

UNIVERSITE SAAD DAHLAB – BLIDA 1

Faculté de Technologie

Département de Génie Civil



MEMOIRE DE MASTER

Filière: **Génie civil**

Spécialité : **structure**

Thème:

CONCEPTION ET CALCUL PARASISMIQUE D'UN BATIMENT EN 2 S.SOL + RDC + 8 ETAGES CONTREVENTE PAR DES PORTIQUES ET DES VOILES EN BETON ARME

Etudié par

Bensidi Aissa Foued Zine Eddin

Maddi Abderrezak Nadhir

Encadré par :

Mme C. CHERFA M.A.A. U. de Blida

Promotion 2020/2021

Remerciements

On remercie Dieu le tout puissant pour la volonté et le courage qu'il nous a donné pour bien mener ce travail.

On tient à remercier vivement notre promotrice Madame Cherfa pour le temps qu'elle nous a consacré, pour son aide et ses précieux conseils.

On remercie les membres du jury, qui nous ont honoré en examinant notre travail.

Notre profonde reconnaissance aux enseignants qui ont contribué à notre formation.

Dédicace

A mes chers parents qui ont toujours été à mes cotés à m'encourager et me soutenir, à ma chère grand-mère pour ses prières, à mes très chères sœurs et à toute personne que j'aime je dédie ce modeste travail.

Nadhir

Dédicace

Je dédie ce travail à :

Mes parents, en particulier à ma très chère mère qui a fait tant de sacrifices pour que j'arrive où j'en suis aujourd'hui, qui a toujours été là pour me réconforter et m'accorder son soutien moral, que ce soit dans mes études ou en dehors. Ainsi que mon père et mes frères.

Mes amis Zakaria, Abdellatif, Racim, Amel et Halima. Mais aussi mes camarades Mossab et Akram pour avoir été une source de motivation durant l'élaboration de ce travail.

Pour finir je souhaite aussi remercier tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin dans mon parcours éducatif et universitaire en particulier.

Fouad

ملخص

يقدم هذا المشروع دراسة على محك كل ما حصلنا عليه من معارف خلال السنوات الخمسة الماضية.

فقد سمح لنا هذا العمل بفهم سلوك المبنى اثناء وقوع زلزال و اهمية الدراسة الجيدة و التنفيذ الجيد لأنه يجب علينا عدم نسيان ان المهندس المدني هو المسؤول عن امن و سلامة الاشخاص. يتم تحديد المتطلبات الأولى عند تصميم الهيكل من خلال معايير غير مطابقة للقواعد الزلزالية, تضاف اليها القوانين ذات صلة مباشرة بانشاء الاعمال في المناطق الزلزالية.

سمح لنا هذا العمل أيضا بمعرفة القواعد الجزائرية لمقاومة الزلازل R.P.A 99/2003 وبعض انظمة البناء الأخرى في الجزائر مثل B.A.E.L 91 و C.B. A 93.

يتميز المبنى المدروس بتصميم غير منتظم القياسات مم سمح لنا بفهم ظاهرة الالتواء، وقد اتاحة لنا هذه التجربة مواجهة المشكلات وتفسيرها و ايجاد حلول مناسبة لهذه الصعوبات.

تجرى الدراسة على مبنى يتكون من 8 طوابق + طابق ارضي + طابقين تحت الأرض، لاستخدام سكني و تجاري بولاية البليدة والمصنفة كمنطقة ذات نشاط زلزالي قوي (المنطقة الثالثة) حسب النظام الجزائري المضاد لزلزال.

اثناء تحليل الهيكل كان علينا ان نلاحظ النقاط التالية:

- ✓ في السعي للحصول على أبعاد مسبقة لعناصر الهيكلية من الضروري الرجوع الى المراجع المذكورة مسبقاً.
- ✓ يبقى الزلزال باعتباره حمولة ديناميكية خطيرة من اهم التأثيرات التي يجب علينا مراعاتها في تصميم وتنفيذ الهياكل.
- ✓ فحص قوة القص في القاعدة ضروري.
- ✓ تسليح الجدران بطريقة مبسطة تعتمد على الجهود، باستخدام برنامج الحاسوب ثلاثي الابعاد للحصول على النتائج اللازمة.
- ✓ التسليح والتصميم الجيدين بتركان الهيكل سليما لفترة طويلة من الزمن حتى في حالة حدوث زلزال.
- ✓ يعمد اختيار نوع الاساس على نوع التربة وحجم الأحمال الموزعة من الهيكل.
- ✓ بخصوص الاساسات فضلنا تقنية اللبشة والتي تسمح بتوزيع جيد للأحمال تحت الأرض.

الكلمات المفتاحية:

الدراسة الديناميكية, الهيكل, اللبشة, تسليح العناصر الاساسية

SAP2000, R.P.A99, C.B.A93, B.A.EL99

ABSTRACT

On this project we put to the test all our knowledge that we have acquired over the past five years.

this work allowed us to understand a building behavior during an earthquake and the importance of a good study and fine execution because we must not forget that the safety of human lives is the responsibility of the civil engineer, the first requirements when designing structures are given by the construction standards in the case of non-seismic situations, to these are added standards directly relevant to construction in seismic zones.

This work allowed us to understand the Algerian earthquake regulations, as well as other building codes such as C.B.A 93 and BAEL 91.

Our studied building is characterized by irregularities in plan which gave us the chance to better understand and fulfill different functions, this experience allowed to face problems and solve them.

The study will be carried on a two basement building+ ground floor +8 floors for residential and commercial purposes, located in the wilaya of Blida which is classified in seismic zone III according to the Algerian earthquake regulations.

During the analysis of our structure we noted the following points:

- ✓ To have a proper pre-dimensioning of our structural elements it was necessary to follow the construction building codes mentioned before.
- ✓ Currently, the earthquake as a dynamic load, one of the most important actions to consider in the design and calculation of structures.
- ✓ Checking the shear force at the base is necessary.
- ✓ The reinforcement of the walls was made by the simplified method based on the constraints.
- ✓ Good reinforcement and design will leave the structure intact for a long period even in the presence of the earthquake.
- ✓ Choosing the type of foundation depends on the type of soil and the volume of loads coming from the structures.
- ✓ For the foundation we opted for the raft footing, the former works like an inverted floor, ensuring a good distribution of loads under the ground.

Key words:

The study of structure dynamics, structures, raft, reinforcement of primary elements, SAP 2000, B.A.E.L 91, C.B.A 93, R.P.A 99

RESUME

Ce projet nous a permis de mettre en évidence les connaissances acquises lors de ces cinq dernières années.

Ce travail nous a permis toute fois de comprendre le comportement d'un bâtiment lors d'un séisme ainsi que l'importance d'une bonne étude et d'une bonne exécution, car il faut tout de même ne pas oublier que la sécurité des vies humaines reste la mission principale d'un ingénieur en génie civil, les premières exigences lors de la conception d'un ouvrage sont données par les normes de construction dans le cas de situations non sismiques, à celles-ci s'ajoute des normes pour les constructions en zones sismiques.

Ce travail nous a permis de bien comprendre les règlements parasismiques algériens ainsi que d'autres règlements tels que le B.A.E.L 91 et C.B.A 93.

L'étude du comportement dynamique de la structure, caractérisée par les irrégularités en plan nous a permis d'apprendre comment résoudre les problèmes qui en résultent.

L'étude sera menée sur un bâtiment avec 2 sous-sol +RDC+8 étages à usage de commerce et d'habitation situé à Blida qui est classé en zone sismique III selon les règlements parasismiques algériens.

Durant l'analyse de notre structure nous avons relevé les points suivants :

- ✓ Le pré dimensionnement des éléments doit être fait en se référant aux règlements B.A.E.L 91 C.B.A 93 et R.P.A 99.
- ✓ Le séisme en tant que chargement dynamique, reste l'une des plus importantes actions à considérer dans le cadre de la conception et le calcul des structures.
- ✓ La vérification de l'effort tranchant à la base est nécessaire et indispensable.
- ✓ Le ferrailage des voiles a été fait par la méthode simplifiée basée sur les contraintes.
- ✓ Un bon ferrailage et une bonne conception assure une meilleure durée de vie à la structure.
- ✓ Le choix du type de fondation dépend de la nature du sol et du volume des charges provenant de la structure.
- ✓ Nous avons choisi un radier général comme fondation pour notre structure celui-ci travaille comme un plancher renversé, assurant une bonne répartition des charges sur le sol.

Mots clés :

Etude dynamique, structures, ferrailage des éléments principaux, radier, SAP 2000, BAEL91
CBA 93 RPA 99

SOMMAIRE

Introduction générale1

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Introduction :.....1

I.1 Présentation de l'ouvrage.....1

I.1.1 Caractéristiques de l'ouvrage :.....1

I.1.2 Caractéristique géométriques :.....2

I.1.3 Ossature :.....2

I.1.4 Les planchers :.....2

I.1.5 Terrasse :.....2

I.1.6 Maçonnerie :3

I.1.7 Infrastructure:.....3

I.2 Les propriétés des matériaux :.....3

I.2.1 Béton :.....3

a. Résistance du béton :3

b. Module de déformation longitudinale du béton :4

c. Coefficient de poisson :.....4

d. Contrainte de compression du béton :.....4

I.2.2 Acier5

a. Les limites élastiques :5

b. Module d'élasticité des aciers :6

c. Les contraintes limites de calcul :6

d. Le coefficient d'équivalence :	7
I.3 Hypothèses de calcul aux états limites :	7
I.3.1. Hypothèse de calcul à l'ELU :	7
I.3.2. Hypothèse de calcul à l'ELS :	7

CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX.

II.1 Pré dimensionnement des planchers :	8
II.1.1 Plancher corps creux :	8
II.1.2 Plancher dalle pleine :	10
II.1.2.1 Plancher RDC.....	10
II.1.2.2 Balcon :	11
II.2 Evaluation des Charge et surcharge :	11
II.2.1 Charges permanentes :	11
II.2. 1.1 Corps creux :	11
II.2.1.2 Dalle pleine :	12
II.2.1.3 Maçonnerie :	12
II.2.1.4 Acrotère :	12
II.2.2 Charges d'exploitation :	13
II.3. Pré dimensionnement des poutres :	13
II.3.1 Poutre porteuse :	14
II.3.2 Poutre non porteuse :	14
II.3.3 Poutre de chaînage :	14
II.3.4 Dimensions finales des poutres :	15
II.4 Pré dimensionnement des voiles :	15
II.5 Pré-dimensionnement des poteaux :	16
II.5.1 Etapes de pré dimensionnement :	16

II.5.2 Dimensionnement des poteaux :.....	16
II.5.2.1 Poteau central :.....	17
II.5.2.2 Les poteaux d'angles :.....	21
II.5.2. 3 Les poteaux de Rive :.....	24
II.5.3 Récapitulatif des dimensions des poteaux :.....	25

CHAPITRE III : ETUDE DYNAMIQUE.

Introduction	26
III.1 Modélisation de la structure :.....	26
III.2 Modélisation de la rigidité :.....	26
III.2.1 Les éléments de portiques :.....	26
III.2.2 Les voiles :.....	26
III.2.3 Les planchers :.....	26
III.2.4 Connectivité sol/structure :.....	26
III.3 Modélisation de la masse :.....	26
III.4 Choix de la méthode de calcul :.....	27
III.5 Méthode modale spectrale :.....	27
III.5.1 Principe de la méthode :.....	27
III.5.3 Spectre de réponse de calcul :.....	27
III.5.4 Résultante des forces sismiques de calcul :.....	28
III.5.5 Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente.....	28
III.5.6 Estimation de la période fondamentale de la structure T:.....	29
III.5.7 Facteur de qualité Q :.....	30
III.6 Résultats de l'analyse sismique :.....	30
III.6.1 Résultantes des forces sismiques :.....	32
III.6.2 Vérification des déplacements inter étage :.....	32

III.6.3 Vérification spécifique sous sollicitations normales :.....	33
III.6.4 Justification du coefficient de comportement R :.....	33
III.6.4.1 Justification des voiles sous charges verticales :.....	34
III.6.4.2 Justification des portiques sous charges horizontale :.....	34

CHAPITRE IV : FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

Introduction :.....	35
IV.1 Ferrailage des poteaux	35
IV.1.1 Combinaison d'actions :.....	35
IV.1.2 Recommandations du « BAEL91 modifiée 99 » :.....	36
IV.1.3 Recommandations des « RPA 99 modifiée 2003 » :.....	36
IV.1.4 Calcul du ferrailage des poteaux :.....	37
IV.1.5 Choix des armatures :.....	40
IV.1.6 Vérification vis-à-vis de l'état limite de service :.....	40
IV.1.7 Vérification de la contrainte de cisaillement :.....	42
IV.1.8 Ferrailage transversal des poteaux.....	43
IV.1.9 Longueur de recouvrement :.....	45
IV.1.10 Ferrailage des poteaux du sous-sol :.....	45
IV.1.10.1 Calcul de l'effort normal pondéré :.....	46
IV.1.10.2 Calcul du ferrailage :.....	46
IV.2 Ferrailage des poutres :	48
IV.2.1 Les combinaisons d'actions :.....	48
IV.2.2 Recommandations des règlements :.....	48
IV.2.3 Calcul du ferrailage :.....	49
IV.2.4 Condition de non fragilité :.....	50
IV.2.4 Espacement :.....	50

IV.2.5 Vérification de l'effort tranchant :.....	50
IV.2.6 Vérification des contraintes à l'ELS :.....	51
IV.2.7 Vérification de la flèche :.....	52
IV.2.7.1 Poutre porteuse :.....	52
IV.2.7.2 Poutre non porteuse :.....	53
IV.2.7.3 Poutre de chaînage :.....	53
IV.2.8 Vérification de la contrainte thermique.....	54
IV.3 Ferrailage des voiles :	57
IV.3.1 Introduction de la méthode des contraintes	57
IV.3.2 Justifications sous sollicitations normales :.....	58
IV.3.2.1 Conditions d'application :.....	58
IV.3.2.2 Longueur de flambement (murs non raidi latéralement)	58
IV.3.2.3 Efforts de compression en ELU :.....	59
IV.3.3 Aciers minimaux :.....	60
IV.3.4 Cisaillement :.....	61
IV.3.5 Ferrailage des trumeaux :.....	61
IV.3.5.1 Aciers verticaux :.....	61
IV.3.5.2 Aciers horizontaux	62
IV.3.6 Exigence des RPA99 modifié 2003 :.....	62
IV.3.6.1 Aciers verticaux :.....	62
IV.3.6.2 Aciers horizontaux :.....	63
IV.3.6.3 Règles communes :.....	63
IV.3.7 Résultats du ferrailage des voiles :.....	64
IV.3.7.1 caractéristiques des voiles :.....	64
IV.3.7.2 Exemple de calcul du voile Vx1 :.....	65
IV.3.7.3 Contraintes limites :.....	65

IV.3.7.4 Armatures de traction (armatures verticales) :	65
IV.3.7.5 Armatures de joint de bétonnage (aciers de couture) :	66
IV.3.7.6 Aciers horizontaux.....	66
IV.3.7.7 Ferrailages longitudinales des voiles :	66
IV.3.7.8 Armatures de joint de bétonnage (aciers de couture) :	67
IV.3.7.9 Aciers horizontaux :	68
IV.3.8 Calcul des linteaux :	70
IV.3.8.1 Premier Cas $\tau_b \leq 0,06f_{c28}$	70
IV.3.8.2 Deuxième Cas $\tau_b > 0,06f_{c28}$	71
IV.3.8.3 Ferrailage minimal :	71
IV.3.8.4 Résultats du calcul des linteaux :	72
a) Linteau RDC sens X-X	72
b) Linteau (2 ^{ème} au 8 ^{ème}) sens X-X	73
c) Linteau (2 ^{ème} au 8 ^{ème}) sens Y-Y	74

CHAPITRE V : ÉTUDE DE LA FONDATION.

