{ème}	1,49	4,88	5,14	3,60	5,14	2x5T10	7,85	25
4 ^{ème} 9 ^{ème}	1,59	5,21	5,197	3,60	5,197	2x5T10	7,85	25

Tableau V.37 : Calcul des aciers horizontaux des voiles VL03

❖ Voiles VL04 L=3,30m e=0,20 m

• Armatures verticales de traction :

Niveau	S_{22} (MPa)	τ_u (MPa)	Bande (m)	S_i (m ²)	Position / σ_1 (m)	σ_i (MPa)	F_t (MN)	A_s (cm ²)	Choix	A_v^{adp} (cm ²)
RDC 1 ^{er}	6,12	3,09	1,10	0,20	2,75	5,10	1020	25,50	2x9T14	27,71
			1,10	0,20	1,65	3,06	612	15,30	2x7T12	15,83
			1,10	0,20	0,55	1,02	204	5,10	2x4T10	6,28
2 ^{ème} 3 ^{ème}	4,17	2,15	1,10	0,20	2,75	3,475	695	17,37	2x8T12	18,10
			1,10	0,20	1,65	2,085	417	10,42	2x7T10	11,00
			1,10	0,20	0,55	0,695	139	3,475	2x3T10	4,71
4 ^{ème} 9 ^{ème}	2,98	2,41	1,10	0,20	2,75	2,48	496,67	12,41	2x8T10	12,57
			1,10	0,20	1,65	1,49	298	7,45	2x5T10	7,85
			1,10	0,20	0,55	0,496	99,33	2,48	2x3T10	4,71

Tableau V.38 : Calcul des armatures des voiles VL04

• Aciers horizontaux :

Niveaux	τ_u (Mpa)	A_{h1} (cm ²)	A_{h2} (cm ²)	A_h^{min} (cm ²)	A_h (cm ²)	choix	$A_h^{adopté}$ (cm ²)	S_t (cm)
RDC 1 ^{er}	2,11	6,92	17,00	3,30	17,00	2x8T12	18,10	14
2 ^{ème} 3 ^{ème}	2,39	5,68	11,58	3,30	11,58	2x8T10	12,57	14
4 ^{ème} 9 ^{ème}	2,14	5,09	8,27	3,30	8,27	2x6T10	9,42	20

Tableau V.39 : Calcul des aciers horizontaux des voiles VL04

❖ **Voiles VL05** $L=1,20m$ $e=0,20m$

• **Armatures verticales de traction :**

Niveau	S_{22} (MPa)	τ_u (MPa)	Bande (m)	S_i (m ²)	σ_i (MPa)	F_t (MN)	A_s (cm ²)	Choix	A_v^{adp} (cm ²)
RDC 1 ^{er}	6,37	2,55	1,20	0,20	5,30	1061,67	26,54	2x8T14	26,63
2 ^{ème} 3 ^{ème}	4,28	3,00	1,20	0,20	3,56	713,33	17,83	2x8T12	18,10
4 ^{ème} 9 ^{ème}	2,94	3,12	1,20	0,20	2,45	490	12,25	2x6T12	13,57

Tableau V.40 : Calcul des armatures des voiles VL05

• **Aciers horizontaux :**

Niveaux	τ_u (MPa)	A_{h1} (cm ²)	A_{h2} (cm ²)	A_h^{min} (cm ²)	A_h (cm ²)	choix	$A_h^{adopté}$ (cm ²)	S_t (cm)
RDC 1 ^{ème}	2,55	8,36	17,69	3,60	17,69	2x8T12	18,10	14
2 ^{ème} 3 ^{ème}	3,00	9,84	11,88	3,60	11,88	2x8T10	12,57	14
4 ^{ème} 9 ^{ème}	3,12	10,23	8,16	3,60	10,23	2x7T10	11,00	15

Tableau V.41 : Calcul des aciers horizontaux des voiles VL05

❖ **Voiles VL06** $L=1,00m$ $e=0,20m$

• **Armatures verticales de traction :**

Niveau	S_{22} (MPa)	τ_u (MPa)	Bande (m)	S_i (m ²)	σ_i (MPa)	F_t (MN)	A_s (cm ²)	Choix	A_v^{adp} (cm ²)
RDC 1 ^{er}	1,50	1,62	1,20	0,20	1,50	300	7,50	2x5T10	7,85
2 ^{ème} 3 ^{ème}	1,35	2,11	1,20	0,20	1,35	270	6,75	2x5T10	7,85
4 ^{ème} 9 ^{ème}	1,10	2,20	1,20	0,20	1,10	220	5,50	2x5T10	7,85

Tableau V.42 : Calcul des armatures des voiles VL06

- Aciers horizontaux :

Niveaux	τ_u (Mpa)	A_{h1} (cm ²)	A_{h2} (cm ²)	A_h^{min} (cm ²)	A_h (cm ²)	choix	$A_h^{adopté}$ (cm ²)	S_t (cm)
RDC 1 ^{er}	1,62	5,31	5,00	3,00	5,31	2x5T10	7,85	25
2 ^{ème} 3 ^{ème}	2,11	6,92	4,50	3,00	6,92	2x5T10	7,85	25
4 ^{ème} 9 ^{ème}	2,20	7,21	3,67	3,00	7,21	2x6T10	9,42	20

Tableau V.43 : Calcul des aciers horizontaux des voiles VL06

V.4.6. Ferrailage des voiles du sous-sol :

Pour le ferrailage des voiles du sous-sol on est amené du point de vue théorique et pratique à uniformiser les armatures, afin d'assurer la continuité des barres (c'est à dire même nombre de barre). Cette continuité elle-même assure une bonne transmission des efforts entre les différents étages jusqu'à la fondation.

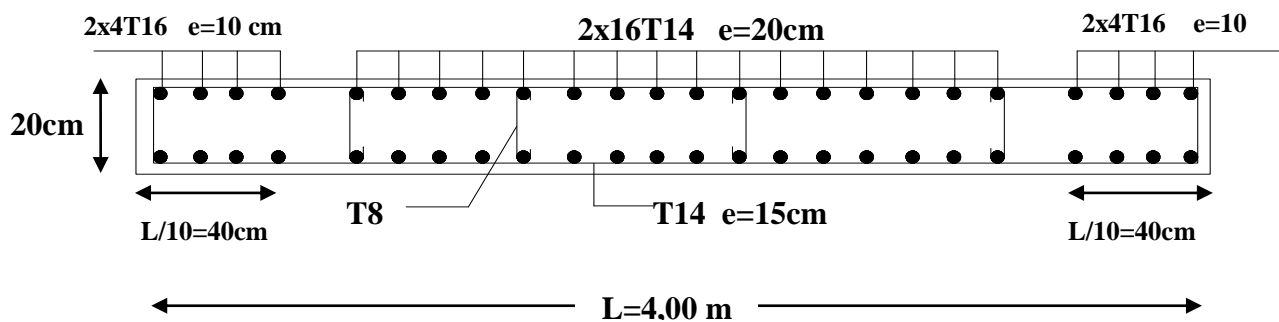


Figure V.7 : Ferrailages des voiles VL01

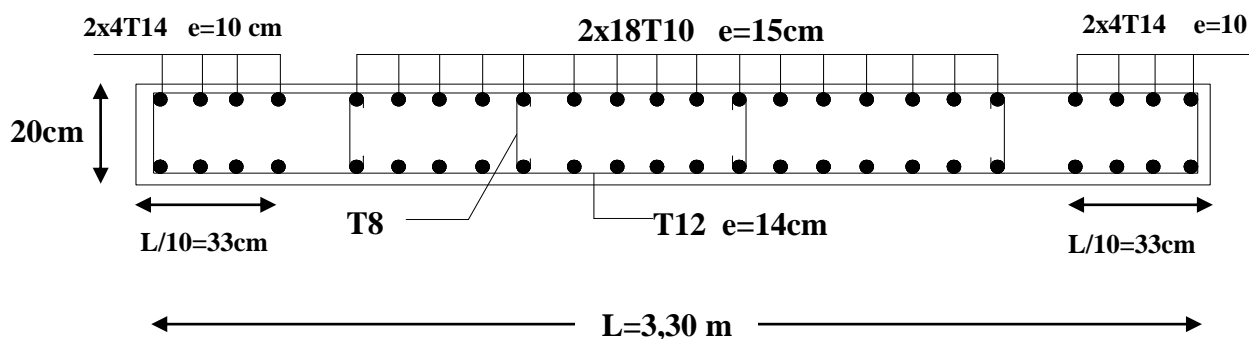


Figure V.8 : ferrailages des voiles VL02 et VL04

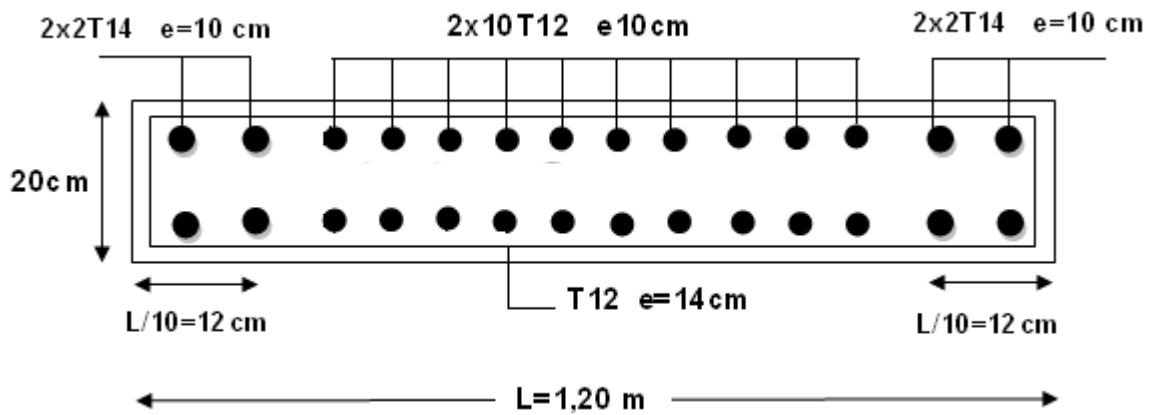


Figure V.9: Ferrailage des voiles VL03 et VL05

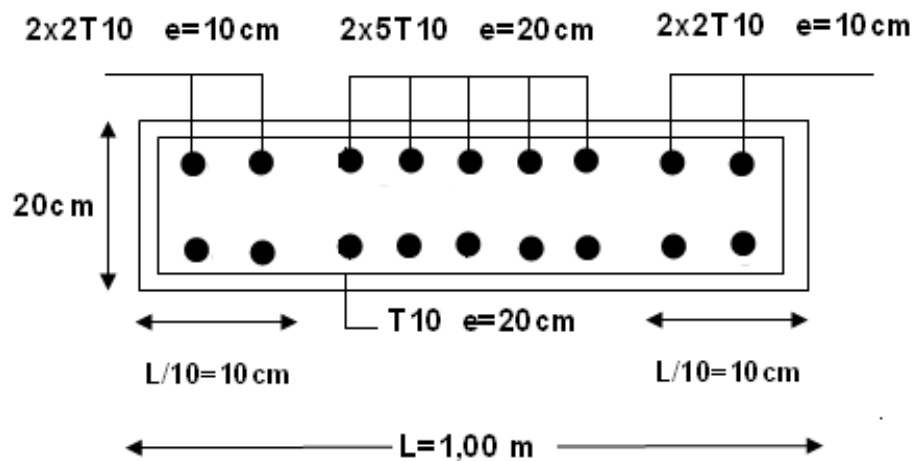


Figure V.10 : Ferrailage des voiles VL06

VI.1. INTRODUCTION :

Pour choisir le type et les dimensions adéquates des fondations, il est nécessaire de connaître l'état et les caractéristiques (physiques, mécaniques) des différentes couches constituant le terrain sur lequel sera implanté notre ouvrage.

VI.2. RECONNAISSANCE GEOTECHNIQUE :

Les travaux de reconnaissance géotechnique consistent à la réalisation des :

- Essais in situ
- Essais de laboratoire

1. Essais in situ :

La reconnaissance sur site a comportée :

- Une campagne au pénétromètre dynamique.
- Une campagne géologique par sondage carotté.

- Dans la première campagne, huit essais pénétrométriques ont été réalisés.

Ces essais nous ont permis d'avoir une idée sur la résistance du sol à la pénétration et sur son degré d'homogénéité.

- Dans la seconde campagne deux sondages carottés exécutés.

Le sondage nous a permis de connaître avec précision la nature du sol décrite par la carte géologique de la région et de faire des prélèvements d'échantillons de sol afin de réaliser les essais de laboratoire.

a- Essais au Pénétromètre Dynamique Lourd :

Principe de l'essai :

L'essai de pénétromètre dynamique lourd consiste à faire pénétrer dans le sol par battage un train de tubes lisses, muni à son extrémité d'une pointe, à l'aide d'un mouton tombant d'une hauteur donnée.

On compte le nombre de coups N correspondant à chaque enfoncement de 20 cm du tube dans le sol. Dans le cas général, plus s'enfonce en profondeur, plus ce nombre de coups ne devient plus élevé.

On dit que le refus est atteint lorsque le nombre de coups N, pour une pénétration inférieure ou égale à 20 cm, devient très élevé.

Les résultats des essais sont représentés par des diagrammes donnant, en fonction de la profondeur atteinte par l'extrémité inférieure, la résistance en pointe au battage R_p déduite de la formule des Hollandais. Celle-ci est donnée par :

$$R_p = \frac{M^2 \cdot H \cdot g}{e \cdot (M + M') \cdot A}$$

Avec :

A: section droite de la pointe ;

e : pénétration moyenne par coup ;

g : accélération de la pesanteur ;

H : hauteur de chute ;

M : masse du mouton ;

M' : somme des masses du train de tiges, de l'enclume et de la tige guide.

Les valeurs de ces caractéristiques sont variables suivant les types d'appareils, aussi tout diagramme de pénétration dynamique devra mentionner ces caractéristiques. Le pénétromètre dynamique que nous avons utilisé pour la réalisation de nos essais possède les caractéristiques suivantes :

Concernant le site, nous avons réalisé Huit (08) sondages au pénétromètre dynamique lourd (P.D.L.), répartis sur le terrain.

Les résultats de ces essais sont illustrés par les pénétrogrammes donnant la variation de la résistance dynamique en pointe R_p en bars, en fonction de la profondeur en mètre.

b- Sondages Carottes :

Les sondages carottés permettent d'extraire des échantillons du sol en profondeur. Ces échantillons, remaniés ou intacts, permettent d'une part de reconnaître de visu la nature géologique des terrains, donc de compléter les informations géologique locales recueillies dans l'étude préliminaire, autres part de mener le campagne d'essais de laboratoire pour aboutir aux caractéristique d'identification et mécanique du sol. Celles-ci sont utilisées, entre autres, pour étudier la résistance au cisaillement du sol ainsi que sa prédisposition.

Les coupes de ces sondages montrent la lithologie suivante (voir annexe II) :

Sondage	Profondeur (m)	Lithologie
SC1	0,00- 2,00	Argiles graveleuse beiges
	200 – 10,00	Argile graveleuse marron avec parfois des intercalations de cailloux calcaireux

Tableau VI.1 : Coupe lithologique des sondages carottés SC1

2. Essais de laboratoire :

Outre l'investigation expérimentale in-situ, nous avons réalisé une campagne d'essais de laboratoire sur les échantillons de sol remaniés ou intact, extraits lors des deux sondages carottés réalisés.

Les essais de laboratoire peuvent être subdivisés en trois (3) grandes catégories :

-Les essais d'identification :

Ce sont essentiellement la densité, la teneur en eau, les limites d'Atterberg, la granulométrie (par tamisage ou par sédimentométrie) et l'analyse chimique.

-Les essais de résistance :

Ce sont des essais qui permettent d'étudier la résistance du sol, en particulier au cisaillement, d'en déduire sa capacité portante, et de conclure sur la stabilité des fondations superficielles ou profondes, des ouvrages de soutènement, etc. Parmi ces essais, que nous avons réalisés pour notre projet, il y a l'essai de cisaillement direct.

-Les essais de compressibilité :

Ce sont des essais qui permettent d'évaluer les tassements d'un sol sous le poids d'une charge donnée (fondation, remblai, etc.). Le plus connu de ces essais est l'oedomètre qui donne certaines caractéristiques de compressibilité nécessaires pour évaluer ces tassements.

a) Choix du type d'essai de laboratoire :

Deux (02) sondages carottés ont été réalisés, à partir desquels, des carottes d'échantillons de sol sont extraites. Ces échantillons de sol soit remaniés, destinés à certains type d'essais (densité, granulométrie, etc.), soit conservés intacts en les enveloppant dans de la paraffine, destinés pour d'autres essais (compressibilité ou cisaillement etc.)

Pour que nos essais de laboratoire soient plus représentatifs, nous avons réalisé pour chaque sondage un ensemble d'essais d'identification (physique et mécanique) à des profondeurs différentes. Pour chaque sondage.

Nous donnons, dans le tableau suivant l'ensemble des essais de laboratoire que nous avons réalisé pour chaque sondage, en indiquant la profondeur ou l'échantillon a été prélevé ainsi que sa nature remanié ou intact

N° sondage	Profondeur Echantillon (m)	Nature échantillon	Type d'essais
SC1	3,00 à 3,20	Intact	-Teneur en eau -Densité -Limites d'Atterberg -Granulométrie -Essai de cisaillement CU -Essai de compressibilité a l'odomètre
	6,00 à 6,20	Intact	-Limites d'Atterberg -Granulométrie
	6,60 à 6,80	Intact	-Teneur en eau -Densité -Limites d'Atterberg -Granulométrie

Tableau VI.2 : Liste des essais de laboratoire réalisés

b) Résultats des essais de laboratoire :

1-Densité :

Le poids volumique d'un sol est le rapport du poids total d'une certaine quantité de sol, au volume de cette même quantité.

On la note $\gamma = \frac{P}{V}$ et on l'exprime généralement en kN /m³.

2-Teneur en eau naturelle :

C'est le rapport du poids d'eau, qu'un échantillon de sol contient, au poids des éléments secs de ce même échantillon. Ces deux quantités sont obtenues en pesant l'échantillon dans son état naturel humide puis dans son état sec après dessiccation à l'étuve à 105°C.

La teneur en eau est notée $\omega = \frac{P_w}{P_s} \times 100$ et est exprimée en pourcentage (%).

Les résultats de la teneur en eau et du poids volumique sont récapitulés dans le tableau suivant :

Sondage	Profondeur (m)	Teneur en eau w(%)	W_{sat} (%)	Poids volumique sec γ_d (KN/m ³)
SC1	3,00 - 3,20	14,66	17,82	18,20
	6,60 - 6,80	13,49	16,24	18,80

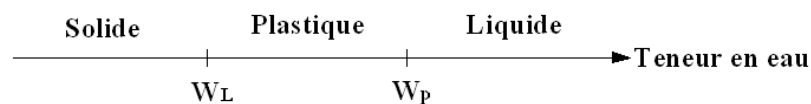
Tableau VI.3 : Teneur en eau et poids volumique

3-Limites d’Atterberg :

En fonction de la teneur en eau, un sol remanié se présente suivant des consistances variables pour lesquelles on peut distinguer trois états : état liquide, état plastique et état solide.

Le passage du sol d’un état à un autre se fait graduellement et les frontières séparant ces états sont définies conventionnellement par ce qu’on appelle les limites d’Atterberg.