Introduction	75
V.1 Choix des fondations	75
V.3 Dimensionnement du radier	75
V.3.1 Epaisseur de la dalle	75
V.3.2 Dimensionnement des nervures	75
V.3.2.1 Condition de coffrage	75
V.3.2.2 La hauteur de la nervure	76
V.3.2.2.1 Condition de la flèche	76
V.3.2.2.2 Condition de raideur	76
V.3.3 Le choix final	76
V.3.4 Caractéristiques géométrique du radier	76

V.3.5 Vérifications nécessaires	77
V.3.5.1 Vérification de la stabilité du radier	77
V.3.5.3 Calcul et vérification des contraintes	78
V.3.5.4 Détermination des sollicitations les plus défavorables.....	79
V.3.6 Ferrailage du radier	79
V.3.6.1 Ferrailage de la dalle du radier	79
V.3.6.1.1 Détermination des efforts	79
V.3.6.1.2 Calcul du ferrailage	80
V.3.6.1.3Vérification des espacements	81
V.3.6.1.4Vérification de la condition de non fragilité	81
V.3.6.1.5Vérification des contraintes à l'ELS	81
V.3.6.1.6 Vérification de la contrainte tangentielle du béton	81
V.3.6.2 Ferrailage des nervures	82
V.3.6.2.1 Calcul des efforts	82
V.3.6.2.2 Calcul des armatures	83
V.3.6.2.3 Vérifications des contraintes à l'ELS.....	83
V.3.6.2.4 Vérification de la contrainte tangentielle du béton	83
V.3.6.2.5 Armatures transversales	84
V.3.6.2.6 Armatures de peau	84
V.3.6.3 ferrailage du débord	86
V.3.6.3 Voile périphérique	86
Introduction.....	86
V.3.6.3.1 Dimensions et exigences	86
V.3.6.3.2 Evaluation des charges.....	86
V.3.6.3.3 Calcul des efforts internes.....	87

V.3.6.3.4 Calcul du ferrailage des voiles périphériques	87
V.3.6.4 Vérifications	88
V.3.6.4.1 Condition de non-fragilité	88
V.3.6.4.2 Vérification de l'effort tranchant	88
V.3.6.4.3 Vérification des contraintes	88
Conclusion générale	

Liste des tableaux

Chapitre I

Tableau I.1: Dimensions en élévation et en plan de l'ouvrage.....	2
--	---

Chapitre II

Tableau II.1 : Evaluation des charges du plancher corps creux terrasse.....	11
Tableau II.2 : Evaluation des charges du plancher corps creux courant.....	12
Tableau II.3 : Evaluation des charges de la dalle pleine.....	12
Tableau II.4 : Evaluation de charge de la maçonnerie.....	12
Tableau II.5 : Charges d'exploitation.....	13
Tableau II.6 : Dimensions finales des poutres.....	15
Tableau II.7 : Dégression des surcharges d'exploitation.....	18
Tableau II.8 : Descente de charge du poteau central.....	19
Tableau II.9 : Choix de sections des poteaux centraux.....	20
Tableau II.10 : Vérification du critère de la résistance.....	21
Tableau II.11 : Descente de charge du poteau d'angle.....	21
Tableau II.12 : Choix des sections des poteaux d'angle.....	23
Tableau II.13 : Vérification du critère de la résistance.....	23
Tableau II.14 : Choix de sections des poteaux de rives.....	24
Tableau II.15 : Vérification du critère de la résistance.....	25
Tableau II.16 : Récapitulatif des dimensions des poteaux.....	25

Chapitre III

Tableau III.1 : Calcul de facteur de qualité.....	30
--	----

Tableau III.2 : Périodes et Taux de Participation Massique.....	31
Tableau III.3 : Vérification des déplacements inter étages.....	32
Tableau III.4 : Vérification de l'effort normal réduit (poteaux carrés).....	33
Tableau III.7 : Vérification des portiques sous 25% de l'effort tranchant d'étage.....	34

Chapitre IV

Tableau IV.1 : contraintes du béton et de l'acier.....	35
Tableau IV.2 : calcul du ferrailage des poteaux carrés.....	37
Tableau IV.2 : calcul du ferrailage des poteaux carrés (suite).....	38
Tableau IV.2 : calcul du ferrailage des poteaux carrés (suite).....	39
Tableau IV.3 : Pourcentage d'armature minimal.....	39
Tableau IV.4 : Choix d'armatures verticales des poteaux.....	40
Tableau IV.5 : Vérification des contraintes des poteaux a l'ELS.....	41
Tableau IV.5 : Vérification des contraintes des poteaux a l'ELS (suite).....	42
Tableau IV.6 : Vérification des contraintes de cisaillement des poteaux.....	43
Tableau IV.7 : Espacement des cadres des poteaux.....	44
Tableau IV.8 : Choix d'armatures transversales des poteaux.....	44
Tableau IV.9 : Ferrailage des poutres.....	49
Tableau IV.10 : Choix d'armatures longitudinales des poutres.	49
Tableau IV.11 : vérification de la condition de non fragilité.....	50
Tableau IV.12 : Vérification des espacements.....	50
Tableau IV.13 : Contrainte tangentielle et ferrailage transversal des poutres.....	51
Tableau IV.14 : Vérification des poutres à l'ELS.....	51
Tableau IV.15 : Récapitulatif du calcul de la flèche de la poutre porteuse.....	52
Tableau IV.16 : Vérification de la flèche de la poutre porteuse.....	53
Tableau IV.17 : Récapitulatif du calcul de la flèche de la poutre non porteuse.....	53
Tableau IV.18 : Vérification de la flèche de la poutre non porteuse.....	53
Tableau IV.19 : Récapitulatif du calcul de la flèche de la poutre de chaînage.....	53

Tableau IV.20 : Vérification de la flèche de la poutre de chaînage.....	53
Tableau IV.21 : Vérification de la contrainte thermique.....	54
Tableau IV.22 : Valeurs du coefficient « l_f/l ».....	59
Tableau IV.23 : Calcul de σ_{ba} et σ_{bna}	60
Tableau IV.24 : Sections minimales des aciers verticaux et horizontaux.....	60
Tableau IV.25 : Sections minimales des aciers transversaux.....	61
Tableau IV.26 : caractéristiques des voiles.	64
Tableau IV.27 : Calcul de σ_{ba} et σ_{bna} pour le voile Vx1.....	65
Tableau IV.28 : Calcul des armatures verticales pour Vx1.....	65
Tableau IV.29 : Calcul des armatures verticales du voile Vx1.....	66
Tableau IV.30 : Calcul des armatures verticales du voile Vx2.....	66
Tableau IV.31 : Calcul des armatures verticales du voile Vy1, Vy2, Vy3	67
Tableau IV.32 : Calcul des armatures verticales du voile Vy4.....	67
Tableau IV.33 : Calcul des aciers de couture des voiles du sens X-X.....	67
Tableau IV.34 : Calcul des aciers de couture des voiles du sens Y-Y.....	67
Tableau IV.35 : Calcul des aciers horizontaux des voiles du sens X-X.....	68
Tableau IV.36 : Calcul des aciers horizontaux des voiles du sens Y-Y.....	68

Chapitre V

Tableau V.1 : Caractéristiques géométriques du radier.....	76
Tableau V.2 : Contraintes sous le radier à l'ELU.....	79
Tableau V.3 : Contraintes sous le radier à l'ELS.....	79
Tableau V.4 : Ferrailage des panneaux du radier.....	80
Tableau V.5 : Vérification des contraintes à l'ELS.....	81
Tableau V.6 : Ferrailage des nervures sens (X-X).....	83
Tableau V.7 : Ferrailage des nervures sens (Y-Y).....	83
Tableau V.8 : Vérification des contraintes à l'ELS.....	83
Tableau V.9 : Vérification des contraintes à l'ELS.....	83

Tableau V.10 : Choix des armatures transversales.....	84
Tableau V.11 : calcul du ferrailage du débord.....	86
Tableau V.12 : Moments maximaux du voile périphérique.....	87
Tableau V.13 : Calcul du ferrailage des voiles périphériques.....	87
Tableau V.14 : Vérifications des contraintes à l'ELS.....	88

Liste des figures

Chapitre I

Figure I.1 : Vue en 3D de la structure.....	1
Figure I.2 : dimensions en plan de l'ouvrage.....	2
Figure I.3 : Diagramme contraintes-déformations à l'ELU.....	4
Figure I.3 : Diagramme contraintes-déformations de l'acier à l'ELU.....	6

Chapitre II

Figure II.1 : Vue en plan de l'étage courant (m).....	9
Figure II.2 : dimensions de l'acrotère.....	13
Figure II.3 : Schéma du voile.....	15
Figure II.4 : Section réduite du poteau.....	16
Figure II.5 : Surface reprise par le Poteau central.....	17
Figure II.6 : Surface reprise par le Poteau d'angle.....	21
Figure II.7 : Surface reprise par le Poteau de rive.....	24

Chapitre III

Figure III.1 : Disposition des voiles dans le modèle final.....	31
--	----

Chapitre IV

Figure IV.1 : Ferrailage du poteau RDC+SS.....	47
Figure IV.2 : Ferrailage du poteau 1er.....	47
Figure IV.3 : Ferrailage du poteau du 2ème + 3ème.....	47
Figure IV.4 : Ferrailage du poteau 4ème.....	47
Figure IV.5 : Ferrailage du poteau du 6ème + 7ème+8ème	47

Figure IV.6 : Ferrailage des poutres porteuses sur appui (cm).....	55
Figure IV.7 : Ferrailage des poutres porteuses sur travée (cm).....	55
Figure IV.8 : Ferrailage des poutres non porteuses sur appui (cm).....	55
Figure IV.9 : Ferrailage des poutres non porteuses sur travée (cm).....	55
Figure IV.10 : Ferrailage des chainages sur appui (cm)	56
Figure IV.11 : Ferrailage des chainages sur travée (cm).....	56
Figure IV.12 : Élément soumis à la flexion composée.....	57
Figure IV.13 : Dimensions en plan d'un mur.....	58
Figure IV.14 : Mur non raidi.....	58
Figure IV.15 : maillage d'un voile.....	62
Figure IV.16 : Disposition des armatures verticales dans un voile.....	63
Figure IV.17 : Disposition des voiles.....	64
Figure IV.18 : Ferrailage du voile Vx2 RDC (cm).....	68
Figure IV.19 : Ferrailage du voile Vx2 1er étage (cm).....	69
Figure IV.20 : Ferrailage du voile Vx2 du 2ème étage au 8ème étage (cm).....	69
Figure IV.21 : Ferrailage du voile Vy1 RDC et 1er (cm).....	69
Figure IV.22 : Ferrailage des linteaux.....	74

Chapitre V

Figure V.1 : Ferrailage de la dalle du radier sur travée sens X-X (cm).....	82
Figure V.2 : Ferrailage de la dalle du radier sur travée sens Y-Y (cm).....	82
Figure V.3 : Ferrailage des nervures sens X-X appui (cm).....	85
Figure V.4 : Ferrailage des nervures sens X-X travée (cm).....	85
Figure V.5 : Ferrailage des nervures sens Y-Y appui (cm).....	85
Figure V.6 : Ferrailage des nervures sens Y-Y travée (cm).....	85
Figure V.7 : Ferrailage du voile périphérique sens X-X par ml (cm).....	89
Figure V.8 : Ferrailage du voile périphérique sens Y-Y par ml (cm).....	89

Liste des symboles

Lettre latines en majuscule :

A: Coefficient d'accélération de la zone et le groupe d'usage appropriés.

A_c : Armatures de peau.

A_D : Armatures diagonales des linteaux.

A_g : Section transversale brute du voile.

A_r : Armatures de répartition.

A_s : Section d'acier.

A_x : Section d'armatures dans le sens x-x.

A_y : Section d'armatures dans le sens y-y.

B: Aire totale de la section de béton.

B_r : Section de béton réduite.

C_p : Facteur de force horizontale.

E_{ij} : Module d'élasticité longitudinale instantané du béton.

E_s : Module d'élasticité longitudinale de l'acier.

E_{vj} : Module d'élasticité longitudinale différé du béton.

F_p : Force horizontale.

G: Poids propre.

I: Moment d'inertie.

I_0 : Moment d'inertie de la section rectangulaire homogène du béton.

I_{fi} : Moment d'inertie fictif instantané.

I_{fv} : Moment d'inertie fictif différé.

K: Coefficient de flambement.

L_f : Longueur de flambement.

L_x : Longueur libre du panneau dans le sens $x-x$.

L_y : Longueur libre du panneau dans le sens $y-y$.

M_0 : Moment isostatique.

M_a : Moment sur appui.

M_f : Moment fictif.

M_i : Moment sur appui intermédiaire.

M_R : Moment de renversement.

M_S : Moment stabilisateur.

M_{ser} : Moment fléchissant de service.

M_t : Moment en travée.

M_u : Moment fléchissant ultime.

M_x : Moment de la dalle dans le sens $x-x$.

M_y : Moment de la dalle dans le sens $y-y$.

N_{ser} : Effort normal de service.

N_u : Effort normal ultime.

P_n : Effort nominal limite de la section transversale du voile.

Q : Surcharge d'exploitation.

R : Facteur de comportement.

S_t : Espacement des armatures transversales.

T_{bz} : Largeur des éléments de rives des voiles.

T_{ser} : Effort tranchant de service.

W_p : Poids de l'acrotère.

Lettres latines en minuscule :

c, c': Enrobage.

c_g: Diamètre du plus gros granulat.

d: Bras de levier des armatures.

f_{c28}: Résistance du béton à la compression à 28 jours.

f_{cj}: Résistance du béton à la compression à « j » jours.

f_{t28}: Résistance du béton à la traction à 28 jours.

f_e, f_y: Contrainte limite élastique de l'acier.

f_{tj}: Résistance du béton à la traction à « j » jours.

f_b: Contrainte du béton.

h_{cr}: Hauteur critique du voile.

h_e: Hauteur libre d'étage.

h_w: Hauteur totale du voile mesurée à partir de la base jusqu'au sommet de la structure.

i: Rayon de giration.

j: Jours.

l_R: Longueur de recouvrement.

l_w: Longueur du voile en plan.

Lettres grecques en majuscule :

Δ_{ft}: Flèche totale.

Δ_L: Déformation absolu.

Δ_{ek}: Déplacement élastique relatif entre étages.

Ø_l: Diamètre d'armatures longitudinales.

Ø_t: Diamètre d'armatures transversales.

Lettres grecques en minuscule :

α : Coefficient de réduction.

δ_{ek} : Déplacement élastique d'étage.

ξ_{bc} : Déformation (raccourcissement) relative du béton.

ξ_{es} : L'abscisse limite de la droite d'élasticité de l'acier.

ξ_s : Déformation (allongement) relative de l'acier.

η : Coefficient d'équivalence.

λ, λ_g : Elancement de l'élément.

μ : Moment réduit.

θ : Coefficient qui tient compte la durée de l'application des charges.

γ_b : Coefficient de sécurité du béton.

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier.

ρ_b : Poids volumique du béton.

σ_{bc} : Contrainte du béton.

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite de service du béton.

σ_{ba} : Contrainte de compression du béton armé des voiles.

σ_{bna} : Contrainte de compression du béton non armé des voiles.

σ_s : Contrainte de l'acier.

σ_{ser} : Contrainte de compression du béton à l'ELS.

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

σ_u : Contrainte de compression du béton à l'ELU.

τ_u : Contrainte tangentielle du béton.

$\bar{\tau}_u$: Contrainte tangentielle admissible du béton.

ν : Coefficient de Poisson.

Introduction générale

Durant la vie d'un bâtiment celui-ci est susceptible d'être sollicité par un chargement dynamique de type sismique mettant en risque sa stabilité et sa résistance, c'est dans ce but qu'intervient l'étude parasismique pour analyser le comportement de la structure vis-à-vis de ce chargement.

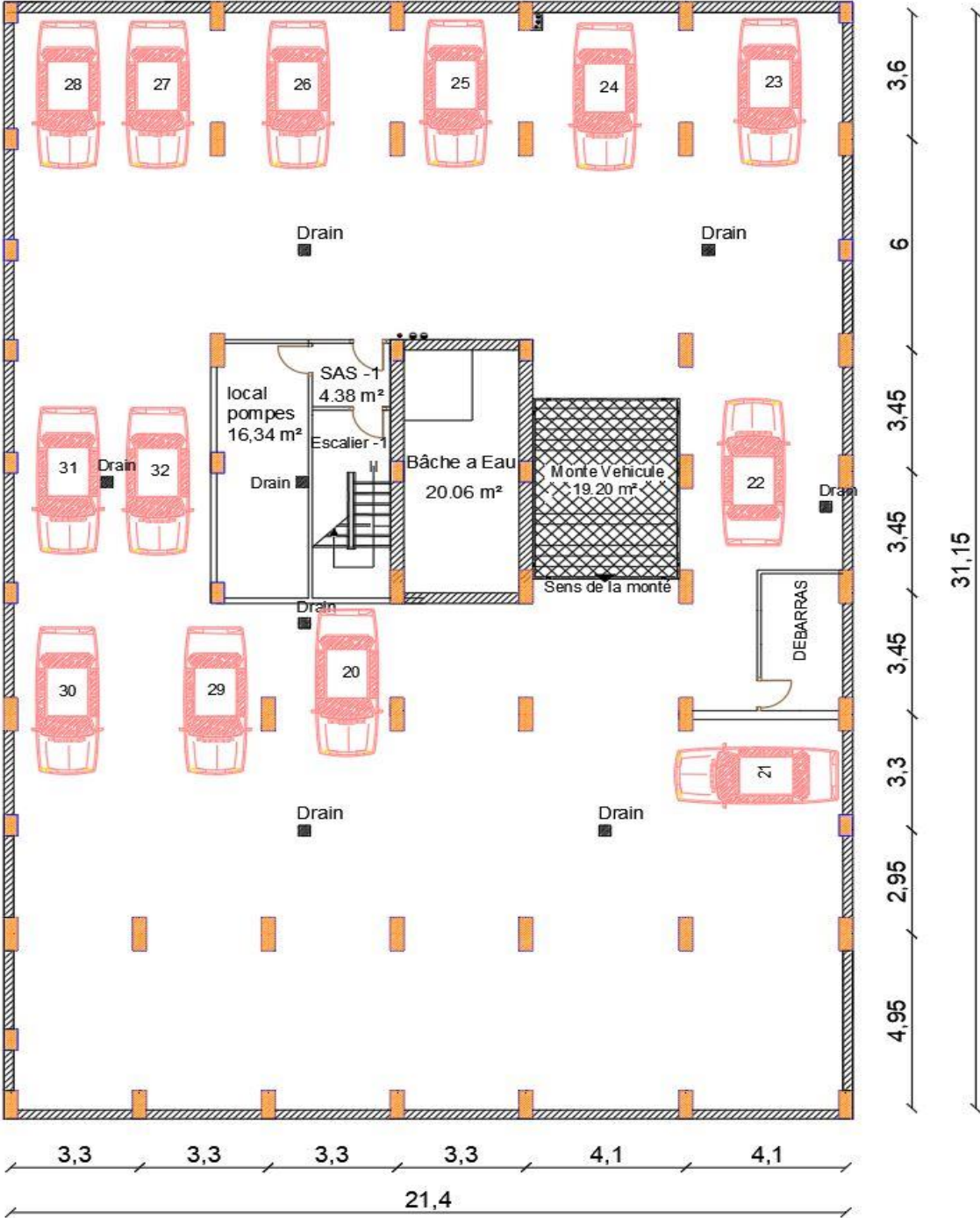
C'est dans ce sens que s'inscrit notre étude « Conception et calcul parasismique d'un bâtiment en béton armé en 2S.sol + RDC + 8 étages contreventé par des portiques et des voiles en béton armé » qui consiste à :

Présenter les différentes caractéristiques de l'ouvrage, le prédimensionnement des éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles), l'évaluation des charges et surcharges sollicitant notre ouvrage, ensuite l'étude dynamique qui sera menée sur un modèle numérique avec le logiciel SAP 2000 qui nous permettra de connaître le comportement de notre structure, de déterminer ces caractéristiques dynamiques propres et éventuellement le dimensionnement de notre structure.

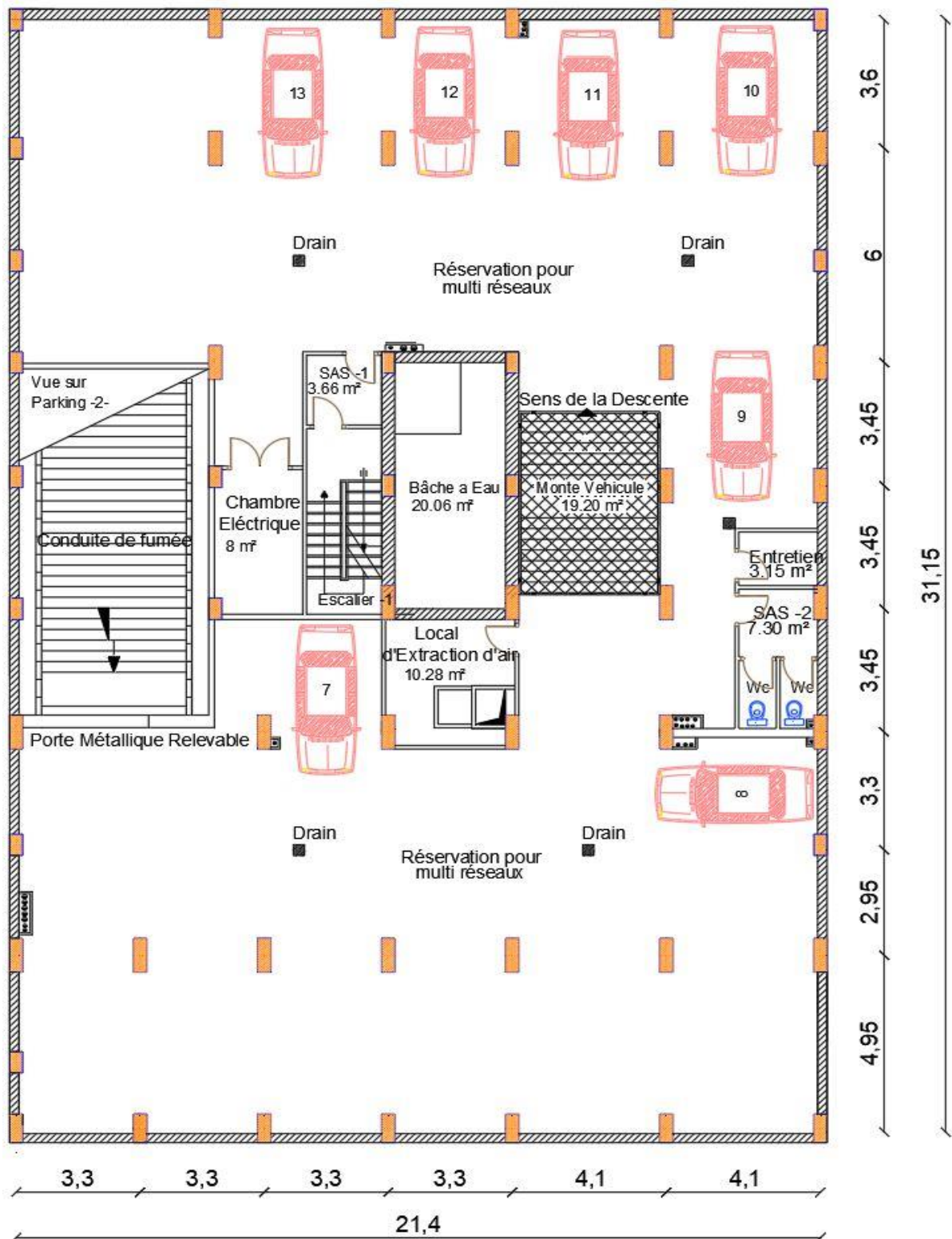
Après il y'aura lieu à calculer le ferrailage des éléments résistant à partir des résultats de l'analyse sismique.

Le dernier chapitre portera sur le calcul de la fondation.

LES PLANS

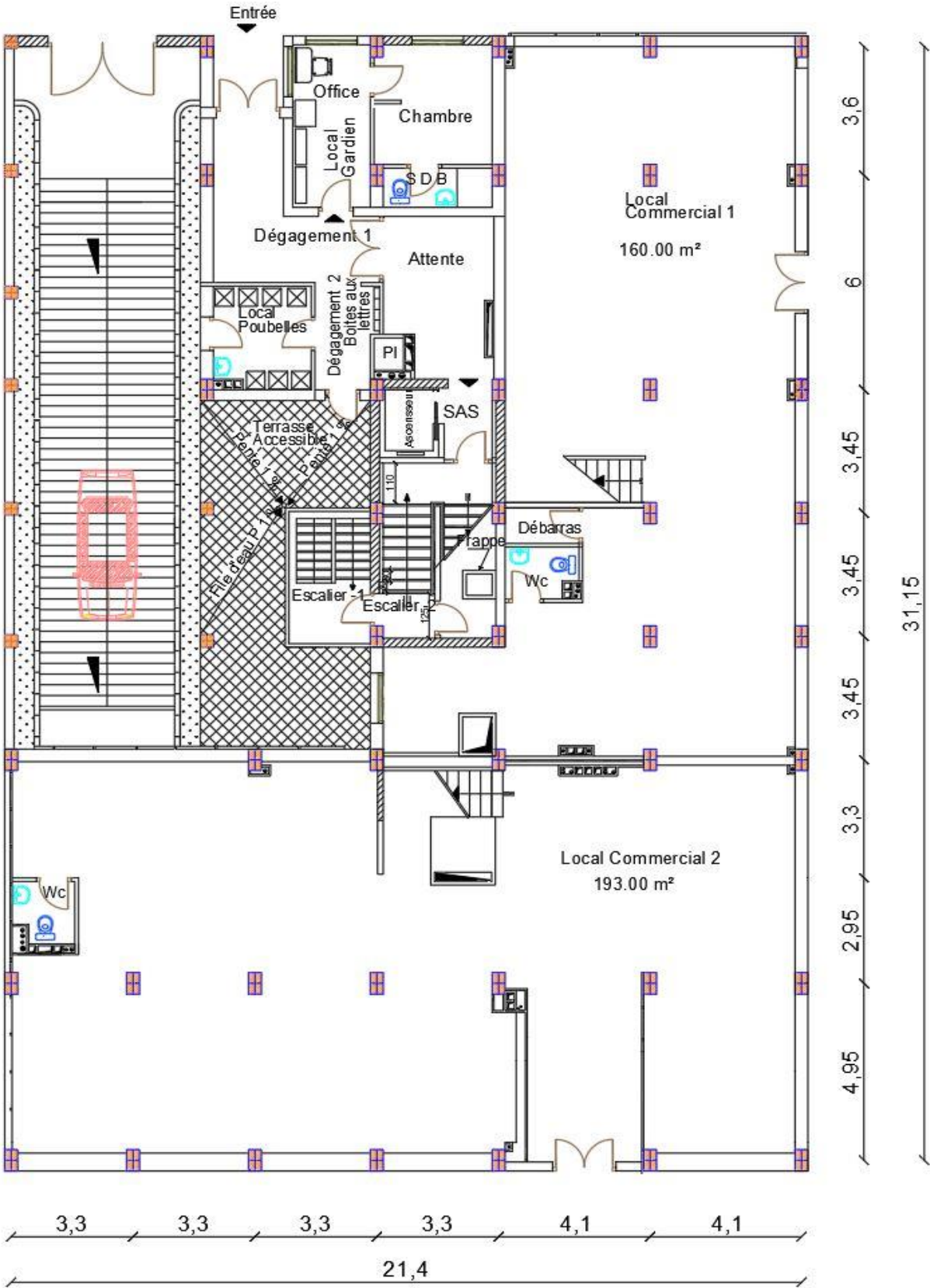


Sous-sol 1



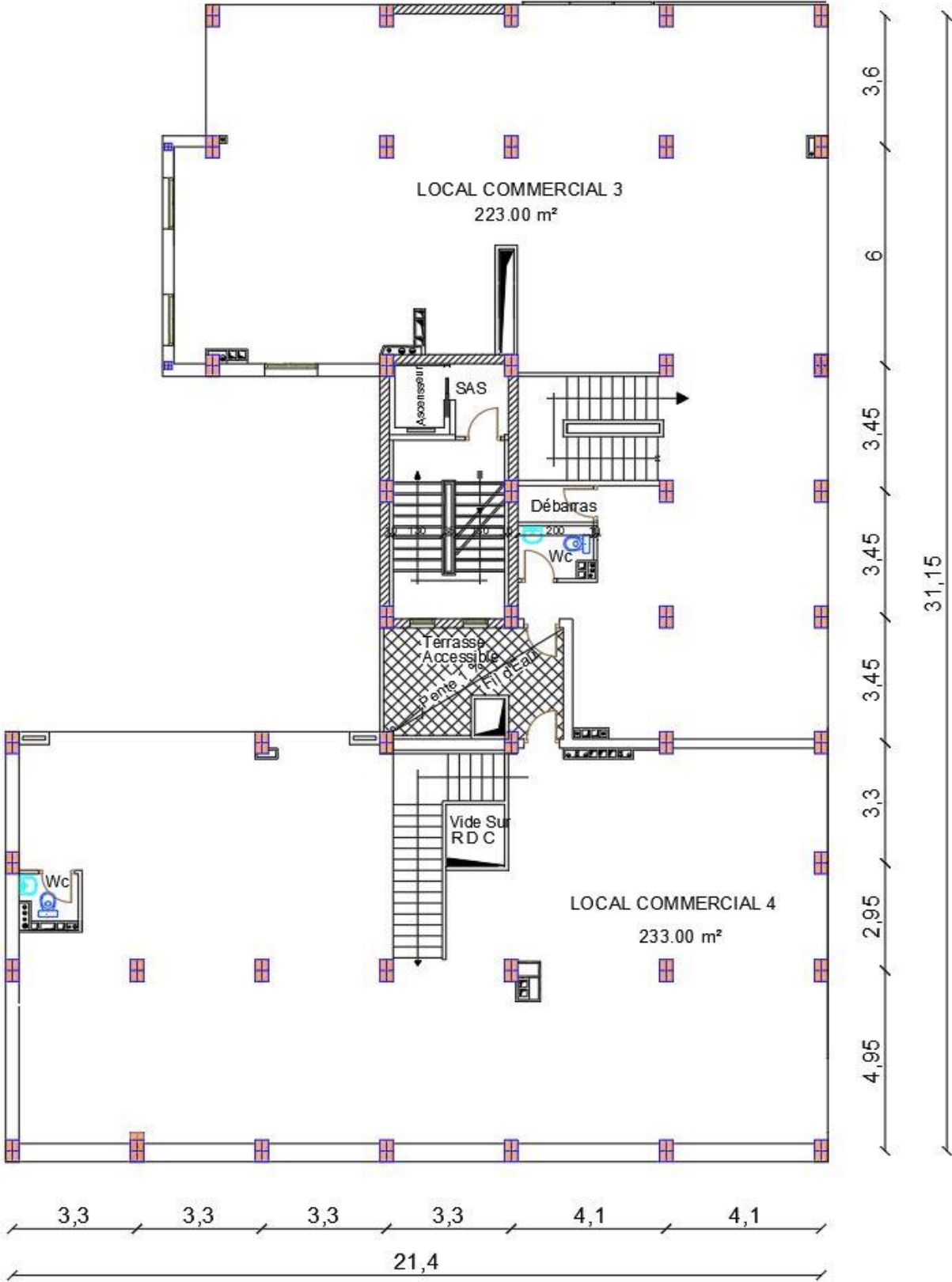
Sous-sol 2

Conception et calcul parasismique d'un bâtiment RDC+8 en Béton armé.