Sur un axe portant les teneurs en eau, W_P et W_L peuvent être représentées comme suit :



A partir de W_P et W_L on calcule :

$$\left\{ \begin{array}{l} I_P = W_L - W_P \\ I_c = \frac{W_L - W}{I_P} \\ I_L = \frac{W - W_P}{I_P} \end{array} \right.$$

Et pour le sondage carotté on a les résultats suivants :

-SC1 :

Profondeur 3,00 (m) – 3,20(m)

Mesure n ^o	1	2	3	4	5
Nombre de coups	15	21	25	30	35
Teneur en eau en %	26,39	25,09	24,66	23,99	23,97

Tableau VI.4 : Limites de liquidité à la coupelle de casagrande (SC1)

Teneur en eau de liquidité	$W_L=24,60$
Teneur en eau de plasticité	$W_p=15,10$
Indice de plasticité	$I_p=9,50$

Profondeur 6,00 (m)– 6,20(m)

Mesure n ^o	1	2	3	4	5
Nombre de coups	15	20	24	30	33
Teneur en eau en %	31,41	30,51	30,11	29,89	29,47

Tableau VI.5 : Limites de liquidité à la coupelle de casagrande (SC1)

Teneur en eau de liquidité	$W_L=30,00$
Teneur en eau de plasticité	$W_p=17,30$
Indice de plasticité	$I_p=12,70$

Profondeur 6,60 (m) – 6,80(m)

Mesure n ^o	1	2	3	4	5
Nombre de coups	15	21	25	30	34
Teneur en eau en %	31,45	30,26	29,20	28,57	27,50

Tableau VI.6 : Limites de liquidité à la coupelle de casagrande (SC1)

Teneur en eau de liquidité	$W_L=29,20$
Teneur en eau de plasticité	$W_p=16,30$
Indice de plasticité	$I_p= 12,90$

4-Analyse granulométrique :

L'analyse granulométrique permet de mesurer la distribution dimensionnelle en poids des éléments d'un matériau. Selon la taille des grains, cette analyse comprend deux opérations : Le tamisage et La sédimentométrie

Le tableau suivant représente la classification de notre site :

Sondage	Prof. (m)	% 80 μ	% 2mm	Cu	Cc	W_L	I_p	Classe
SC1	3,00 ÷ 3,20	71	/	/	/	24,6	9,5	LP : limon peu plastique
	6,00 ÷ 6,20	46	/	/	/	30,0	12,77	SA : sable argileux
	6,60 ÷ 6,80	59	/	/	/	29,20	12,9	AP : argile peu plastique

Tableau VI.7 : Classification des sols du site étudié**5-Essais de compressibilité :**

Un des essais les plus importants réalisés en mécanique des sols est l'essai de compressibilité à l'oedomètre. Il permet d'étudier la compressibilité du sol et d'en déduire certaines caractéristiques pour évaluer l'amplitude des tassements des ouvrages construits sur ce sol.

Les résultats des essais sont représentés dans le tableau suivant :

Sondage	Prof. (m)	Cs %	Cc %	Cg %	σ_c (KPa)	Etat de compressibilité
SC1	3,00-3,20	0,03	12,20	1,23	225	Sol moyennement compressible

Tableau VI.8 : La compressibilité des sols du site étudié

6-Essais de résistance :

Lorsque le sol subit des charges de la part d'un ouvrage, il risque de se rompre par cisaillement et d'engendrer de graves catastrophes. Pour éviter ceci, il est nécessaire d'étudier la résistance du sol au cisaillement et d'en déduire ses caractéristiques mécaniques permettant de calculer en particulier sa capacité portante.

Un des essais utilisés pour calculer ces caractéristiques est l'essai de cisaillement direct. Pour étudier la résistance au cisaillement du sol à différents endroits de notre site, nous avons réalisé deux (02) essais de cisaillement direct de type consolidé non drainé UU.

Les résultats des essais sont représentés dans le tableau suivant :

Sondage	Prof. (m)	Cohésion C_{cu} (KPa)	Angle de frottement Φ_{cu} ($^{\circ}$)
SC1	3,0 ÷ 3,2	31	43,94

Tableau VI.9 : Résistance au cisaillement des sols du site étudié

Les résultats des caractéristiques physiques sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

$$\gamma_h = \gamma_d(1+W) \quad ; \quad \omega_{sat} = \gamma_w \left(\frac{1}{\gamma_d} - \frac{1}{\gamma_s} \right)$$

$$\text{Avec : } \gamma_{sat} = \gamma_w + \gamma' \quad ; \quad \gamma' = \gamma_d \left(1 - \frac{\gamma_w}{\gamma_s} \right) \quad ; \quad e = \left(\frac{\gamma_s}{\gamma_d} - 1 \right)$$

$$\gamma_s = 27 \text{ kN/m}^3 \quad ; \quad \gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$$

Sondage	Prof. (m)	Cohésion C_{cu} (KPa)	Angle de frottement Φ_{cu} ($^{\circ}$)
SC1	3,0 ÷ 3,2	31	43,94

Tableau VI.10 : Caractéristique physiques et mécaniques du sol

c) Capacité portante :

La capacité portante admissible du sol peut être déterminée de deux manières :

- 1- Soit à partir des essais mécaniques réalisés au laboratoire.
- 2- Soit à partir des essais in situ.

1- A partir des essais in situ (pénétromètre dynamiques lourd) :

Il est important de noter que les méthodes de calcul de la capacité portante basées sur l'essai de pénétration dynamique sont essentiellement empiriques ; ceci provient du fait qu'au stade actuel des recherches, il n'existe pas d'interprétation théorique du comportement dynamique du sol avoisinant la pointe du pénétromètre. Ceci n'enlève en rien au pénétromètre dynamique sa valeur pratique ; il est d'ailleurs utilisé largement en mécanique des sols.

La portance du sol q_{adm} est calculée par la formule empirique :

$$q_{adm} = \frac{R_p}{F}$$

Avec :

R_p : La résistance dynamique en pointe.

F : Coefficient de sécurité.

$$\text{On a : } \begin{cases} R_p = 32 \text{ bars} \\ F = 20 \end{cases}$$

$$q_{adm} = \frac{32}{20} = 1,6 \text{ bars}$$

2- A partir des essais in situ :

Le calcul de la capacité portante du sol à partir des caractéristiques mécaniques C et ϕ du sol est basé, contrairement au calcul par les essais au P.D.L, sur une approche théorique. Néanmoins, ce calcul propose plusieurs formules dépendants de plusieurs paramètres, entres autres de la forme de la fondation (rectangulaire ou circulaire), de son ancrage et du type de comportement à court ou à long terme du sol.

Pour notre cas, nous avons calculé la capacité portante du sol en considérant :

- Un comportement à court terme (c'est le cas le plus défavorable généralement)
- Une fondation continue ancrée à deux (02) mètres de profondeur.

Dans ces conditions, q_{adm} est donnée par la formule suivante :

$$q_{adm} = \gamma_{sat} \cdot D + \frac{5,14 \cdot C_u}{3}$$

D : l'ancrage de la fondation ; C_u est la cohésion non consolidée non drainée ; l'angle de frottement non consolidé non drainé ϕ_{uu} pour un sol saturé est pris égal à zéro.

Dans notre cas $D=2,0$ m, la formule se réduit à :

$$q_{adm} = 2 \cdot \gamma_{sat} + 1,713 C_u$$

Les essais de cisaillement direct que nous avons réalisés donnent les caractéristiques non consolidées non drainées C_{uu} et ϕ_{uu}

Les résultats du calcul de q_{adm} pour les deux sondages sont récapitulés sur le tableau suivant :

Sondage	Prof. (m)	C_{cu} (KPa)	Φ_{cu}	σ_0 (KPa)	Cu (KPa)	γ_{sat} KN/m ³	q_{adm} (bars)
SC1	3,0 ÷ 3,2	31	43,94	42,88	72,32	21,44	2,04

Tableau VI.11 : Portance des sols calculée à partir des essais de laboratoire

VI.3. CONCLUSION :

Nous constatons sur ce tableau que la valeur de la portance du sol, calculée à partir des essais de laboratoire, à 2,0 m de profondeur, est supérieure par rapport à celle déduite des essais in-situ au P.D.L.

Tenant compte de ces nouveaux résultats de la portance du sol, calculés à partir des essais de laboratoires, nous pouvons adopter, pour la capacité portante du sol, la valeur définitive suivante :

$$q_{adm} = 2,0 \text{ bars}$$

VII.1. ETUDE DES FONDATIONS

VII.1.1. INTRODUCTION

On appelle fondation la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise au quelles sont transmise toutes les charges et surcharges supportées par l'ouvrage. Dont elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

VII.1.1.1. LE ROLE ASSURÉE PAR LES FONDATIONS

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la structure.

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultant, par exemple, de l'action du vent ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

Compte tenu de ces sollicitations, la conception générale des fondations doit assurer la cohérence du projet vis-à-vis du site, du sol, de l'ouvrage et interaction sol structure.

VII.1.1.2. CLASSIFICATION DES FONDATIONS

Fondé un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'ils supportent sur le sol ou dans le sol suivant l'importance des charges et la résistance du terrain.

- a. Lorsque les couches de terrain capable de supportées l'ouvrage sont à une faible profondeur on réalise des fondations superficielles (semelles isolées, filantes et radier général).
- b. Lorsque les couches de terrain capable de supportées l'ouvrage sont à une grande profondeur on réalise des fondations profondes et semi profondes (puits et pieux).

VII.1.2. CALCUL DES FONDATIONS

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage ; la charge que comporte l'ouvrage – la portance du sol – l'ancrage et les différentes donnée du rapport du sol. On commence le choix de fondation par les semelles isolées – filantes et radier, chaque étape fera l'objet de vérification.

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

Avec

σ_{sol} : Contrainte du sol.

N : Effort normal appliqué sur la fondation.

S : Surface de la fondation.

N : calculé par la combinaison *ELS*

N°	Poteaux	N(kN)	N°	Poteaux	N(kN)
524	45x45	855,763	559	45x45	1238,887
525	45x45	1118,649	560	45x45	1511,744
526	45x45	1596,924	561	45x45	1513,148
527	45x45	1596,774	562	45x45	716,832
528	45x45	1101,456	563	45x45	712,649
529	45x45	1122,661	564	45x45	594,711
530	45x45	1251,613	565	45x45	591,877
531	45x45	931,767	566	45x45	613,701
532	45x45	1193,157	567	45x45	573,213
533	45x45	794,598	568	45x45	758,168
534	45x45	1169,456	569	45x45	504,317
535	45x45	1077,85	570	45x45	611,997
536	45x45	1183,573	571	45x45	573,928
537	45x45	1047,333	572	45x45	758,543
538	45x45	1464,957	573	45x45	504,929
539	45x45	1458,278	574	45x45	611,823
540	45x45	1248,539	575	45x45	606,045
541	45x45	1248,15	578	45x45	1415,36
544	45x45	837,679	579	45x45	1415,852
547	45x45	838,321	580	45x45	1272,03
548	45x45	835,069	581	45x45	555,202
549	45x45	835,055	582	45x45	1226,695
550	45x45	469,075	583	45x45	1239,089
551	45x45	474,405	584	45x45	555,915
554	45x45	693,335	585	45x45	1168,185
555	45x45	695,762	586	45x45	1189,458
556	45x45	739,11	587	45x45	1179,959
557	45x45	740,859	588	45x45	1182,637
558	45x45	1244,804	589	45x45	1590,429

Tableau.VII.1. Effort normal appliqué sur les fondations

VII.1.2.1. SEMELLES ISOLÉES

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est

égal au rapport a sur b : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$

Pour les poteaux carrés : $a=b$ donc $A=B \Rightarrow S=A^2$

A est déterminé par : $S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$ d'où $S = \left[\frac{N}{\sigma_{sol}} \right]$

Avec

$$A = B = \sqrt{S}$$

σ_{sol} : contrainte admissible du sol $\sigma_{sol}=2,00bars$

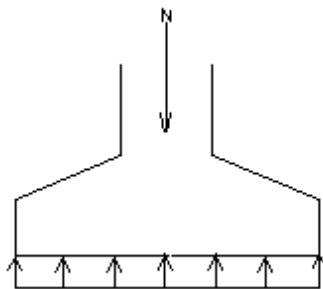


Figure VII.1. Semelle isolée sous poteau

Le calcul se fait pour le poteau le plus sollicité ayant l'effort maximum

$$N_{ser}(RDC)=1596,92 \text{ KN}$$

$$S = \frac{1596,92}{200} = 7,98 \text{ m}^2$$

$$A=B=(7,98)^{0,5} = 2,825 \text{ M.}$$

$$L_{min} = 1,2 \text{ m}$$

Il faut vérifier que $L_{min} > 1,5 \times B$

Tel que L_{min} l'entraxe minimum entre deux poteaux:

On a $1,5 \times B = 4,238 \text{ m} > L_{min} = 1,2 \text{ m} \dots \dots \dots \text{non vérifie}$

Conclusion

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

VII.1.2.2. SEMELLES FILANTES

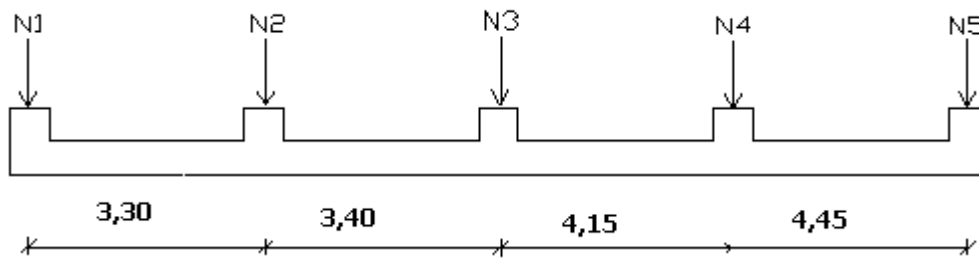


Figure.VII.2.Semelle filante

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouvent dans la même ligne.

On doit vérifier que: $\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$

Avec

$N = \sum N_i$ de chaque fil de poteaux.

$S = B \times L$

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur du fil considéré.

$$\Rightarrow B \geq \frac{N}{L\sigma_{sol}}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau VII.3.

Files	$N(kN)$	$S(m^2)$	$L(m)$	$B(m)$	$B^{choisie}(m)$
A	7392,227	36,96	18,90	1,955	2,00
B	4171,135	10,24	3,30	3,280	3,30
C	9898,136	49,47	25,50	1,940	2,00
D	3346,124	16,73	5,30	3,150	3,20
E	1906,567	19,06	6,80	1,401	1,50
F	6938,064	34,69	11,90	2,915	3,00
G	6085,384	30,42	21,70	1,402	1,50
H	5321,11	26,60	15,30	1,738	1,80
I	1788,450	17,88	3,2	2,790	2,80
J	6310,668	18,05	15,30	1,179	1,20

Tableau.VII.2. Sections des semelles filantes

Conclusion

Il y a un chevauchement des semelles car l'entraxe entre deux semelles est inférieur à deux (02) fois la largeur de la semelle.

Il est donc recommandé d'opter un radier général.

VII.1.2.3. RADIER GÉNÉRAL

VII.1.2.3.1. INTRODUCTION

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction. Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée. Dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées.

Dans notre cas, on a opté pour un radier nervuré (plus économique que pratique).

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

VII.1.2.3.2. SURFACE NÉCESSAIRE

Pour déterminer la surface du radier, il faut que: $\sigma_{\max} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$$\text{Pour: } \begin{cases} N = 55852,285 \text{ kN} \\ \sigma_{sol} = 2,00 \text{ bars} \end{cases}$$

On trouve: $S \geq 279,26 \text{ m}^2$

La surface du bâtiment $S_b = 370,1 \text{ m}^2$

Donc la surface totale du radier est de $370,10 \text{ m}^2$

VII.1.2.3.3. PRÉDIMENSIONNEMENT DE RADIER

1. Dalle

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

a. Condition forfaitaire [3]

$$\frac{L_{\max}}{25} \leq h_1 \leq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec

L_{\max} : La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{\max} = 5,20 \text{ m} \Rightarrow 20,80 \text{ cm} \leq h_1 \leq 26,00 \text{ cm}$$

b. Condition de la raideur

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la largeur définie par l'expression suivante : $L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$

$$\text{Et } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$$

Avec

E : Module de Young ($E=32\,164,20\text{MPa}$),
 K : Coefficient de raideur du sol ($0,5\text{kg/m}^3 \leq K \leq 12\text{kg/m}^3$),
 Pour notre cas $K=4\text{kg/m}^3$ (sol de densité moyenne),
 $b=1$: Largeur de la semelle par bande d'un mètre,
 I : Inertie de la section transversale du radier ($I = \frac{bh^3}{12}$).

$$\text{On aura : } h_2 \geq \sqrt[3]{\frac{3K \left(\frac{2L_{\max}}{\pi} \right)^4}{E}} \Rightarrow h_2 \geq 35,54\text{cm}$$

c. Condition de cisaillement [2]

On doit vérifier que: $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$

Avec

$$T_u = \frac{qL}{2} \quad ; \quad q = \frac{N_u 1ml}{S_{rad}}$$

$$N_u = 78899,65\text{kN}$$

$$L = 5,20\text{m} ; b = 1\text{m}$$

$$\tau_u = \frac{qL}{2bd} = \frac{N_u L \cdot 1ml}{2S_{rad} \cdot b \cdot d} = \frac{N_u L}{2S_{rad} \cdot b \cdot (0,9h)} \leq \bar{\tau}$$

$$h \geq \frac{N_u L \cdot 1ml}{2S_{rad} b (0,9\bar{\tau})} = 24,63\text{cm}$$

$$\Rightarrow h_3 \geq 24,63\text{cm}$$

Conclusion

$$H \geq \text{Max}(h_1; h_2; h_3) = 35,54\text{cm}$$

On prend : $h = 40\text{cm}$

2. Nervures

Condition de coffrage

$b \geq 45\text{cm}$ donc on prend $b = 45\text{cm}$

La hauteur de nervure

La hauteur des nervures se calcule par la formule de la flèche:

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_N \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

On a

$$L_{max}=5,20m$$

$$\Rightarrow 34,66cm < h_N < 52,00cm$$

On prend

$$h_N=50cm$$

Résumé

- Epaisseur de la dalle du radier $h=40cm$
- Les dimensions de la nervure: $\begin{cases} h_N = 50cm \\ b = 45cm \end{cases}$

VII.1.2.3.4. CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES DU RADIER

Position du centre de gravité

$$x_G = 12,75m$$

$$y_G = 09,89m$$

Moments d'inertie

$$I_{xx}=44620.32m^4$$

$$I_{yy}=81197.17m^4$$

VII.1.2.3.5. VÉRIFICATION DE LA STABILITÉ DU RADIER

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage dus aux efforts horizontaux (voir figure VII 3).

Le rapport $\frac{M_s}{M_R}$ doit être supérieur au coefficient de sécurité 1,5 $\left(\frac{M_s}{M_R} > 1,5 \right)$

Avec

M_s : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre.

M_R : Moment de renversement dû aux forces sismique.