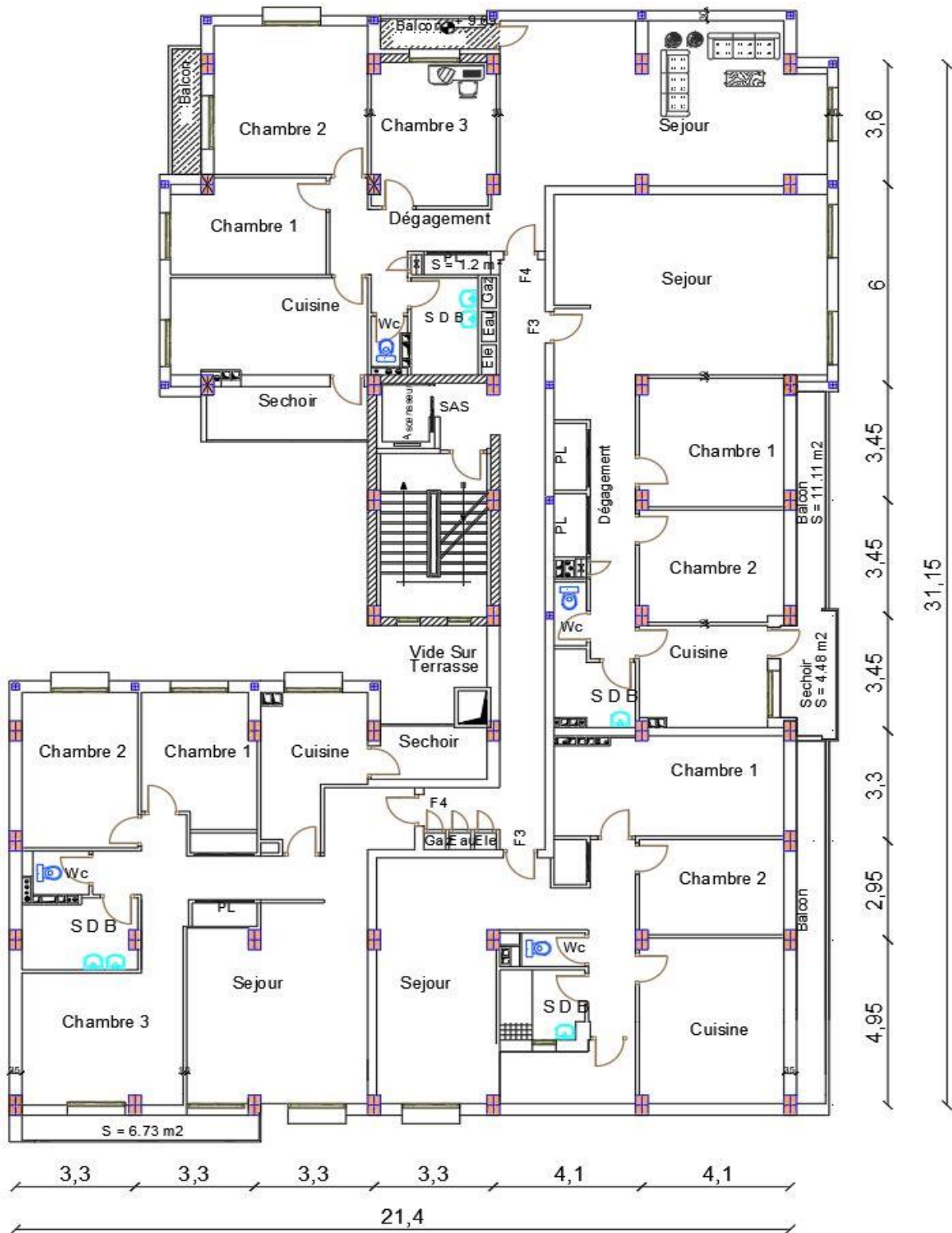
R.D.C

Conception et calcul parasismique d'un bâtiment RDC+8 en Béton armé.



1^{er} Etage

Conception et calcul parasismique d'un bâtiment RDC+8 en Béton armé.



2^{ème} Etage

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.

Introduction :

Ce chapitre porte sur la présentation de l'ouvrage, ses caractéristiques géométriques ainsi que les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés.

I.1 Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage est un bâtiment à usage commercial et d'habitation, implanté à Blida commune de la wilaya de Blida qui est classé selon le règlement parasismique algérien, zone de forte sismicité « **zone III** » le bâtiment est un ouvrage courant d'importance moyenne selon le RPA classé « **groupe 2** ».

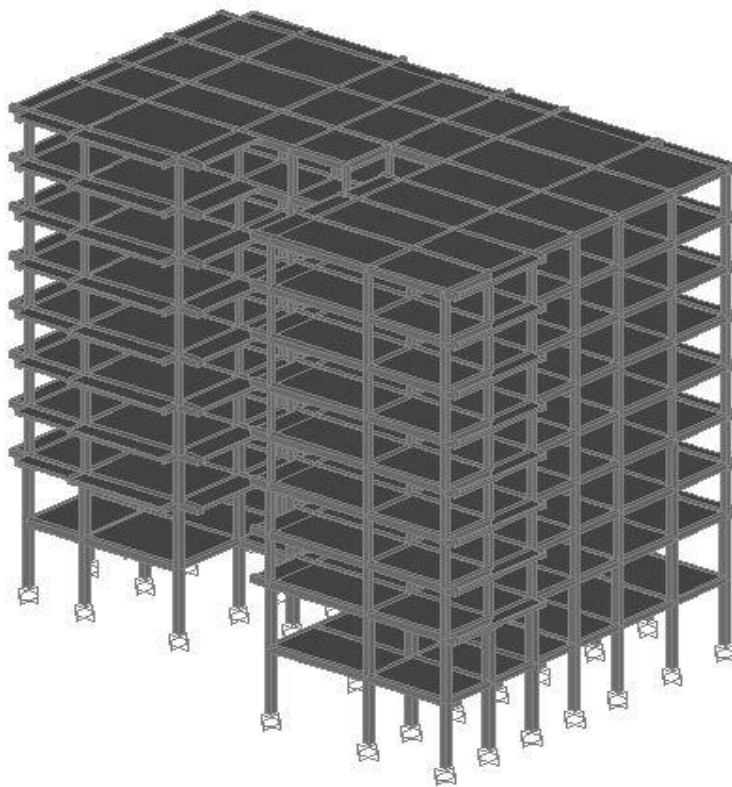


Figure I.1 : Vue en 3D de la structure.

I.1.1 Caractéristiques de l'ouvrage :

L'ouvrage est de forme irrégulière en plan, il se compose d'un RDC+8 étages, d'une terrasse inaccessible et deux sous-sols.

Les sous-sols sont d'usage parking pour l'immeuble, les RDC et le premier étage sont des locaux commerciaux, quant au reste des étages ils sont à usage habitation.

I.1.2 Caractéristique géométriques :

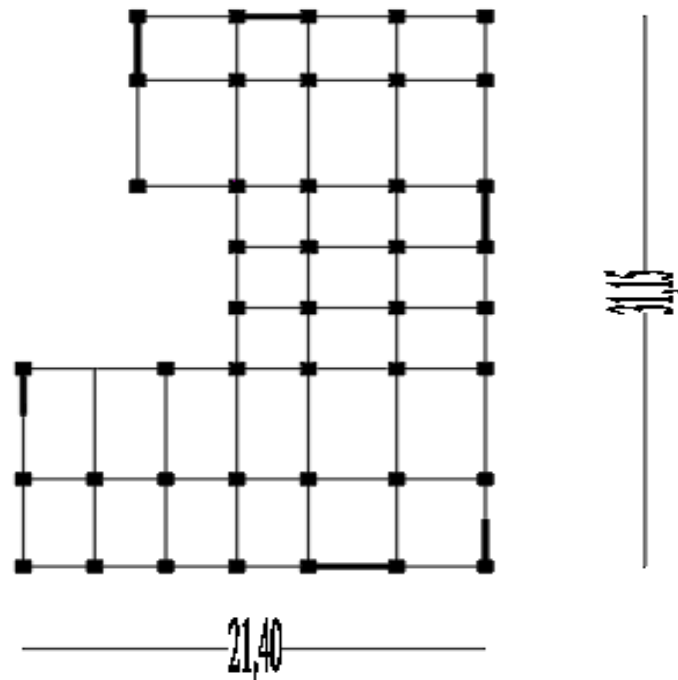


Figure I.2 : dimensions en plan de l'ouvrage (m).

Tableau I.1: Dimensions en élévation et en plan de l'ouvrage.

Dimensions en élévation (m)	Hauteur totale	29,42
	Hauteur RDC, 1 ^{er}	4
	Hauteur étages courants	3,06
	Hauteur 1 ^{er} S.sol	3,24
	Hauteur 2 ^{ème} S.sol	2,7
Dimensions en plan (m)	Largeur totale	21,40
	Longueur totale	31,15

I.1.3 Ossature :

En se référant au RPA 99 version 2003 qui exige que pour toutes structures dépassant une hauteur de 8m en zone III, le type de contreventement sera mixte (voiles-portiques).

I.1.4 Les planchers :

Les planchers sont des éléments plans dont l'épaisseur est faible par rapport à leurs dimensions. Pour notre cas on a opté pour un plancher en dalle pleine pour le RDC et les balcons et un plancher en corps creux pour le reste des étages.

I.1.5 Terrasse :

Il existe un seul type de terrasse dans le bâtiment étudié qui est inaccessible.

I.1.6 Maçonnerie :

Les murs de notre structure seront exécutés en brique creuse.

- **Murs extérieurs** : ils seront constitués
 - d'une double cloison de 30cm d'épaisseur.
 - Brique creuse de 15 cm d'épaisseur pour la paroi externe du mur.
 - L'âme d'air de 5 cm d'épaisseur.
 - Brique creuse de 10 cm d'épaisseur pour la paroi interne du mur.
- **Murs intérieurs** : ils seront constitués de cloisons de 10 cm d'épaisseur qui servent à séparer deux services et une double cloison de 25 cm d'épaisseur qui sert à séparer deux logements voisins (une cloison de 10cm d'épaisseur pour la face externe et interne).

I.1.7 Infrastructure:

Elle sera réalisée en béton armé coulée sur place, elle doit constituer un ensemble résistant et rigide capable de remplir les fonctions suivantes :

- a- Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.
- b- Limiter les tassements différentiels.
- c- Transmettre les charges horizontales (charges sismiques) et les charges verticales au sol d'assise de la structure.
- e- La contrainte admissible du sol vaut 2,5 bars.
- f- La catégorie de site est S3.

I.2 Les propriétés des matériaux :

I.2.1 Béton :

a. Résistance du béton :

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression, et sa résistance à la traction, mesurée à "j" jours d'âge.

- **Résistance à la compression** : Désignée par f_{c28} (résistance à la compression à 28 jours), elle est obtenue par écrasement en compression axiale sur des éprouvettes cylindriques normalisées (16×32) cm² dont la hauteur est double du diamètre et leurs sections est de 200 cm². Pour les ouvrages courants, on admet une résistance caractéristique à la compression à 28 jours égale à 25 MPa.
- **Résistance à la traction** :

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

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \text{ (MPa)} \quad [4]$$

NB : Notre béton est caractérisé par : $f_{c28} = 25\text{MPa}$ et $f_{t28} = 2,1\text{MPa}$.

b. Module de déformation longitudinale du béton :

Ce module est connu sous le nom de module de Young ou de module d'élasticité longitudinal ; il est défini sous l'action des contraintes normale à courte et à longue durée.

➤ **Module de déformation instantané :**

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantané E_{ij} du béton âgé de « j » jours est égale à :

$$E_{ij} = 11\,000 \cdot (f_{cj})^{1/3} \text{ (MPa)} \quad [4]$$

➤ **Module de déformation différé :**

Il est réservé spécialement pour des charges de durée d'application supérieure à 24 heures ; ce module est défini par :

$$E_{vj} = 3700 \cdot (f_{cj})^{1/3} \text{ (MPa)} \quad [4]$$

NB :

$$\text{Pour notre cas : } f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow \begin{cases} E_{ij} = 32\,164,20 \text{ MPa} \\ E_{vj} = 10\,818,87 \text{ MPa} \end{cases}$$

c. Coefficient de poisson :

Il représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

$$\nu = \frac{\text{allongement relatif du coté de la section}}{\text{raccourcissement relatif longitudinal}}$$

$\nu = 0,2$ pour le calcul des déformations et pour les justifications aux états-limites de service (béton non fissuré).

$\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations et dans le cas des états – limites ultimes (béton fissuré).

d. Contrainte de compression du béton :

1-Etat- Limite Ultime « E. L. U » :

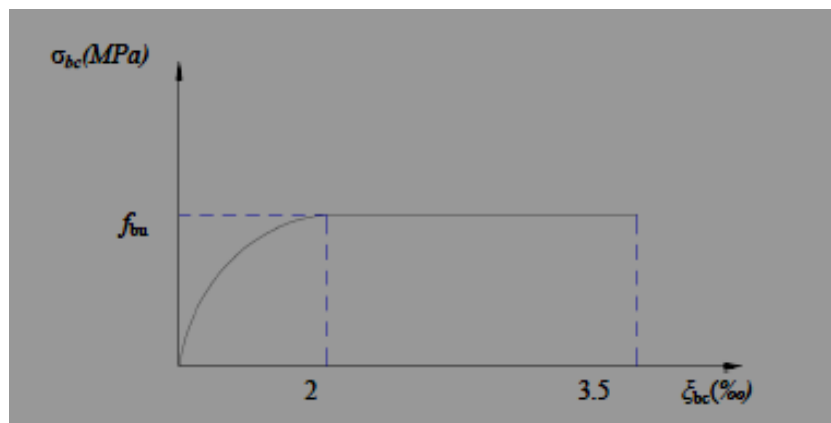


Figure I.3 : Diagramme contraintes-déformations à l'ELU.

Le diagramme déformations contraintes de calcul pouvant être utilisé dans tous les cas est le diagramme dit « **parabole rectangle** ». La contrainte ultime du béton en compression à L'ELU,

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} \quad [4]$$

- $\gamma_b = 1,5$ situations durables.
- $\gamma_b = 1$ situations accidentelles.
- θ = coefficient qui est en fonction de la durée d'application des actions
- $\theta = 1$ si la durée d'application est supérieure à 24 heures.
- $\theta = 0,9$ si la durée d'application est entre 1 heure et 24 heures.
- $\theta = 0,85$ si la durée d'application est inférieure à 1 heure.

NB : γ_b coefficient de sécurité :

$$\gamma_b = 1,50 \text{ en situation courante } f_{bc} = 14,20 \text{ MPa}$$

$$\gamma_b = 1,15 \text{ en situation accidentelle } f_{bc} = 18,48 \text{ MPa}$$

2. Etat limite de service « E. L. S » :

Etat limite de service est un état de chargement au-delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue.

Le bâtiment doit vérifier les trois critères suivants :

- Compression du béton.
- L'ouverture des fissures.
- Déformation des éléments de la construction.

La contrainte limite de service est donnée par :

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

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

I.2.2 Acier

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction, nous utiliserons les types d'aciers suivants :

- **Les barres à haute adhérence (HA) :** FeE 500 pour les armatures longitudinales.
- **Treillis soudés (TS) :** TLE52 pour les dalles de compression.

a. Les limites élastiques :

Les ronds lisses (R.L) $f_e = 235 \text{ MPa}$

Barres à haute adhérence (HA) $f_e = 500 \text{ MPa}$

b. Module d'élasticité des aciers :

Les aciers sont aussi caractérisés par le module d'élasticité longitudinale ; les expériences ont montré que sa valeur est fixée quel que soit la nuance de l'acier.
 $E_s = 200\ 000\ \text{MPa}$.

c. Les contraintes limites de calcul :

➤ **Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U) :**

On adopte le diagramme contrainte- déformation suivant :

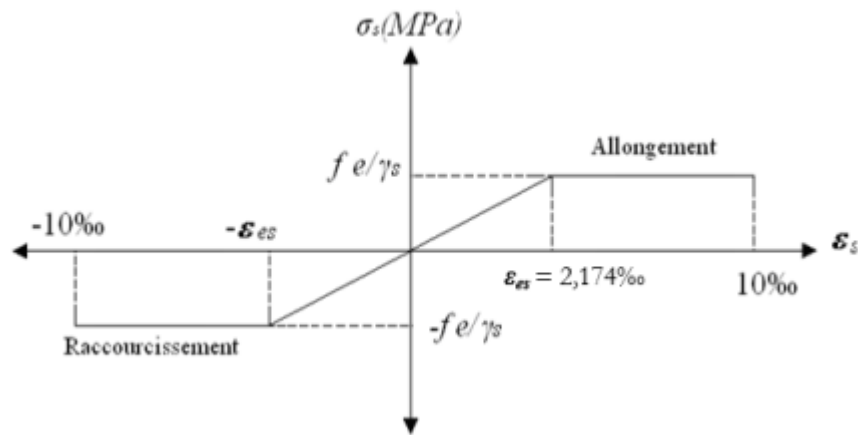


Figure I.4 : Diagramme contraintes-déformations de l'acier à l'ELU.

f_e : Contrainte limite élastique.