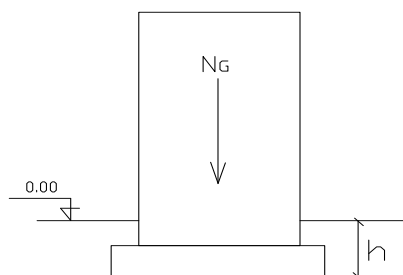


Figure.VII.3.Schéma statique du bâtiment

Sens x-x:

Donc: $M_R = 351072.64 \text{ kN.m}$

$$M_S = P_T \cdot X_g$$

Avec :

P_T : poids de la structure y compris le poids du radier.

$$P_T = P_S + P_R + P_N$$

$$P_R = S_R \times h \times 25 = (370.1 + 54.91) \times 0.4 \times 25 = 4250.1 \text{ kN}$$

$$P_N = 254.4 \times 0.45 \times 0.5 \times 25 = 1431 \text{ kN}$$

$$P_T = 55852.285 + 4250.1 + 1431 = 61533.385 \text{ kN}$$

X_g : la position du centre de gravité.

$$\text{Donc: } N = 61533.385 \text{ kN}$$

$$M_S = N \times X_g = 784550.65 \text{ kN.m}$$

$$\frac{M_S}{M_R} = 2.23 > 1.5 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Sens y-y:

donc $M_R = 369229.49 \text{ kN.m}$

$$M_S = N \times Y_G = 608565.17 \text{ kN.m}$$

$$\frac{M_S}{M_R} = 1.65 > 1.5 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Conclusion

Le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieur à 1,5. Notre structure est stable dans les deux sens.

VII.1.2.3.6. CALCUL DES CONTRAINTES

$$\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$$

Les contraintes du sol sont données par :

a. Sollicitation du premier genre

$$\text{À l'ELS : } \sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{55852.285}{425.01} = 131.41 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{ser} = 131.41 \text{ kN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

b. Sollicitation du second genre

On doit vérifier les contraintes sous le radier ($\sigma_1 ; \sigma_2$)

Avec

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} V$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} V$$

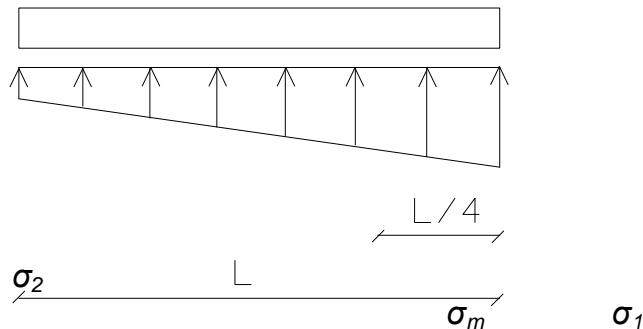


Figure.VII.4. Contraintes sous le radier

On vérifie que :

σ_1 : Ne doit pas dépasser $1,5\sigma_{sol}$

σ_2 : Reste toujours positif pour éviter des tractions sous le radier.

$$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \text{ Reste toujours inférieur à } 1,33\sigma_{sol} \quad (1)$$

ELU

$N_{elu} = 78899.65 \text{ kN}$

M est le moment de renversement

$\sigma_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2$

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) (\text{kN/m}^2)$
Sens x-x	285.98	85.33	235.81
Sens y-y	230.61	140.66	208.12
Vérification	$\Sigma_1^{max} < 1,5 \sigma_{sol}$	$\sigma_2^{min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33\sigma_{sol}$

Tableau.VII.3. Contraintes sous le radier à l'ELU

ELS

$N_{ser} = 55852.285 \text{ kN}$

M est le moment de renversement.

$\sigma_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2$

	$\sigma_1(kN/m^2)$	$\sigma_2(kN/m^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) (kN/m^2)$
Sens x-x	236.61	25.91	183.93
Sens y-y	176.38	86.43	153.89
Vérification	$\Sigma_1^{max} < 1,5 \sigma_{sol}$	$\sigma_2^{min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33\sigma_{sol}$

Tableau.VII.4. Contraintes sous le radier à l'ELS

Conclusion

Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

c. Détermination des sollicitations les plus défavorables

Le radier se calcule sous l'effet des sollicitations suivantes :

ELU

$$\sigma_u = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 235.81kN / m^2$$

ELS

$$\sigma_{ser} = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 183.93kN / m^2$$

VII.1.2.3.7. FERRAILLAGE DU RADIER

Le radier fonctionne comme un plancher renversé. Le ferrailage de la dalle du radier se fait comme celui du plancher.

La fissuration est considérée préjudiciable.

a. Ferrailage de la dalle du radier

a.1. Détermination des efforts [2]

- Si $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au

centre de la dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit:

$$M_x = \mu_x q L_x^2 \dots \dots \dots \text{sens de la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y M_x \dots \dots \dots \text{sens de la grande portée.}$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont encastés au niveau des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

Panneau de rive

- Moment en travée: $M_{tx}=0,85M_x$
 $M_{ty}=0,85M_y$
- Moment sur appuis: $M_{ax}=M_{ay}=0,3M_x$ (appui de rive)
 $M_{ax}=M_{ay}=0,5M_x$ (autre appui)

Panneau intermédiaire

- Moment en travée: $M_{tx}=0,75M_x$
 $M_{ty}=0,75M_y$
- Moment sur appuis: $M_{ax}=M_{ay}=0,5M_x$
- Si $\frac{L_x}{L_y} < 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens.
- Moment en travée: $M_t=0,85M_0$
- Moment sur appuis: $M_a=0,5M_0$

Avec $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

a.2. Valeur de la pression sous radier

ELU $q_u = \sigma_m^u \cdot 1m = 235.81kN / m$

ELS $q_{ser} = \sigma_m^{ser} \cdot 1m = 183.93kN / m$

a.3. Moment en travée et sur appuis

On a le rapport des panneaux $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux

sens.

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

Panneaux	L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	q_u (kN/m)	M_x (kNm)	M_{tx} (kNm)	M_y (kNm)	M_{ty} (kNm)	M_a (kNm)
ELU(v=0)	4,50	5,20	0,86	0,0496	0,7052	235,81	236,84	201,32	167,02	141,97	118,42
ELS(v=0,2)	4,50	5,20	0,86	0,0566	0,7933	183,93	211,95	180,16	168,14	142,92	105,97

Tableau.VII.5. Calcul des moments

a.5. Calcul du ferrillage

Le ferrillage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis. On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple (organigramme I, voire annexe).

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

$f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $f_e=400\text{MPa}$; $\sigma_s=348\text{MPa}$; $b=100\text{cm}$;
 $h=40\text{cm}$
 $d=0,9h=36\text{cm}$

	Sens	M_u (kNm)	u	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	S_t
Travée	x-x	201,32	0,1096	0,1455	33,903	17,07	6T20	18,85	20
	y-y	141,97	0,0773	0,1000	34,55	11,81	6T20	18,85	20
Appui	x-x	118,42	0,0644	0,0833	34,79	9,78	6T16	12,09	20
	y-y								

Tableau.VII.6. Ferrailage des panneaux du radier

Espacement

$$Esp \leq \text{Min}(3h; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(135\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

Sens x-x

$$S_t = \frac{100}{6} = 16,66\text{cm} < 33\text{cm}$$

On opte $S_t=20\text{cm}$

Sens y-y

$$S_t = \frac{100}{6} = 16,66\text{cm} < 33\text{cm}$$

On prend $S_t=20\text{cm}$

a.6. Vérifications nécessaires

1. Condition de non fragilité

$$A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 4,437\text{cm}^2 < 12,09\text{cm}^2$$

Donc la condition est vérifiée.

2. Vérification des contraintes à l'ELS

	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	106,73	18,85	5,55	15	44,7	240	OK
	y-y	83,79	18,85	4,3	15	35,1	240	OK
Appuis	x-x	62,78	12,09	3,8	15	27,3	240	OK
	y-y							

Tableau.VII.7. Vérification des contraintes

b. Ferraillage des nervures

b.1. Calcul des efforts

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire (**BAEL91 modifié 99 [1]**)

On a : $M_0 = \frac{PL^2}{8}$

En travée $M_t = 0,85M_0$

Sur appuis $M_f = 0,50M_0$

b.2. Calcul des armatures

$b = 45\text{cm} ; h = 55\text{cm} ; d = 49,5\text{cm}$

$A_{s\ min} = 0,5\% \ b.h$

- **Sens porteur (y-y)**

$L = 5,20\text{m}$

	$M_u(\text{kNm})$	μ	α	$Z(\text{cm})$	$A_s^{cal}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{adp}(\text{cm}^2)$
Travée	677,48	0,2146	0,305	43,44	44,72	9T25	44,18
Appuis	398,51	0,1262	0,169	46,14	24,82	9T20	28,27

Tableau.VII.8. Ferraillage des nervures (sens porteur)

- **Sens non porteur (x-x)**

$L = 4,50\text{m}$

	$M_u(\text{kNm})$	μ	α	$Z(\text{cm})$	$A_s^{cal}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{adp}(\text{cm}^2)$
Travée	507,35	0,1607	0,220	45,13	32,31	9T25	44,18
Appuis	298,44	0,094	0,124	47,03	18,24	6T20	18,85

Tableau.VII.9. Ferraillage des nervures (sens non porteur)

b.3. Vérifications nécessaires

1. Condition de non fragilité

$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 2,68\text{cm}^2 < 18,85\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$

2. Vérification des contraintes à l'ELS

Nervures	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
1 Porteuse	Travée	528.43	44,18	15,7	15	235.7	240	NO
	Appui	398,51	28,27	15,4	15	182.6	240	NO
2 Non p.	Travée	507,35	44,18	15.1	15	215.7	240	NO
	Appui	298,44	18,85	14.6	15	177.3	240	OK

Tableau.VII.10. Vérification des contraintes

Note:

On remarque que les contraintes dans le béton ne sont pas vérifiées, donc on doit augmenter la section du béton

Donc : on prend Les dimensions de la nervure: $\begin{cases} h_N = 65cm \\ b = 55cm \end{cases}$

b.4. Calcul des armatures

$b=55cm$; $h=65cm$; $d=58,5cm$

$A_{s\ min} = 0,5\% \ b.h$

- **Sens porteur (y-y)**

$L=5,20m$

	M_u (kNm)	μ	α	Z(cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
Travée	677,48	0,254	0,357	50,13	33,14	8T25	39.27
Appuis	398,51	0,149	0,203	53,74	21,32	8T20	25.13

Tableau.VII.11. Ferrailage des nervures (sens porteur)

- **Sens non porteur (x-x)**

$L=4,50m$

	M_u (kNm)	μ	α	Z(cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
Travée	507,35	0,190	0,392	49.32	32,31	8T25	39.27
Appuis	298,44	0,112	0,149	55,01	15,59	8T20	25.13

Tableau.VII.12. Ferrailage des nervures (sens non porteur)

b.5. Vérifications nécessaires

1. Condition de non fragilité

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 3,88\text{cm}^2 < 25,13\text{cm}^2 \dots\dots\dots\text{Vérifiée}$$

2. Vérification des contraintes à l'ELS

Nervures	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
1 Porteuse	Travée	528.43	39.27	10,3	15	208,3	240	OK
	Appui	398,51	25.13	10.01	15	164. 5	240	OK
2 Non p.	Travée	507,35	39.27	9,9	15	194.6	240	OK
	Appui	298,44	25.13	7.6	15	147.3	240	OK

Tableau.VII.13. Vérification des contraintes

3. Vérification de la contrainte tangentielle du béton [2]

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$

Avec

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{P_u L}{2} = \frac{235.81 \times 5.2}{2} = 613,106\text{kN}$$

$$\tau_u = \frac{613,106.10^3}{450 \times 495} = 1,905\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa} \dots\dots\dots\text{Vérifier}$$

4. Armatures transversales

• **BAEL 91 modifié 99 [2]**

$$* \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{ij} K}{0,8f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$$

$$* S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) = 40\text{cm}$$

$$* \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) = 0,95\text{MPa}$$

• **RPA99 version 2003 [1] :**

$$* \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0$$

$$* S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) = 24\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale}$$

$$* S_t \leq \frac{h}{2} = 30\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante}$$

avec

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 1,85\text{cm}$$

$f_e=400\text{MPa}$; $\tau_u=2,25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $b=45\text{cm}$; $d=49,5\text{cm}$

On trouve :

$S_t=20\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale}$

$S_t=25\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante.}$

- Zone nodale $A_t \geq 3,30\text{cm}^2$
- Zone courant $A_t \geq 4,12\text{cm}^2$

On prend : Zone nodale..... $5T10=3,93\text{cm}^2$

Zone courante..... $5T10=3,93\text{cm}^2$

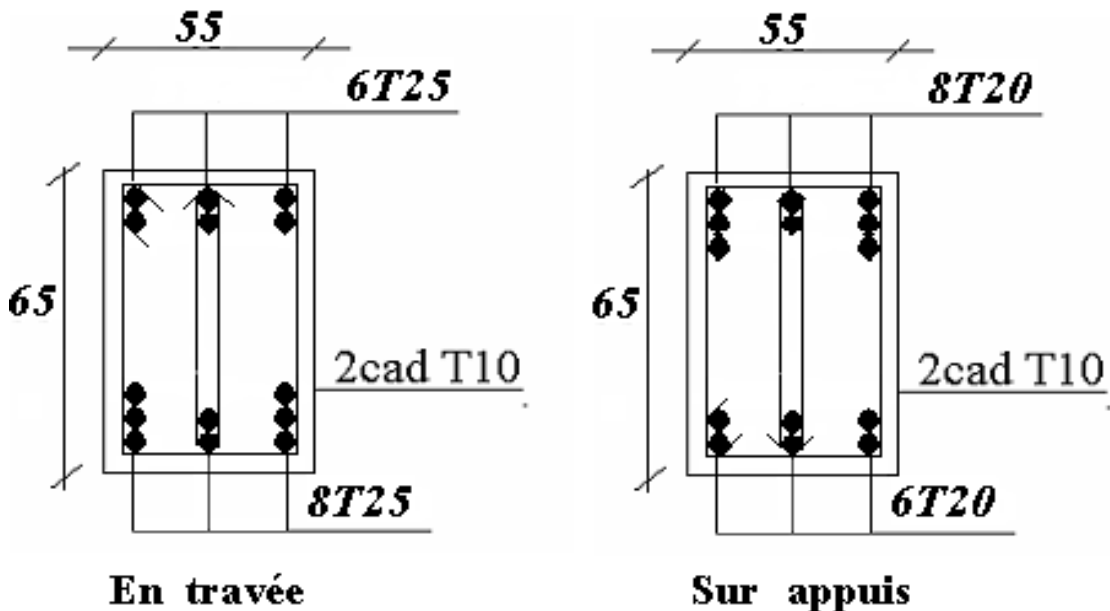


Figure. VII.5.

Ferrailage des nervures (sens porteur) et (sens non porteur)

VII.2. ETUDE DU VOILE PÉRIPHÉRIQUE

VII.2.1. INTRODUCTION

Notre structure comporte un voile périphérique qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de RDC.

Il forme par sa grande rigidité qu'il crée à la base un caisson rigide et indéformable avec les planchers du RDC, le sous sol et les fondations.

VII.2.2. PRÉDIMENSIONNEMENT

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du **RPA99 version 2003**, qui stipule d'après l'article 10.1.2.

- Les ossatures au dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base
- Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :
- Epaisseur $e \geq 15\text{cm}$
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de $0,1\%B$ dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
- La longueur de recouvrement est de $50\varnothing$ avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

Avec

B : Section du voile.

VII.2.3. ÉVALUATION DES CHARGES

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur 4 appuis et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

$$L_x = 2,97\text{ m} ; L_y = 4,00\text{ m} ; e = 20\text{ cm}.$$

Les charges et surcharges prises uniformément réparties sur une bande de 1 m à la base du voile (cas le plus défavorable).

Selon **BAEL91 modifié 99 [2]**, la charge des poussées des terres est donnée par : $Q = A \cdot \gamma \cdot H$

Avec

Q : contrainte à la base sur une bande de 1 m ,

A : coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne,

γ : poids spécifique des terres ($\gamma_h = 17,15\text{ kN/m}^3$),

H : hauteur du voile ($H = 2,97\text{ m}$).

$$\varphi = 0^\circ \Rightarrow A = f(\varphi) = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 1$$

$$\text{Donc : } Q = A \cdot \gamma \cdot H = 50,93\text{ kN/ml} \Rightarrow Q_u = 1,35Q = 68,76\text{ kN/ml}$$

VII.2.4. EFFORT DANS LA DALLE

$$1 > \frac{L_x}{L_y} = 0,742 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\mu_x=0,0633 ; \mu_y=0,493$$

$$M_x = \mu_x Q_u L_x^2 = 38,39 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 18,92 \text{ kNm}$$

- **Moment en travée**

$$M_{tx}=0,85M_x=32,63 \text{ kNm}$$

$$M_{ty}=0,85M_y=16,08 \text{ kNm}$$

- **Moment sur appuis**

$$M_{ax}=M_{ay}=0,5M_x=19,19 \text{ kNm}$$

VII.2.5. CALCUL DU FERRAILLAGE

$$b=100 \text{ cm} ; h=20 \text{ cm} ; d=18 \text{ cm} ; \sigma_{bc}=14,17 \text{ MPa}$$

Les résultats du ferrailage sont regroupés dans le tableau suivant :

	Sens	M_u (kNm)	u	A_s' (cm ²)	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	32,63	0,071	0	0,092	17,33	5,41	7T12	7,92	17
	y-y	16,08	0,035	0	0,045	17,67	2,61	6T8	3,02	20
Appuis	x-x	19,19								
	y-y		0,042	0	0,053	17,61	3,13	5T12	5,65	25

Tableau.VII.14 : Ferrailage du voile périphérique

VII.2.6. CONDITION DE NON FRAGILITÉ

Les dalles travaillent dans les deux sens et dont l'épaisseur est comptée entre 12 et 30cm ($12 \leq e \leq 30$) (cm).

$$\begin{cases} A_x \geq A_x^{\min}; & A_x^{\min} = \rho_0 \left[3 - \frac{L_x}{L_y} \right] \frac{bh}{2} \\ A_y \geq A_y^{\min}; & A_y^{\min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

$\rho_0=0,0008$ pour les barres de FeE400

$$A_x^{\min} = 0,0008 \left(3 - \frac{2,97}{4,00} \right) \frac{100 \cdot 20}{2} = 1,80 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{\min} = 0,0008 \cdot 100 \cdot 20 = 1,6 \text{ cm}^2$$

En travée

$$\begin{cases} A_x = 7,92\text{cm}^2 > A_x^{\min} = 1,80\text{cm}^2 \\ A_y = 3,02\text{cm}^2 > A_y^{\min} = 1,6\text{cm}^2 \end{cases}$$

Sur appuis :

$$\begin{cases} A_x = 5,65\text{cm}^2 > A_x^{\min} = 1,87\text{cm}^2 \\ A_y = 5,65\text{cm}^2 > A_y^{\min} = 1,6\text{cm}^2 \end{cases}$$

VII.2.7. VÉRIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25\text{MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 82,17\text{kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 68,07\text{kN}$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 82,17\text{kN}$$

$$\tau_u = \frac{82,17 \cdot 10^3}{1000 \cdot 180} = 0,456\text{MPa} < 1,25\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifié}$$

VII.2.8. VÉRIFICATION À L'ELS**a. Evaluation des sollicitations à l'ELS**

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,742 > 0,4 \Rightarrow Q_{ser} = 50,93\text{kN} / \text{ml}$$

$$\mu_x = 0,0633$$

$$\mu_y = 0,493$$

$$M_x = \mu_x Q_{ser} L_x^2 = 28,43\text{kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 14,02\text{kNm}$$

- **Moment en travée**

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 24,16\text{kNm}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 11,91\text{kNm}$$

- **Moment sur appuis**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 14,21\text{kNm}$$

b. Vérification des contraintes

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

	Sens	$M_{ser}(kNm)$	$A_s(cm^2)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc} (MPa)$	Vérification
Travée	x-x	24,16	7,92	7,3	15	OK
	y-y	11,91	3,02	5,2	15	OK
Appuis	x-x	14,21	5,65	5,1	15	OK
	y-y					

Tableau.VII.15 : Vérification des contraintes à l'ELS

c. Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément [3].