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

ξ_{bc} : Déformation (allongement) relative de l'acier $\implies \zeta_s = \frac{\Delta L}{L} \implies, \zeta_{es} = \frac{f_e}{E_s \gamma_s}$

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier $\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{situations durable ou transitoires} \\ 1,00 & \text{situations accidentelles} \end{cases}$

Pour les aciers FeE500, $\zeta_{es} = 1,74\%$

➤ **Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S) :**

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

Fissuration peu nuisible : pas de vérification.

Fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; \text{Max}(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}})\right)$

Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = 0,8 \xi\ \text{MPa}$

Avec :

η : coefficient de fissuration, $\eta = \begin{cases} 1,00 & \text{pour les aciers ronds lisse} \\ 1,60 & \text{pour les aciers à haute adhérence} \end{cases}$

d. Le coefficient d'équivalence :

Le coefficient d'équivalence noté « n » est défini par :

$$n = \frac{E_s}{E_b} \begin{cases} n: \text{coefficient d'équivalence} \\ E_s: \text{Module de déformation de l'acier} \\ E_b: \text{Module de déformation du béton} \end{cases}$$

I.3 Hypothèses de calcul aux états limites :

I.3.1. Hypothèse de calcul à l'ELU :

H1 : Conservation des sections planes (diagramme linéaire des déformations).

H2 : Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures d'acier et le béton.

H3 : Le béton tendu est négligé dans le calcul.

H4 : Le raccourcissement unitaire du béton est limité à $\epsilon_{bc}=3,5\%$ dans le cas de flexion simple ou composée et de 2 ‰ dans le cas de compression simple.

I.3.2 Hypothèse de calcul à l'ELS :

H1 : Conservation des sections planes.

H2 : Glissement entre l'acier et le béton est négligeable.

H3 : Le béton tendu est négligé dans le calcul.

H4 : Les contraintes de compressions du béton, et de leurs déformations élastiques :

$$\sigma_b = E_b \times \epsilon_b$$

$$\sigma_s = E_s \times \epsilon_s$$

H5 : Par convention le coefficient d'équivalence entre l'acier et le béton et : $\eta = \frac{E_s}{E_b} = 15$.

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments structuraux.

Introduction :

Le pré dimensionnement est une étape cruciale pour déterminer les sections préliminaires des éléments constituant la structure afin d'assurer la résistance et la stabilité de cette dernière,

Les règlements « **RPA99 version 2003** », « **CBA93** » et le « **BAEL91 modifié 99** » nous donnent une idée sur le minimum à prendre en considération pour des sections à la fois sécuritaire et économique,

Le pré dimensionnement se fera du sommet vers le bas :

- Les planchers
- Les poutres
- Les voiles
- Les poteaux

II.1 Pré dimensionnement des planchers :

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions, vu que les portées ne sont pas importantes on optera pour un plancher en corps creux pour les étages courants, en ce qui concerne le RDC et les Balcons on optera pour des dalles pleines.

II.1.1 Plancher corps creux :

Les planchers à corps creux sont constitués de :

- poutrelles préfabriquées
- entrevous (éléments à corps creux)
- dalle de compression (hourdis)

Selon le CBA93, on doit dimensionner le plancher selon la condition suivante :

$$\frac{L}{25} < h < \frac{L}{20}$$

Avec :

h : épaisseur de la dalle de compression corps creux,

L : portée maximale entre nus d'appuis dans le sens des poutrelles,

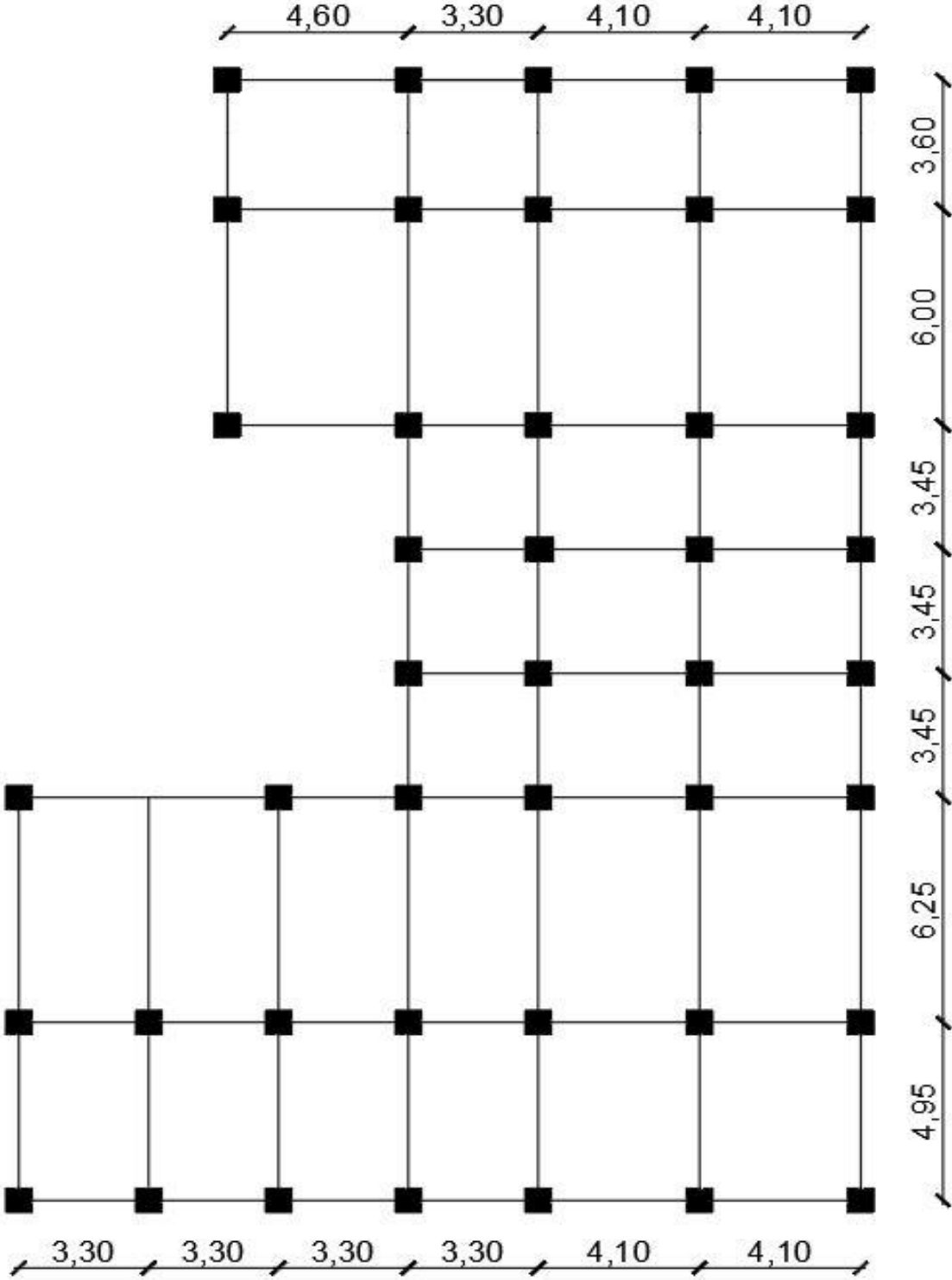


Figure II.1 : Vue en plan de l'étage courant.

$$h_t = \frac{L}{22,5} \rightarrow h_t = 18,88 \text{ cm}$$

Pour : $L = 4,25 \text{ m} = 425 \text{ cm}$

Pour une épaisseur de 21 cm

Avec : 16 cm : épaisseur du corps creux.

5 cm : épaisseur de la dalle de compression.

II.1.2 Plancher dalle pleine :

L'épaisseur des dalles sera déduite à partir des conditions suivantes pour le RDC et les balcons.

II.1.2.1 Plancher RDC

- Isolation phonique :

Selon les règles techniques « CBA93 » en vigueur en Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 15 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

- Résistance au feu :

$e = 7 \text{ cm}$ pour une heure de coupe-feu.

$e = 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe-feu.

- Résistance à la flexion :

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

- Dalle reposant sur deux appuis : $\frac{Lx}{35} < e < \frac{Lx}{30}$

- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{Lx}{50} < e < \frac{Lx}{40}$

Avec :

Lx : La petite portée du panneau le plus sollicité,

Dans notre cas les dalles reposent sur quatre appuis dont la plus petite portée est de l'ordre de 4,25 m

On aura donc : $8,5 \leq e \leq 10,6$

D'après les conditions précédentes, l'épaisseur des dalles pleines est :

$$e \geq \max(11 ; 15 ; 10,6) \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \mathbf{e = 15 \text{ cm,}}$$

II.1.2.2 Balcon :

- Résistance à la flexion :

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

- Dalle reposant sur deux appuis : $\frac{Lx}{35} < e < \frac{Lx}{30}$

- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{Lx}{50} < e < \frac{Lx}{40}$

Avec :

Lx : La portée du balcon.

Dans notre cas les dalles reposent sur deux appuis dont la plus petite portée est de l'ordre de 1,4m

On aura donc : $4 \leq e \leq 4,6$

D'après les conditions précédentes, l'épaisseur des dalles pleines :

$e \geq \max(11 ; 15 ; 4,6) \text{ cm} \rightarrow e = 15 \text{ cm,}$

II.2 Evaluation des Charge et surcharge : [3]

II.2.1 Charges permanentes :

II.2. 1.1 Corps creux :

➤ Plancher Terrasse :

Tableau II.1 : Evaluation des charges du plancher corps creux terrasse.

Gravillon de protection (e = 5 cm ; $\rho = 17 \text{ kN/m}^3$)	0,85 kN/m ²
Etanchéité multicouches (e = 2 cm ; $\rho = 6 \text{ kN/ m}^3$)	0,12 kN/m ²
Forme de pente ($e_{\text{moy}} = 10 \text{ cm}$; $\rho = 22 \text{ N/ m}^3$)	2,20 kN/m ²
Isolation thermique (e = 4 cm ; $\rho = 4 \text{ kN/ m}^3$)	0,16 kN/m ²
Dalle corps creux (ep = 16+5 cm)	2,91 kN/m ²
Enduit en plâtre (e = 2 cm ; $\rho = 10 \text{ kN/ m}^3$)	0,20 kN/m ²
Somme	6,44 kN/m²

➤ Etage Courant :

Tableau II.2 : Evaluation des charges du plancher corps creux courant.

Carrelage (e = 2 cm ; $\rho = 0,2 \text{ kN/m}^3$)	0,50 kN/ m ²
Mortier de pose (e = 2 cm ; $\rho = 20 \text{ kN/m}^3$)	0,40 kN/ m ²
Lit de sable (e = 3 cm ; $\rho = 19 \text{ kN/m}^3$)	0,54 kN/ m ²
Plancher corps creux (ep = 16+5 cm)	2,91 kN/m ²
Enduit en plâtre (e = 2 cm ; $\rho = 10 \text{ kN/m}^3$)	0,20 kN/ m ²
Cloisons légères	1,00 kN/ m ²
Somme	5,55 kN/m²

II.2.1.2 Dalle pleine :

Tableau II.3 : Evaluation des charges de la dalle pleine.

Carrelage (e = 2 cm ; $\rho = 0,2 \text{ kN/m}^3$)	0,50 kN/m ²
Mortier de pose (e = 2 cm ; $\rho = 20 \text{ kN/m}^3$)	0,40 kN/ m ²
Lit de sable (e = 3 cm ; $\rho = 19 \text{ kN/m}^3$)	0,54 kN/ m ²
Dalle pleine (ep = 15 cm)	3,75 kN/ m ²
Enduit en plâtre (e = 2 cm ; $\rho = 10 \text{ kN/m}^3$)	0,20 kN/ m ²
Cloisons légères	1,00 kN/ m ²
Somme	6,39 kN/m²

II.2.1.3 Maçonnerie :

Tableau II.4 : Evaluation de charge de la maçonnerie.

Enduit en ciment (e = 2cm ; $\rho = 18 \text{ kN/m}^3$)	0,36 kN/ m ²
Brique creuse (e = 10 cm)	0,90 kN/ m ²
Lame d'air (e = 10 cm)	0,00 kN/ m ²
Brique creuse (e = 10 cm)	0,90 kN/ m ²
Enduit au plâtre (e = 2 cm ; $\rho = 10 \text{ kN/m}^3$)	0,20 kN/ m ²
Somme	2,36 kN/m²

II.2.1.4 Acrotère :

Le poids propre de l'acrotère pour 1 ml est de $G1 = S \times \gamma_b$

Avec :

γ_b : Le poids volumique du béton tel que $\gamma_b = 25 \text{ kN/m}^3$

S : La surface transversale totale.

$$S = (0,1 \times 0,75) + (0,08 \times 0,1) + (0,1 \times \frac{0,02}{2}) = 0,084\text{m}^2$$

D'où le poids propre de l'acrotère :

$$G1 = 25 \times 0,084 = 2,1 \text{ kN/m}$$

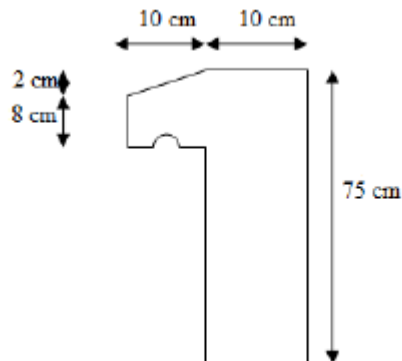


Figure II.2 : dimensions de l'acrotère.

II.2.2 Charges d'exploitation :

Vu la nature des planchers et leur usage, on distingue les charges d'exploitations suivantes :

Tableau II.5 : Charges d'exploitation.

Acrotère (main courante)	1,0 kN/m ²
Plancher terrasse (inaccessible)	1,0 kN/ml
Plancher à usage d'habitation	1,5 kN/m ²
Plancher à usage commercial	4,0 kN/m ²
Escaliers	2,5 kN/m ²
Parking	2,5 kN/m ²

II.3 Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, leur pré dimensionnement s'effectue par des formules données par les BAEL91 (modifié 99), les sections trouvées doivent vérifier les conditions imposées par le règlement parasismique Algérien (RPA99) ; Les deux étapes précédentes sont résumées dans ce qui suit :

-Selon le BAEL 91 modifié 99 :

La hauteur h de la poutre doit être: $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$

La largeur b de la poutre doit être : $0,3h \leq b \leq 0,7h$

Avec :

L : Portée de la poutre.

h : Hauteur de la poutre.

b : Largeur de la poutre.

- **Selon le RPA 99 (version 2003) :**

La hauteur h de la poutre doit être : $h \geq 30\text{cm}$

La largeur b de la poutre doit être : $b \geq 20\text{cm}$

Le rapport hauteur largeur doit être : $\frac{h}{b} \leq 4$

II.3.1 Poutre porteuse :

$$L_{\max} = 6,25 - 0,30 = 5,95 \text{ m}$$

$$\frac{595}{15} \leq h \leq \frac{595}{10} \rightarrow 39,66 \leq h \leq 59,5 \rightarrow h = 45\text{cm}$$

$$13,5 \leq b \leq 31,5 \rightarrow b = 30\text{cm}$$

Nous choisissons une poutre de $b \times h = 30 \times 45 \text{ cm}^2$

- **Vérification selon le RPA99 :**

$$b = 30\text{cm} > 20\text{cm}$$

$$h = 45\text{cm} > 30\text{cm}$$

$$\frac{h}{b} = 1,5 < 4$$

Les trois conditions dictées par le RPA99 sont vérifiées.

II.3.2 Poutre non porteuse :

$$L_{\max} = 4,6 - 0,35 = 4,25 \text{ m}$$

$$\frac{425}{15} \leq h \leq \frac{425}{10} \rightarrow 28,33 \leq h \leq 42,5 \rightarrow h = 35 \text{ cm}$$

$$10,5 \leq b \leq 24,5 \rightarrow b = 25\text{cm}$$

Nous choisissons une poutre de $b \times h = 25 \times 35 \text{ cm}^2$

- **Vérification selon le RPA99 :**

$$b = 25\text{cm} > 20\text{cm}$$

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

$$\frac{h}{b} = 1,4 < 4$$

Les trois conditions dictées par le RPA99 sont vérifiées.

II.3.3 Poutre de chaînage :

$$L_{\max} = 6,25 - 0,30 = 5,95 \text{ m}$$

$$\frac{595}{15} \leq h \leq \frac{595}{10} \rightarrow 39,66 \leq h \leq 59,5 \rightarrow h = 45\text{cm}.$$

$$13,5 \leq b \leq 31,5 \rightarrow b = 30\text{cm}$$

Nous choisissons une poutre de $b \times h = 30 \times 45 \text{ cm}^2$

- **Vérification selon le RPA99 :**

$$b = 30\text{cm} > 20\text{cm}$$

$$h = 45\text{cm} > 30\text{cm}$$

$$\frac{h}{b} = 1,5 < 4$$

Les trois conditions dictées par le RPA99 sont vérifiées

II.3.4 Dimensions finales des poutres :

Tableau II.6 : Dimensions finales des poutres.

Poutre	Section
Poutre porteuse	30x45
poutre non porteuse	25x35
Poutre de chaînage	30x45

II.4 Pré dimensionnement des voiles :

L'épaisseur minimale est de 15 cm, l'épaisseur est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e :

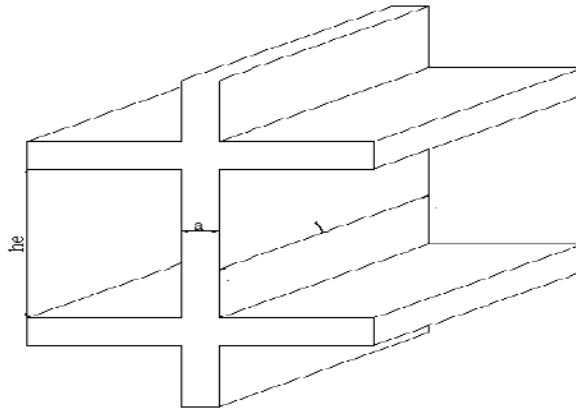


Figure II.3 : Schéma du voile.

$$h_e = 4 - 0,45 = 3,55\text{m}$$

$$a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{355}{20} = 17,75\text{m} \text{ on prend } a = 20\text{cm}$$

II.5 Pré-dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont près dimensionnés en compression simple en choisissant trois types de poteaux les plus sollicités de la structure, C'est-à-dire, un poteau central, un poteau de rive et un poteau d'angle.

II.5.1 Etapes de pré dimensionnement :

- Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
- Évaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau.
- Les poteaux sont calculés aux états limites ultimes (ELU) en compression simple.
- Vérification des sections à l'ELS selon le « BAEL 91 modifié 99 ».

II.5.2 Dimensionnement des poteaux :

Le pré-dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression selon la formule suivante [4] :

$$N_u \leq \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité du béton, tel que :

$\gamma_b = 1,5$ situation durable ou transitoire.

$\gamma_b = 1,15$ situation accidentelle.

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier, tel que :

$\gamma_s = 1$.

,15 situation durable ou transitoire.

$\gamma_s = 1$ situation accidentelle.

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

$$B_r = (a - 2 \text{ cm}) \times (b - 2 \text{ cm})$$

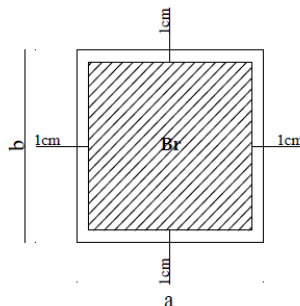


Figure II.4 : Section réduite du poteau.

Avec :

$$B = a \times b \text{ (cm}^2\text{)}$$

Poteaux rectangulaires : $b = 3 \times a$

Poteaux carrés : $b = a$

a,b : dimension de la section du béton du poteau.

Il faut s'assurer que $0,2\% < \frac{As}{B} < 5\%$

$$B \geq \frac{Nu}{\alpha \left[\frac{Br f_c 28}{0,9 \gamma b} + \frac{As f_e}{\gamma_s} \right]} \rightarrow B_r \geq 0,047 Nu$$

Selon le RPA 99 modifié 2003

D'après l'article 7.4.1 pour une zone sismique III, on doit avoir au minimum :

Min (b, h) \geq 30 cm

Min (b, h) $\geq \frac{he}{20}$

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

II.5.2.1 Poteau central :

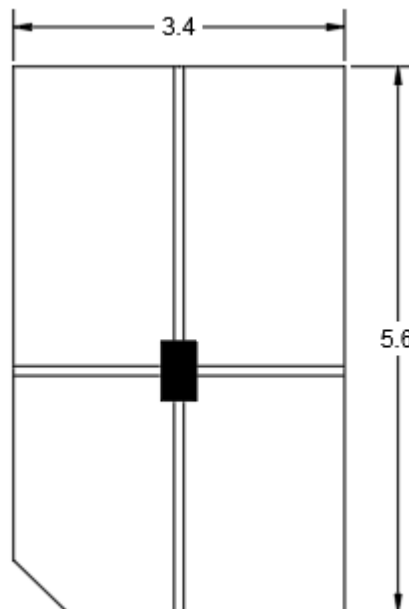


Figure II.5 : Surface reprise par le Poteau central.

La surface reprise par le poteau de centre est : $S=19,04 \text{ m}^2$

a) Calcul des différents poids :

Conception et calcul parasismique d'un bâtiment en 2 S.Sol + RDC+8 étages contreventé par des portiques et des voiles en Béton armé.

Poids des planchers :

-Plancher terrasse → $6,45 \times 19,04 = 122,8\text{kN}$

-Plancher courant (corps creux) → $5,55 \times 19,04 = 105,67\text{kN}$

-Plancher courant (dalle pleine) → $6,39 \times 19,04 = 121,66\text{kN}$

Poids des poutres :

Poutre porteuse et non porteuse :

$P_{pp} = 25 \times 0,3 \times (0,45 - 0,21) \times 5,6 = 10,08\text{kN}$.

$P_{pnp} = 25 \times 0,25 \times (0,35 - 0,21) \times 3,4 = 2,975\text{kN}$.

Poids des poteaux :

Poteau sous-sol 1 :

$25 \times 0,3 \times 0,3 \times (3,24 - 0,45) = 8,57\text{kN}$

Poteau sous-sol 2 :

$25 \times 0,3 \times 0,3 \times (2,7 - 0,45) = 6,89\text{kN}$

Poteau du RDC et 1^{er} :

$25 \times 0,35 \times 0,35 \times (4 - 0,45) = 10,87\text{kN}$

Poteau du 2^{ème} et 3^{ème} :

$25 \times 0,35 \times 0,35 \times (3,06 - 0,45) = 7,99\text{kN}$

Poteau du 4^{ème} et 8^{ème} :

$25 \times 0,3 \times 0,3 \times (3,06 - 0,45) = 5,87\text{ kN}$

b) Dégression des surcharges :

Tableau II.7 : Dégression des surcharges d'exploitation.

Niveau	Qi	charges exploitations	Q total
N1	Q0	$\sum 0 = Q0$	1
N2	Q1	$\sum 1 = Q0 + Q1$	2,5
N3	Q2	$\sum 2 = Q0 + 0,95(Q1 + Q2)$	3,85
N4	Q3	$\sum 3 = Q0 + 0,9(Q1 + Q2 + Q3)$	5,05
N5	Q4	$\sum 4 = Q0 + 0,85(Q1 + Q2 + Q3 + Q4)$	6,1
N6	Q5	$\sum 5 = Q0 + 0,8(Q1 + Q2 + Q3 + Q4 + Q5)$	7
N7	Q6	$\sum 6 = Q0 + 0,75(Q1 + \dots + Q6)$	7,75
N8	Q7	$\sum 7 = Q0 + 0,714(Q1 + \dots + Q7)$	8,5
N9	Q8=4	$\sum 7 = Q0 + 0,687(Q1 + \dots + Q8)$	10,96
RDC	Q9=4	$\sum 8 = Q0 + 0,666(Q1 + \dots + Q9)$	13,32
SS1	Q10=2,5	$\sum 9 = Q0 + 0,65(Q1 + \dots + Q10)$	14,65
SS2	Q11=2,5	$\sum 10 = Q0 + 0,636(Q1 + \dots + Q11)$	15,95

Conception et calcul parasismique d'un bâtiment en 2 S.Sol + RDC+8 étages contreventé par des portiques et des voiles en Béton armé.

c) Descente de charge :

Tableau II.8 : Descente de charge du poteau central.

Étages	Niveau	Désignation des éléments	G (kN)	Q (kN)
9ème	N1	Poids du plancher terrasse	122,8	19,04
		Poids des poutres	13,05	
		Total	135,85	
8ème	N2	Venant de N1	135,85	47,6
		Poids du plancher courant	105,67	
		Poids des poutres	13,05	
		Poids du Poteau	5,87	
		Total	260,44	
7ème	N3	Venant de N2	260,44	73,3
		Poids du plancher courant	105,67	
		Poids des poutres	13,05	
		Poids du Poteau	5,87	
		Total	385,03	
6ème	N4	Venant de N3	385,03	96,15
		Poids du plancher courant	105,67	
		Poids des poutres	13,05	
		Poids du Poteau	5,87	
		Total	509,62	
5ème	N5	Venant de N4	509,62	116,14
		Poids du plancher courant	105,67	
		Poids des poutres	13,05	
		Poids du Poteau	5,87	
		Total	634,21	
4ème	N6	Venant de N5	634,21	133,28
		Poids du plancher courant	105,67	
		Poids des poutres	13,05	
		Poids du Poteau	5,87	
		Total	758,8	
3ème	N7	Venant de N6	758,8	147,56
		Poids du plancher courant	105,67	
		Poids des poutres	13,05	
		Poids du Poteau	7,99	
		Total	885,51	
2ème	N8	Venant de N7	885,51	161,84
		Poids du plancher courant	105,67	
		Poids des poutres	13,05	
		Poids du Poteau	7,99	
		Total	1012,22	
1^{er}	N9	Venant de N8	1012,22	208,68
		Poids du plancher courant	105,67	
		Poids des poutres	13,05	
		Poids de Poteau	10,87	
		Total	1141,81	

Tableau II.8 : Descente de charge du poteau central (suite).

Étages	Niveau	Désignation des éléments	G (kN)	Q (kN)
RDC	N10	Venant de N9	1141,81	253,61
		Poids du plancher courant	121,66	
		Poids des poutres	13,05	
		Poids du Poteau	10,87	
		Total	1290,72	
SS1	N11	Venant de N10	1290,72	278,94
		Poids du plancher courant	121,66	
		Poids des poutres	13,05	
		Poids du Poteau	8,54	
		Total	1433,97	
SS2	N12	Venant de N11	1433,97	294,89
		Poids du plancher courant	121,66	
		Poids des poutres	13,05	
		Poids du Poteau	6,89	
		Total	1575,54	

d) Choix des sections des poteaux centraux :

Tableau II.9 : Choix de sections des poteaux centraux.

Etages	N _G (kN)	N _Q (kN)	N _u (kN)	B _r (cm ²)	a (cm) calculée	Choix (cm ²)	Min RPA
Terrasse	135,85	19,04	211,96	135,65	13,65	30x30	30x30
8ème	260,44	47,6	422,99	270,72	18,45	30x30	30x30
7ème	385,03	73,3	629,74	403,03	22,08	30x30	30x30
6ème	509,62	96,15	832,21	532,62	25,08	30x30	30x30
5ème	634,21	116,14	1030,39	659,45	27,68	30x30	30x30
4ème	758,8	133,28	1224,30	783,55	29,99	30x30	30x30
3ème	885,51	147,56	1416,78	906,74	32,11	35x35	30x30
2ème	1012,22	161,84	1609,26	1029,92	34,09	35x35	30x30
1er	1141,81	208,68	1854,46	1186,86	36,45	40x40	30x30
RDC	1290,72	253,61	2122,89	1358,65	38,86	40x40	30x30
SS1	1433,97	278,94	2357,81	1509	38,85	40x40	30x30
SS2	1575,54	294,89	2569,31	1644,36	42,55	45x45	30x30

e) Vérification du critère de la résistance :

La condition à vérifier est : $\frac{N_u}{B} < f_{bc} = 15$

Les résultats sont regroupés dans le tableau II.10

Tableau II.10 : Vérification du critère de résistance.

Etages	Nu (kN)	Bc (cm ²)	$\frac{Nu}{Bc}$	f_{bc} (MPa)	Conditions
Terrasse	211,96	900	2,355	15	Vérifiée
8ème étage	422,99	900	4,700	15	Vérifiée
7ème étage	629,74	900	6,997	15	Vérifiée
6ème étage	832,21	900	9,247	15	Vérifiée
5ème étage	1030,39	900	11,449	15	Vérifiée
4ème étage	1224,30	900	13,603	15	Vérifiée
3ème étage	1416,78	1225	11,566	15	Vérifiée
2ème étage	1609,26	1225	13,137	15	Vérifiée
1er étage	1854,46	1600	11,590	15	Vérifiée
RDC	2122,89	1600	13,268	15	Vérifiée
SS1	2357,81	1600	14,736	15	Vérifiée
SS2	2569.31	2025	12.688	15	Vérifiée

II.5.2.2 Les poteaux d'angles :

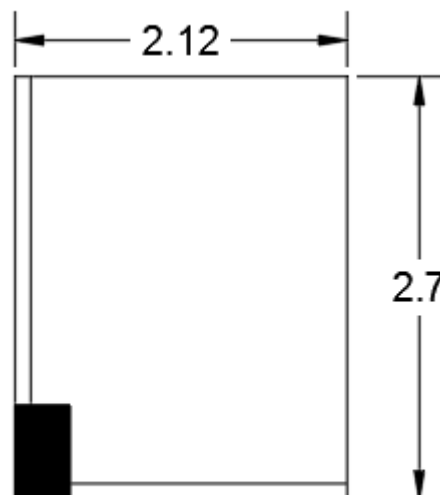


Figure II.6 : Surface reprise par le Poteau d'angle.

La surface reprise par le poteau d'angle $S=5,72 \text{ m}^2$

a) Descente de charge :

Tableau II.11 : Descente de charge du poteau d'angle.

Étages	Niveau	Désignation des éléments	G (kN)	Q (kN)
9ème	N1	Poids du plancher terrasse	47.01	5.724
		Poids des poutres	6.71	
		Total	53.72	
8ème	N2	Venant de N1	53.72	14.30
		Poids du plancher courant	62.06	
		Poids des poutres	6.71	
		Poids de Poteau	5.87	
		Total	128.36	

Tableau II.11 : Descente de charge du poteau d'angle (suite).

Conception et calcul parasismique d'un bâtiment en 2 S.Sol + RDC+8 étages contreventé par des portiques et des voiles en Béton armé.

Étages	Niveau	Désignation des éléments	G (kN)	Q (kN)
7ème	N3	Venant de N2 Poids du plancher courant Poids des poutres Poids de Poteau Total	128.36 62.06 6.71 5.87 203	22.88
6ème	N4	Venant de N3 Poids du plancher courant Poids des poutres Poids de Poteau Total	203 62.06 6.71 5.87 277.64	31.46
5ème	N5	Venant de N4 Poids du plancher courant Poids des poutres Poids de Poteau Total	277.64 62.06 6.71 5.87 352.28	40.04
4ème	N6	Venant de N5 Poids du plancher courant Poids des poutres Poids de Poteau Total	352.28 62.06 6.71 5.87 426.92	48.62
3ème	N7	Venant de N6 Poids du plancher courant Poids des poutres Poids de Poteau Total	426.92 62.06 6.71 5.87 501.56	57.20
2ème	N8	Venant de N7 Poids du plancher courant Poids des poutres Poids de Poteau Total	501.56 62.06 6.71 5.87 576.2	65.78
1^{er}	N9	Venant de N8 Poids du plancher courant Poids des poutres Poids de Poteau Total	576.2 72.77 6.71 5.87 661.55	88.67
RDC	N10	Venant de N9 Poids du plancher courant Poids des poutres Poids de Poteau Total	661.55 77.58 6.71 5.87 751.42	111.56
SS1	N11	Venant de N10 Poids du plancher courant Poids des poutres Poids de Poteau Total	751.42 77.58 6.71 14.12 849.83	125.87

Tableau II.11 : Descente de charge du poteau d'angle (suite).