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \\ \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0,067 > 0,042 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ 0,067 > 0,028 \text{ à } 0,037 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ 1,67 \cdot 10^{-3} < 5 \cdot 10^{-3} \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

Les trois conditions sont vérifiées. Donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Conclusion générale

L'étude de ce projet est notre première vraie épreuve avant de s'insérer dans la vie active, ceci nous a permis d'améliorer nos connaissances des problèmes de la conception et l'étude des ossatures en béton armé ainsi que d'élargir nos connaissances dans le domaine pratique.

Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil sur tous les niveaux, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciels de calcul), comme exemple, nous citerons le *SAP2000* que nous avons appris à appliquer durant la réalisation de ce projet, ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment. Ceci se fait à partir de la lecture des différentes références bibliographiques.

Le présent projet s'est effectué sur la base de deux critères, à savoir la résistance des éléments porteurs d'un bâtiment et la stabilité de sa forme vis-à-vis des différentes sollicitations pour assurer la sécurité des usagés et l'adaptation des solutions économiques.

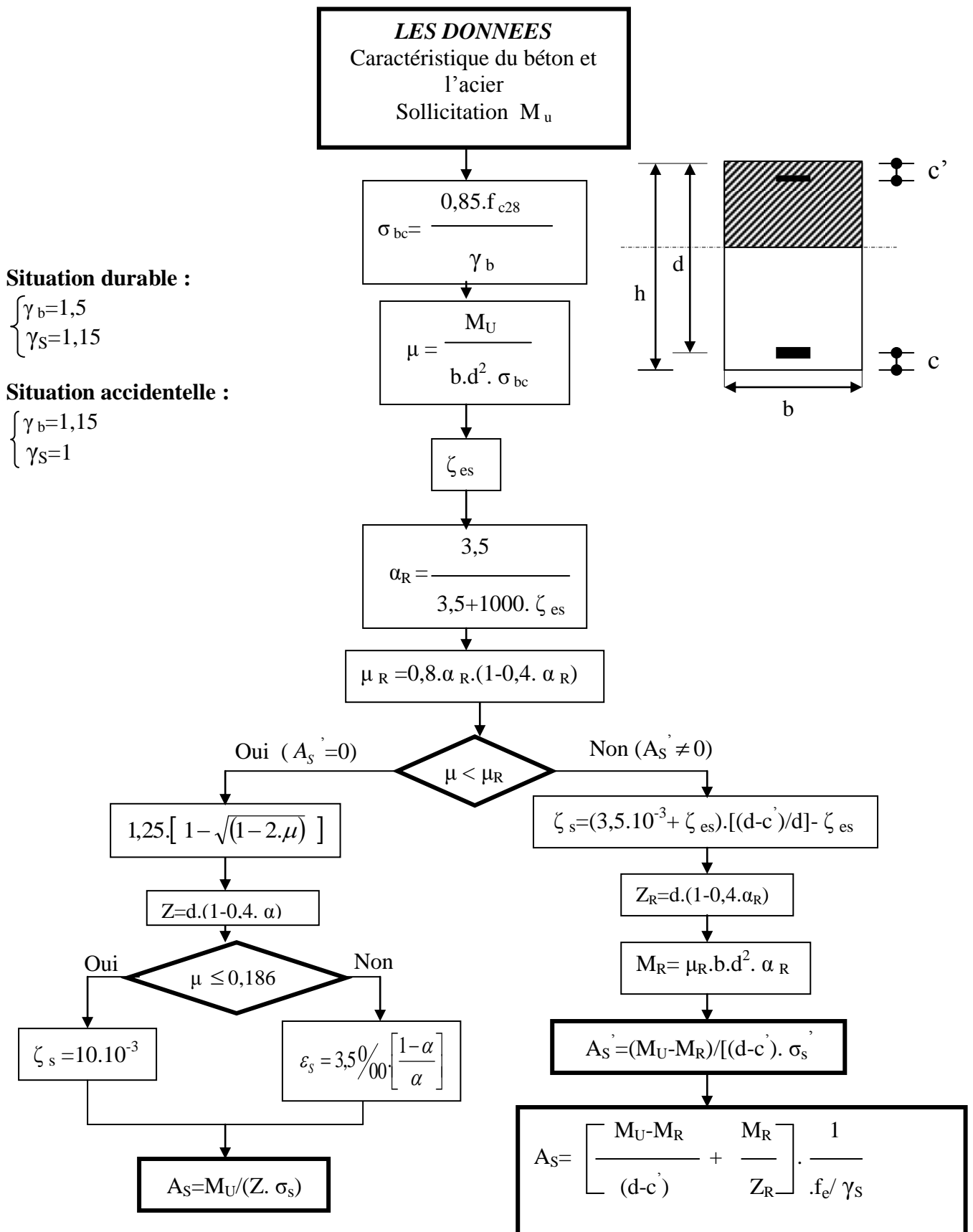
Après avoir étudié ce projet, on a constaté que :

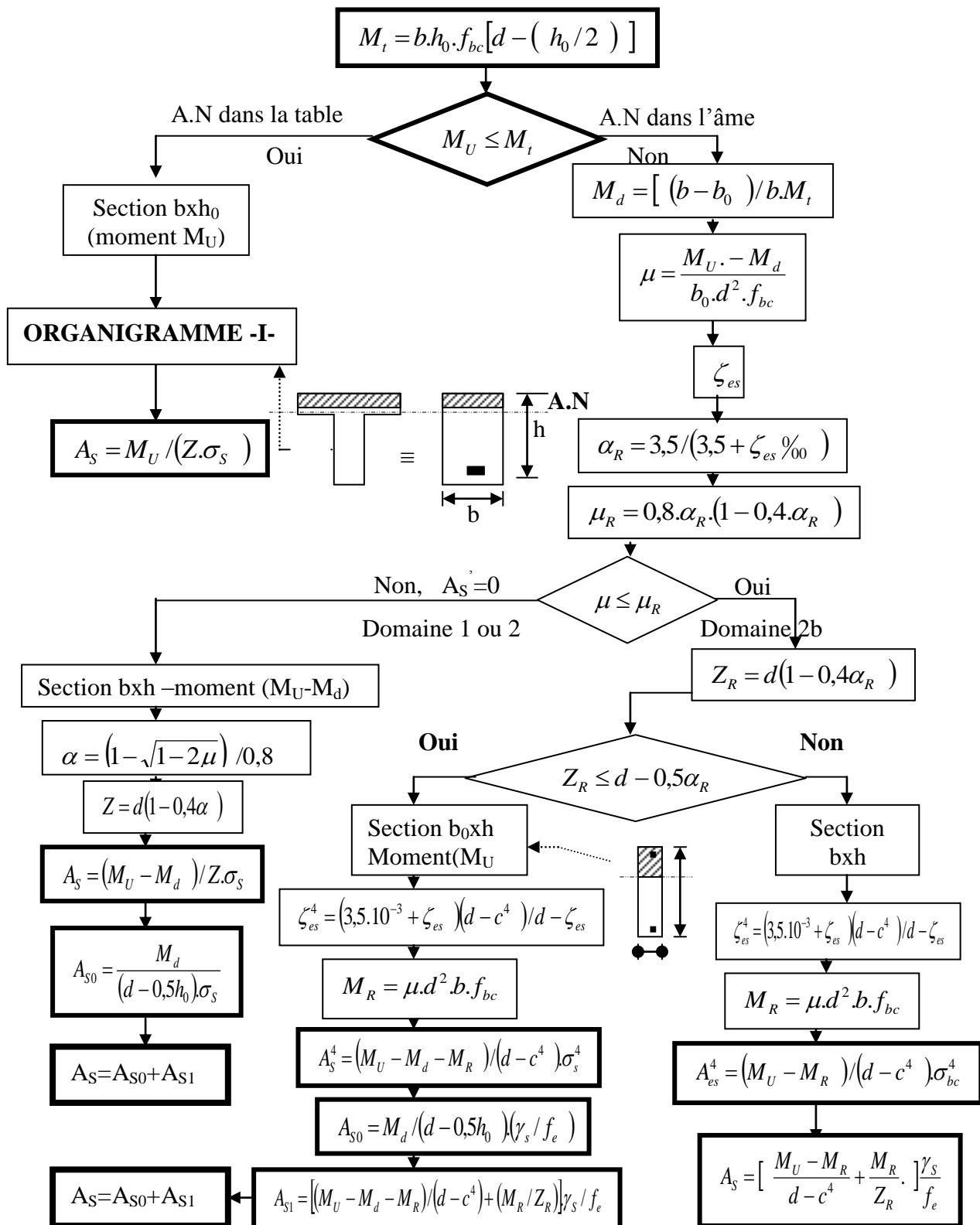
- Pour le ferrailage : on a remarqué que plusieurs éléments structuraux sont ferrailés par le minimum proposé par le *RPA99 v 2003*.
- L'excès de ferrailage nous a obligés d'augmenter la section du béton, sans revenir au pré dimensionnement.
- Pour la disposition et comportement des voiles ; La disposition des voiles, est un facteur beaucoup plus important que la quantité des voiles à placer à la structure, elle a un rôle déterminant dans le comportement de cette dernière vis-à-vis du séisme.
- Le ferrailage des voiles a été fait par la méthode simplifiée, basée sur les contraintes. L'utilisation de l'interface graphique (du *SAP2000*) pour visualiser la nature et l'acuité des contraintes a été très utile dans notre cas.