Étages	Niveau	Désignation des éléments	G (kN)	Q (kN)
SS2	N12	Venant de N10	849.83	140.18
		Poids du plancher courant	77.58	
		Poids des poutres	6.71	
		Poids de Poteau	11.39	
		Total	945.51	

b) Choix des sections des poteaux d'angles :

Tableau II.12 : Choix des sections de poteaux d'angle.

Etages	NG (Kn)	NQ (Kn)	Nu (Kn)	Br (cm ²)	a (cm)	Choix (cm ²)	Min RPA
Terrasse	53.72	5.724	131.92	84.43	11.19	30x30	30x30
8ème	128.36	14.30	194.74	124.63	13.16	30x30	30x30
7ème	203	22.88	308.37	197.36	16.05	30x30	30x30
6ème	277.64	31.46	422.00	270.08	18.43	30x30	30x30
5ème	352.28	40.04	535.64	342.81	20.52	30x30	30x30
4ème	426.92	48.62	649.27	415.53	22.38	30x30	30x30
3ème	501.56	57.20	762.91	488.26	24.10	30x30	30x30
2ème	576.2	65.78	876.54	560.99	25.69	30x30	30x30
1 ^{er}	661.55	88.67	1026.10	656.70	27.63	30x30	30x30
RDC	751.42	111.56	1181.76	756.32	29.50	30x30	30x30
SS1	849.83	125.87	1336.08	855.09	29.24	30x30	30x30
SS2	945.51	140.18	1486.71	951.49	30.85	35x35	35x35

c) Vérification du critère de la résistance :

Tableau II.13 : Vérification du critère de la résistance.

Etages	Nu (kN)	Bc (cm ²)	$\frac{Nu}{Bc}$	f_{bc} (MPa)	Condition
terrasse	131.92	900	1.466	15	Vérifiée
8ème	194.74	900	2.164	15	Vérifiée
7ème	308.37	900	3.426	15	Vérifiée
6ème	422.00	900	4.689	15	Vérifiée
5ème	535.64	900	5.952	15	Vérifiée
4ème	649.27	900	7.214	15	Vérifiée
3ème	762.91	900	8.477	15	Vérifiée
2ème	876.54	900	9.739	15	Vérifiée
1 ^{er}	1026.10	900	11.401	15	Vérifiée
RDC	1181.76	900	13.131	15	Vérifiée
SS1	1336.08	900	14.845	15	Vérifiée
SS2	1486.71	1225	12.136	15	Vérifiée

II.5.2. 3 Les poteaux de Rive :

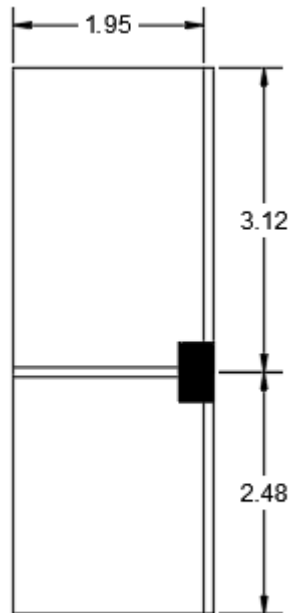


Figure II.7 : Surface reprise par le Poteau de rive.

Surface reprise par le poteau d'angle $S=10,92 \text{ m}^2$

a) Choix des sections des poteaux de Rive :

Tableau II.14 : Choix de sections des poteaux de rive.

Etages	N_G (kN)	N_Q (kN)	N_u (kN)	Br (cm ²)	a (cm)	Choix (cm ²)	Min RPA
terrasse	93,44	10,92	142,52	91,22	11,55	30x30	30x30
8 ^{ème}	203,82	27,30	316,11	202,31	16,22	30x30	30x30
7 ^{ème}	314,20	42,04	487,23	311,83	19,66	30x30	30x30
6 ^{ème}	424,58	55,15	655,91	419,78	22,49	30x30	30x30
5 ^{ème}	534,96	66,61	822,11	526,15	24,94	30x30	30x30
4 ^{ème}	645,34	76,44	985,87	630,96	27,12	30x30	30x30
3 ^{ème}	755,72	84,63	1147,17	734,19	29,10	30x30	30x30
2 ^{ème}	866,10	92,82	1308,47	837,42	30,94	35x35	30x30
1 ^{er}	990,34	119,68	1516,48	970,55	33,15	35x35	30x30
RDC	1123,75	145,45	1735,24	1110,50	35,32	40x40	30x30
SS1	1213.32	159.98	1877.95	1201.89	36.67	40x40	30x30
SS2	1301.24	175.93	2020.56	1293.16	37.96	40x40	30x30

b) Vérification du critère de la résistance :

Tableau II.15 : Vérification du critère de la résistance.

Etages	Nu (Kn)	Bc (cm ²)	$\frac{Nu}{bc}$	fbc	Conditions
Terrasse	142,52	900	1,584	15	Vérifiée
8ème	316,11	900	3,512	15	Vérifiée
7ème	487,23	900	5,414	15	Vérifiée
6ème	655,91	900	7,288	15	Vérifiée
5ème	822,11	900	9,135	15	Vérifiée
4ème	985,87	900	10,954	15	Vérifiée
3ème	1147,17	900	12,746	15	Vérifiée
2ème	1308,47	1225	10,681	15	Vérifiée
1 ^{er}	1516,48	1225	12,379	15	Vérifiée
RDC	1735,24	1600	10,845	15	Vérifiée
SS1	1874,89	1600	11.718	15	Vérifiée
SS2	2020.56	1600	12.629	15	Vérifiée

II.5.3 Récapitulatif des dimensions des poteaux :

Les sections calculées pour les trois types de poteaux sont comparables, néanmoins nous allons adoptés des sections identiques et ceux pour faciliter et simplifier la modélisation ainsi que les calculs du ferrailage.

Pour leur conférer une meilleure résistance aux sollicitations sismiques, il est recommandé de donner aux poteaux d'angle et de rive des sections comparables à celles des poteaux centraux « RPA 99 Modifié 2003 article 7.4.1 P62 ».

Tableau II.16 : Récapitulatif des dimensions des poteaux.

Niveau	Poteau central	Poteau d'angle	poteaux de Rive	Sections adoptées pour les poteaux (cm ²)
Terrasse	30x30	30x30	30x30	30x30
8ème	30x30	30x30	30x30	30x30
7ème	30x30	30x30	30x30	30x30
6ème	30x30	30x30	30x30	30x30
5ème	30x30	30x30	30x30	30x30
4ème	30x30	30x30	30x30	30x30
3ème	35x35	30x30	30x30	35x35
2ème	35x35	30x30	35x35	35x35
1 ^{er}	40x40	30x30	35x35	40x40
RDC	40x40	30x30	40x40	40x40
SS1	40x40	30x30	40x40	40x40
SS2	45x45	35x35	40x40	45x45

Chapitre III : Etude dynamique

Introduction :

Le séisme est l'un des risques naturels majeurs les plus dangereux et qui causent le plus de dégâts, l'analyse sismique doit être rigoureuse afin d'assurer la sécurité et la longévité de la structure et d'éviter sa ruine en cas de séisme.

III.1 Modélisation de la structure :

Afin de faciliter l'analyse dynamique un modèle numérique représentant la structure est créé et est ensuite introduit dans un programme de calcul qui permet de déterminer les modes propres de vibrations ainsi que les efforts engendrés par le séisme ainsi que par les charges statiques.

III.2 Modélisation de la rigidité :

III.2.1 Les éléments de portiques :

Chaque poutre et poteau est modélisé par un élément linéaire type barre (frame elements) à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degrés de liberté (trois translations et trois rotations).

Les poutres se situent entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).

Les poteaux se situent entre deux nœuds de deux niveaux adjacents (niveau i et niveau $i+1$).

III.2.2 Les voiles :

Les voiles ont été modélisés par des éléments plaque (shell elements) à 4 nœuds.

III.2.3 Les planchers :

Les planchers sont considérés infiniment rigides dans leurs plans et ne peuvent se déformer qu'en dehors de leurs plans, ils sont donc modélisés par des diaphragmes.

III.2.4 Connectivité sol/structure :

Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastrés (6DDL bloqués).

III.3 Modélisation de la masse :

-La masse est calculée par l'équation $G+\beta Q$.

-La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux, poutres, dalles est prise égale à celle du béton armé.

-La masse des planchers a été répartie sur les poutres porteuses en termes de charge.

-La masse de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été répartie au niveau des poutres du périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).

- Sur **SAP 2000** l'option (mass source/from loads) et à partir des charges permanentes et d'exploitation sollicitant la structure, permet le calcul des masses des planchers et la masse totale de la structure.

III.4 Choix de la méthode de calcul :

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

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

Le calcul sera effectué par la méthode d'analyse modale spectrale car la méthode statique équivalente ne peut être appliquée dans notre cas vu que la hauteur du bâtiment a dépassé les 17m en zone III.

III.5 Méthode modale spectrale :

III.5.1 Principe de la méthode :

Par cette méthode il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

III.5.2 Hypothèse :

Les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides sont représentées par un modèle tridimensionnel encasté à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical). [2]

Le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des coefficients massique de ces modes soit aux moins égales à 90%

Le minimum des modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.

III.5.3 Spectre de réponse de calcul :

$$\frac{s_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0S \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \left(\frac{Q}{R} \right) & T \geq 3.0S \end{cases} \quad [2]$$

Avec :

T : période fondamentale de la structure

A : coefficient d'accélération de zone.

η : Facteur de correction d'amortissement.

R : coefficient de comportement de la structure.

T_1 et T_2 : période caractéristique associées à la catégorie du site.

Q : facteur de qualité.

III.5.4 Résultante des forces sismiques de calcul :

Le RPA99/version2003 préconise la vérification de la condition suivante :

$$V_T \geq 0.8V$$

Avec :

V_T : la résultante des forces sismiques à la base obtenue par combinaison des valeurs modales.

V : la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente.

III.5.5 Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente (article 4.2.3) :

La formule de la force sismique selon l'article 4.2.3. De l'RPA 99 modifié 2003 est la suivant :

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

A : Coefficient d'accélération de zone, $A=0,25$ (zone III groupe d'usage 2).

R : coefficient de comportement de la structure.

Nous avons choisi de travailler avec $R=5$ ce qui correspond à un système de contreventement mixte « voile/portique avec interaction », cette valeur choisit sera justifier en fin de ce chapitre.

W : poids total de la structure calculé par le logiciel SAP 2000 selon la combinaison $G+\beta Q$ avec $\beta=0.2$ (habitation).

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

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3,0S \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3,0}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3,0}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3,0S \end{cases}$$

Pour cette étude la Catégorie du site est $S_3 \rightarrow$ site meuble $\begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ sec} \\ T_2 = 0,50 \text{ sec} \end{cases}$

III.5.6 Estimation de la période fondamentale de la structure T (Article 4.2.4) :

La valeur de la période fondamentale T de la structure peut être calculée à partir de formules empirique ou calculée par les méthodes analytiques ou numériques.

Calcul de la période par la formule empirique :

$$T = \text{Min} (T = C_T h_N^{3/4}, T = 0,09 h_N / \sqrt{L})$$

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage soit
 $C_T = 0,05$

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.
 $h_N = 29,42\text{m}$

L : dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$\begin{cases} L_x = 21,40\text{m} \\ L_y = 31,15\text{m} \end{cases}$$

η : Facteur de correction d'amortissement, il est fonction du pourcentage d'amortissement critique ξ , ou $\xi = 7\%$

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} = 0,88 \geq 0,7$$

$$\text{Si } \begin{cases} T_{\text{Num}} \leq T_{\text{Emp}} \rightarrow T = T_{\text{Num}} \\ T_{\text{Emp}} \leq T_{\text{Num}} \leq 1,3T_{\text{Emp}} \rightarrow T = T_{\text{Emp}} \\ T_{\text{Num}} \geq 1,3T_{\text{Emp}} \rightarrow T = 1,3T_{\text{Emp}} \end{cases}$$

$$T = C_T h_N^{3/4} = 0,05 * (29,42)^{3/4} = 0,63 \text{ sec pour les deux directions}$$

$$T = 0,09 h_N / \sqrt{L} \begin{cases} T_x = 0,09 h_N / \sqrt{L_x} = 0,57 \text{ sec} \\ T_y = 0,09 h_N / \sqrt{L_y} = 0,47 \text{ sec} \end{cases}$$

$$\text{Sens x-x : } T_x = \min (0,63; 0,57) = 0,57 \text{ sec}$$

$$\text{Sens y-y : } T_y = \min (0,63; 0,47) = 0,47 \text{ sec}$$

III.5.7 Facteur de qualité Q :

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \Sigma Pq$$

Tableau III.1 : Calcul du facteur de qualité.

Critère q	Selon x-x		Selon y-y	
	Observé	Pénalité	Observé	pénalité
1-conditions minimale sur les files de contreventement	Oui	0	non	0,05
2- redondance en plan	Oui	0	oui	0
3- régularité en plan	Non	0,05	non	0,05
4- régularité en élévation	Oui	0	oui	0
5-contrôle de la qualité des matériaux	Non	0.05	Non	0.05
6- contrôle de la qualité de l'exécution	Non	0.1	non	0.1
Total	0.20		0.25	

$$Q//xx=1+(0+0+0.05+0+0.05+0.1) = 1.20$$

$$Q//yy=1+(0.05+0+0.05+0+0.05+0.1) = 1.25$$

Donc :

$$V_x = \frac{A.D_x.Q_x}{R} \times W \quad ; \quad V_y = \frac{A.D_y.Q_y}{R} \times W$$

III.6 Résultats de l'analyse sismique :

Nous présentons dans ce qui suit le modèle final pour lequel toutes les vérifications et les justifications ont été faites.

Il est clair que plusieurs modèles, correspondant à différentes dispositions des voiles de contreventement ont été analysés.

Rappelons que les voiles de contreventement ont été disposés.

- dans les deux directions (x et y).
- le plus éloigné possible du centre de rigidité.
- dans la mesure du possible de manière symétrique.

Modèle final :

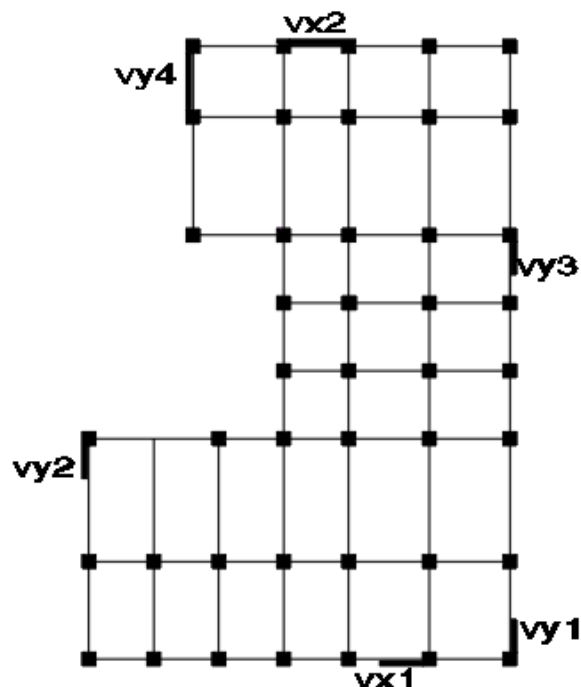


Figure III.1 : Disposition des voiles dans le modèle final.

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période du 1^{er} mode : $T = 0.888$ sec.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 8^{ème} mode.
- Le 1^{er} mode est un mode de translation parallèle à la direction y-y.
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation parallèle à la direction x-x.

Tableau III.2 : Périodes et Taux de Participation Massique.