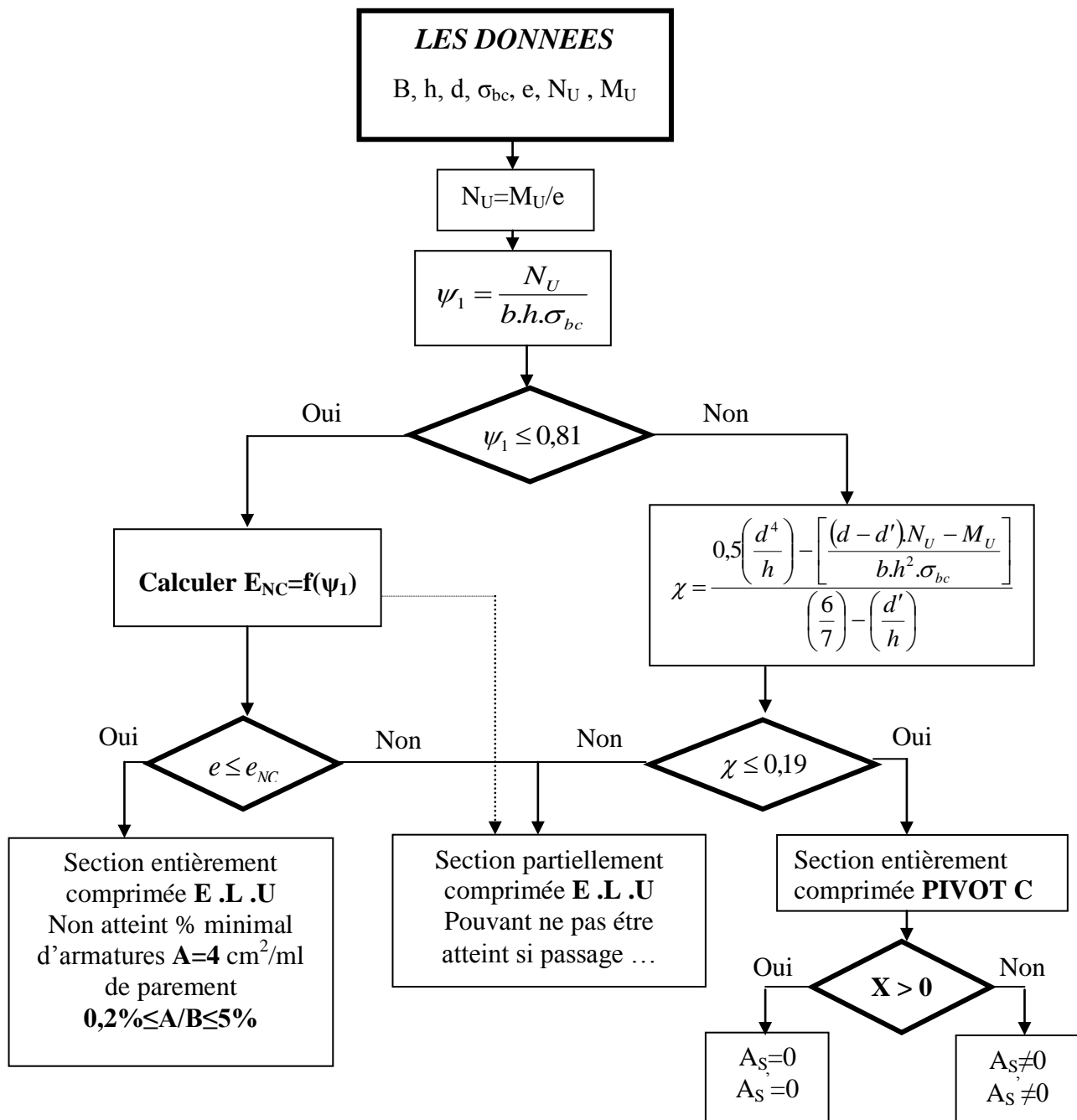
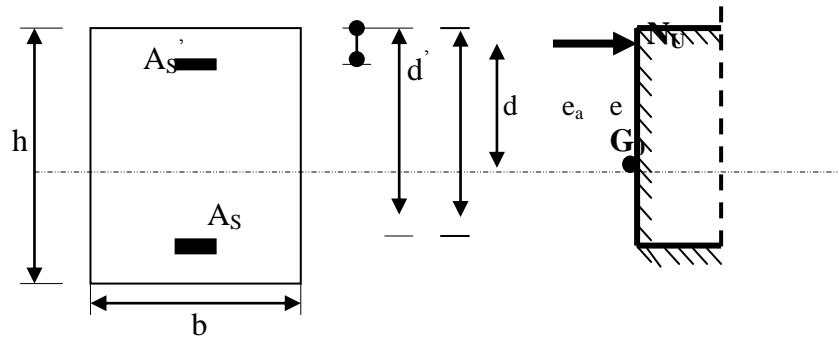
En fin, nous souhaitons que ce modeste travail apportera un plus à notre département et servira pour les promotions à venir

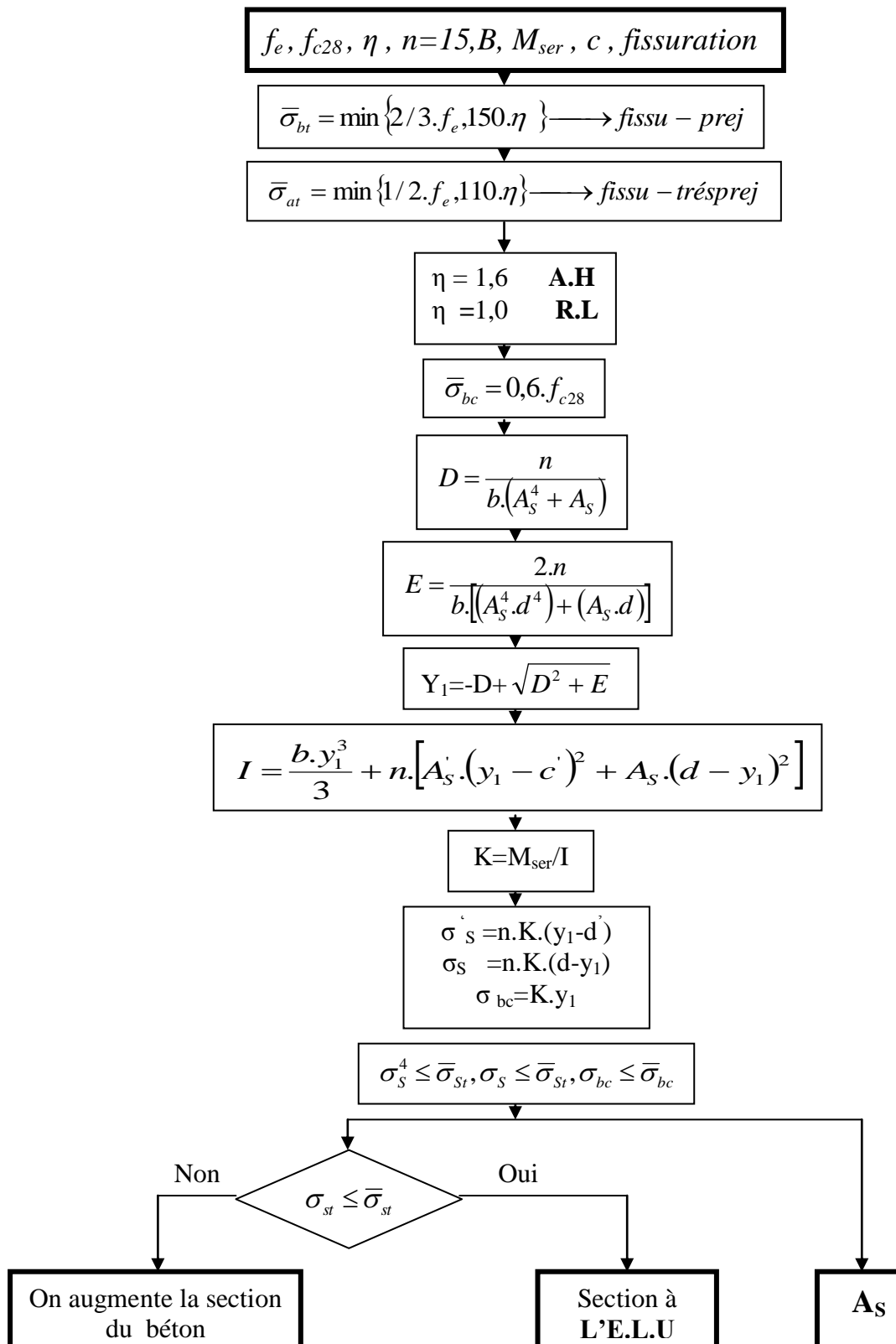
BIBLIOGRAPHIE

- [1] : Règles parasismiques Algériennes **RPA 99-version 2003** DTR-BC-248
- [2] : Cours de béton armé **BAEL 91 modifié 99** et DTU associés "JEAN-PIERRE MOUGIN édition EYROLLES 2000.
- [3] : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé **C.B.A.93**.
- [4] : Charges permanentes et charges d'exploitation DTR-BC-22.
- [5] : La construction en zone sismique, par **Victore Davidovici**.
- [6] : Règlement de neige et vent 99 **[R.N.V99]**.
- [7] : Conception et calcul des structures de bâtiment ; **Henry Thonier** (tome3).
- [8] : **DTU B-C 2.42** règles de conception et de calcul des parois et mur en béton banché.
- [9] : Formulaire du béton armé : volume2 ; construction par **Victore Davidovici**.
- [10] : Formulaire du Béton Armé: Volume 1; 'Eléments de Calcul', par **Victore Davidovici**.

ORGANIGRAMME -I-**SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE**

ORGANIGRAMME -II-**CALCUL D'UNE SECTION EN -Té- A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE**

ORGANIGRAMME -III-**CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION COMPOSEE**

ORGANIGRAMME -IV-**VERIFICATION D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.S**

ORGANIGRAMME-V-
FLEXION COMPOSEE A L' E.L.S