Mode	Période	U _x	U _y	SumU _x	SumU _y
1	0.888	0.0081	0.737	0.00807	0.737
2	0.869	0.669	0.011	0.677	0.748
3	0.713	0.067	0.00133	0.744	0.749
4	0.277	0.0059	0.124	0.75	0.874
5	0.261	0.13	0.008872	0.879	0.882
6	0.200	0.012	0.00249	0.891	0.885
7	0.141	0.00238	0.046	0.894	0.93
8	0.129	0.044	0.00344	0.938	0.934

III.6.1 Résultantes des forces sismiques :

$$T_{xnum}=0,869 > 1,3(T_{xemp})=1,3(0,57)=0,741s \implies T_x=0,741s.$$

$$T_{ynum}=0,888 > 1,3(T_{yemp})=1,3(0,47)=0,611s \implies T_y=0,611s.$$

Car d'après le fichier sorti du SAP 2000 on a $W= 62363,601 \text{ kN}$

$$D'où : \begin{cases} D_x = 2,5 \times 0,88 \left(\frac{0,5}{0,741} \right)^{\frac{2}{3}} = 1,69 \\ D_y = 2,5 \times 0,88 \left(\frac{0,5}{0,611} \right)^{\frac{2}{3}} = 1,93 \end{cases}$$

$$V_x = 6338,43 \text{ kN} \rightarrow 0,8V_x = 5070,75 \text{ kN}$$

$$V_y = 7518,51 \text{ kN} \rightarrow 0,8V_y = 6014,8 \text{ kN}$$

$$F_1 = F_x = 5356,71 \text{ kN}$$

$$F_2 = F_y = 5800,335 \text{ kN}$$

$$\text{Le rapport} \begin{cases} \frac{0,8V_x}{F_1} = r_x = 1 \\ \frac{0,8V_y}{F_2} = r_y = 1,04 \end{cases}$$

III.6.2 Vérification des déplacements inter étage :

Tableau III.3 : Vérification des déplacements inter étages.

	$U1$ (Cm)	$U2$ (Cm)	δ_k^x	δ_k^y	Δ_k^x	Δ_k^y	$\bar{\Delta}$	Observation	
RDC	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	4,00	Vérifiée	Vérifiée
1er	0,25	0,24	1,23	1,20	1,39	1,42	4,00	Vérifiée	Vérifiée
2^{ème}	0,71	0,69	3,56	3,43	2,63	2,62	3,06	Vérifiée	Vérifiée
3^{ème}	1,14	1,08	5,71	5,39	2,43	2,32	3,06	Vérifiée	Vérifiée
4^{ème}	1,61	1,50	8,07	7,50	2,67	2,49	3,06	Vérifiée	Vérifiée
5^{ème}	2,11	1,94	10,55	9,68	2,80	2,57	3,06	Vérifiée	Vérifiée
6^{ème}	2,58	2,34	12,91	11,72	2,67	2,41	3,06	Vérifiée	Vérifiée
7^{ème}	3,04	2,73	15,21	13,67	2,60	2,30	3,06	Vérifiée	Vérifiée
8^{ème}	3,45	3,07	17,26	15,34	2,31	1,97	3,06	Vérifiée	Vérifiée
9^{ème}	3,80	3,34	18,99	16,72	1,96	1,63	3,06	Vérifiée	Vérifiée

Les déplacements relatifs inter étages sont inférieurs à la limite imposée par le « **RPA99 version 2003** ».

III.6.3 Vérification spécifique sous sollicitations normales :

Dans le but d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, le RPA 99 / Version 2003 (Art 7.4.3.1) exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{Nd}{Bc \cdot f_{c28}} < 0.3$$

Avec :

- Bc : L'aire (section brute) de cette dernière
- Nd : L'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton sous sollicitation sismique (G+Q+E)
- fc28 : La résistance caractéristique du béton à 28 jours

Tableau III.4 : Vérification de l'effort normal réduit (poteaux carrés).

Niveaux	Nd (KN)	a (mm)	ν	Obs
P8	258,195	450	0,05	ok
P7	520,151	450	0,10	Ok
P6	802,153	450	0,16	Ok
P5	1105,195	500	0,18	Ok
P4	1424,191	500	0,23	Ok
P3	1761,916	550	0,23	Ok
P2	2109,556	550	0,23	Ok
P1	2487,294	600	0,24	Ok
RDC	2779,561	650	0,26	Ok

III.6.4 Justification du coefficient de comportement R :

Nous avons choisi R=5 ce qui correspond au système 4.a, c'est un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultants de leurs interactions à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, en outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

III.6.4.1 Justification des voiles sous charges verticales :

- L'effort normal total à la base de la structure $P_{Tot} = 95458,4\text{kN}$ (à l'ELS c.à.d G+Q).
- L'effort normal à la base repris par les voiles $P_{voiles} = 10751,6\text{kN}$ (à l'ELS c.à.d G+Q).
- $P_{voiles} / P_{Tot} = 11,26\% < 20\%$

Alors les voiles de contreventement reprennent moins de 20% des sollicitations dues aux charges verticales

III.6.4.2 Justification des portiques sous charges horizontale :

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III.7 : Vérification des portiques sous 25% de l'effort tranchant d'étage

NIV	Vx(total) kN	Vx(portique) kN	Vp %	Vy(total) kN	Vy(portique) kN	Vp %	Condition ≤ 25%
P8	2147,26	2050,19	95,47	2690,20	2504,56	93,03	Vérifiée
P7	2972,25	2428,71	81,71	3686,39	2844,14	77,15	Vérifiée
P6	3673,79	3273,29	89,09	4526,94	3827,63	84,55	Vérifiée
P5	4277,94	3481,44	81,38	5255,42	3920,35	75,59	Vérifiée
P4	4787,71	4122,96	86,11	5859,76	4647	79,30	Vérifiée
P3	5207,76	4107,31	78,86	6355,43	4480,37	70,49	Vérifiée
P2	5548,13	3527,76	63,58	6767,20	3675,92	54,31	Vérifiée
P1	5696,74	3325,28	58,37	6942,21	3394,98	48,90	Vérifiée
RDC	5356,71	3500,67	65,35	5800,335	3713,65	64,02	Vérifiée

Conclusion :

La valeur du coefficient de comportement $R=5$ est justifiée.

Dans le cas de cette étude, nous allons passer dans le chapitre suivant au ferrailage des éléments résistants.

Chapitre IV : Ferrailage des éléments résistants.

Introduction :

Ce chapitre comporte le ferrailage des poteaux, poutres et des voiles conformément aux règles « **BAEL 91 modifié 99** » et « **RPA 99 modifié 2003** »

IV.1 Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres, ils transmettent les efforts vers les fondations.

Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (M, N).

Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivant :

- Section entièrement tendus (SET)
- Section partiellement comprimé (SPC)
- Section entièrement comprimé (SEC)

Les armatures sont obtenues sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

Tableau IV.1 : contraintes du béton et de l'acier

Situation	γ_b	γ_s	f_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	f_e (MPa)	$\bar{\sigma}_s$
S.D.T	1.5	1.15	25	14.20	500	435
S.A	1.15	1	25	18.48	500	500

IV.1.1 Combinaison d'actions :

Combinaisons fondamentales selon CBA 93 (situation durable transitoire) :

$$\begin{cases} 1.35G + 1.35Q & ELU \\ G + Q & ELS \end{cases}$$

Combinaisons accidentelles selon RPA 99 (situation accidentelle) :

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{cases}$$

On distingue les cas suivants :

- $N_{\max}^{\text{compression}}, M_{\text{correspondant}}$
- $-N_{\min}=0, M_{\text{correspondant}}$
- $N_{\max}^{\text{traction}}, M_{\text{correspondant}}$
- $M_{\max}, N_{\text{correspondant}}$

IV.1.2 Recommandations du « BAEL91 modifiée 99 » :

La section A_s des armatures longitudinales doit respecter les conditions suivantes :

$$A_s^{\min} = \max \left\{ \begin{array}{l} A_s = 4xu \text{ (u: périmètre en mètre avec } A_s \text{ en cm}^2\text{)} \\ 0,2\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5\% \end{array} \right.$$

B : Section brute du béton.

IV.1.3 Recommandations des « RPA 99 modifiée 2003 » :

Pour les poteaux d'une structure en zone sismique III :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence (H.A) et sans crochet.
- Le pourcentage d'armature dans chaque section :
- $0,9 \leq \frac{A_s}{B} \leq 4\%$ Zone courante (Z.C)
- $0,9 \leq \frac{A_s}{B} \leq 6\%$ Zone de recouvrement (Z.R)

Avec : A_s : la section d'acier

B : La section brute du béton .

- Le diamètre minimal est de $\emptyset_1=12\text{mm}$.
- Une longueur de recouvrement minimale de $l_R=50 \times \emptyset$.
- L'espacement entre barres longitudinales dans une face des poteaux ne doit pas dépasser 20cm et ne doit être inférieur à 3,75cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'intérieur des zones nodales.
- Pour la zone nodale dans les poteaux les longueurs « h' » à prendre en compte pour chaque barre est définie comme suit :

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60\text{cm} \right)$$

- H_e : la hauteur d'étage.
- B_1 et h_1 : dimensions du poteau.

IV.1.4 Calcul du ferrailage des poteaux :

Tableau IV.2 : calcul du ferrailage des poteaux carrés

Niveau	Cas	Effort (kN) (kN.m)	Situation	As calculé (Cm ²) par face
RDC 65*65	$N_{\max}^{(-)}$	-2811,707	E.L.U	0
	M_{corr}	23,1893		
	$N_{\min}^{(-)}$	-82,423	G+Q+E	8,54
	M_{corr}	267,05		
	$N_{\max}^{(+)}$	436,044	G+Q+E	10,02
	M_{corr}	151,2313		
	M_{\max}	318,4377	G+Q+E	0
	N_{corr}	-1525,211		
1^{er} 60*60	$N_{\max}^{(-)}$	-2534,705	E.L.U	0
	M_{corr}	49,0628		
	$N_{\min}^{(-)}$	-21,986	G+Q+E	11,88
	M_{corr}	309,3842		
	$N_{\max}^{(+)}$	290,79	0,8G+E	13,26
	M_{corr}	262,1211		
	M_{\max}	309,3842	G+Q+E	11,88
	N_{corr}	-21,986		
2^{ème} 55*55	$N_{\max}^{(-)}$	-2178,303	E.L.U	0
	M_{corr}	41,4817		
	$N_{\min}^{(-)}$	-92,201	G+Q+E	2,81
	M_{corr}	91,0913		
	$N_{\max}^{(+)}$	123,535	0,8G+E	12,44
	M_{corr}	257,0435		
	M_{\max}	289,5338	G+Q+E	11,2
	N_{corr}	-142,722		
3^{ème} 55*55	$N_{\max}^{(-)}$	-1855,015	E.L.U	0
	M_{corr}	46,4976		
	$N_{\min}^{(-)}$	-18,552	G+Q+E	12,18
	M_{corr}	283,4954		
	$N_{\max}^{(+)}$	/	/	/
	M_{corr}	/	/	/

Tableau IV.2 : calcul du ferrailage des poteaux carrés (suite).

Niveau	Cas	Effort (kN) (kN.m)	Situation	As calculé (Cm ²) par face
3^{ème} 55*55	M _{max}	-297,3532	G+Q+E	1,77
	N _{corr}	-1175,151		
4^{ème} 50*50	N _{max} ⁽⁻⁾	-1535,85	E.L.U	0
	M _{corr}	39,4196		
	N _{min} ⁽⁻⁾	-74,083	G+Q+E	7,86
	M _{corr}	179,1639		
	N _{max} ⁽⁺⁾	/	/	/
	M _{corr}	/		
	M _{max}	-235,6311	0,8G+E	2,96
	N _{corr}	-888,02		
5^{ème} 50*50	N _{max} ⁽⁻⁾	-1225,792	E.L.U	0
	M _{corr}	47,0736		
	N _{min} ⁽⁻⁾	-99,15	G+Q+E	7,37
	M _{corr}	174,7924		
	N _{max} ⁽⁺⁾	/	/	/
	M _{corr}	/		
	M _{max}	-238,8634	G+Q+E	3,77
	N _{corr}	-820,036		
6^{ème} 45*45	N _{max} ⁽⁻⁾	-917,556	E.L.U	0
	M _{corr}	37,7362		
	N _{min} ⁽⁻⁾	-102,542	G+Q+E	5,76
	M _{corr}	125,9076		
	N _{max} ⁽⁺⁾	/	/	/
	M _{corr}	/		
	M _{max}	-175,3556	G+Q+E	3,85
	N _{corr}	-594,759		

Tableau IV.2 : calcul du ferrailage des poteaux carrés (suite).

Niveau	Cas	Effort (kN) (kN.m)	Situation	As calculé (Cm ²) par face
7^{ème} 45*45	$N_{max}^{(-)}$	-613,269	E.L.U	0
	M_{corr}	42,1728		
	$N_{min}^{(-)}$	-69,399	G+Q+E	6,51
	M_{corr}	132,7318		
	$N_{max}^{(+)}$	/	/	/
	M_{corr}	/		
	M_{max}	-160,3158	0,8G+E	5,53
	N_{corr}	-323,59		
8^{ème} 45*45	$N_{max}^{(-)}$	-315,777	E.L.U	0
	M_{corr}	49,4756		
	$N_{min}^{(-)}$	-33,021	G+Q+E	5,62
	M_{corr}	110,4845		
	$N_{max}^{(+)}$	/	/	/
	M_{corr}	/		
	M_{max}	-181,4338	G+Q+E	8,6
	N_{corr}	-149,184		

Tableau IV.3 : Pourcentage d'armature minimal.

Niveau	A_s^{min} BAEL (cm ²)		A_s^{min} RPA (cm ²)	A_s^{max}	
	4xU	0,2%B	0,9%B	Z.C=4%B	Z.R=6%B
RDC (65x65)	10,4	8,45	38,025	169	253,5
1^{er} (60x60)	9,6	7,2	32,4	144	216
2^{ème}+3^{ème} (55x55)	8,8	6,05	27,225	121	181,5
4^{ème}+5^{ème} (50x50)	8	5	22,5	100	150
6^{ème}+7^{ème}+8^{ème} (45x45)	7,2	4,05	18,225	81	121,5

IV.1.5 Choix des armatures :

Tableau IV.4 : Choix d'armatures verticales des poteaux

Niveau	Sections (cm ²)	A _{Smin} (cm ²)	A _s calculé (cm ²)/Fac e	Choix d'armatures/Fac e	A _S ^{adp} (cm ²) /Face	Choix d'armatu res total	A _S ^{tot} (cm ²)
RDC	65x65	38,025	10,02	4T20+1T16	14,58	12T20+4 T16	45,74
1^{er}	60x60	32,4	13,26	4T20+1T16	14,58	12T20+4 T16	45,74
2^{ème}+3^{ème}	55x55	27,225	12,44	4T20+1T16	14,58	12T20+4 T16	45,74
4^{ème}+5^{ème}	50x50	22,5	7,86	4T16+1T14	9,58	12T16+4 T14	30,29
6^{ème}+7^{ème} +8^{ème}	45x45	18,225	8,6	4T16+1T14	9,58	12T16+4 T14	30,29

IV.1.6 Vérification vis-à-vis de l'état limite de service :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser}, N_{ser}), puis elles sont comparées aux contraintes admissible données par :

Béton : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$

Acier : -Fissuration peu nuisible : pas de vérification

-Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; \text{Max}(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}})\right)$

-Fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = 0,8 \times \xi \text{ Mpa}$

Avec : $\eta = 1,60$ pour les aciers a haute adhérence

Pour une fissuration préjudiciable on a :

Tableau IV.5 : Vérification des contraintes des poteaux a l'ELS

Section (cm ²)	Efforts internes (kN,kN,m)		σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MP a)	Vérification
RDC (65x65)	N _{max}	-2047.08	69	250	4.66	15	Vérifié
	M _{corr}	16.6793					
	M _{max}	-64.555	46.5	250	3.33	15	Vérifié
	N _{corr}	-1019.285					
1^{er} (60x60)	N _{max}	-1846.327	77.5	250	5.32	15	Vérifié
	M _{corr}	35.5219					
	M _{max}	-50.3228	81.4	250	5.65	15	Vérifié
	N _{corr}	-1008.257					
2^{ème} (55x55)	N _{max}	-1586.572	78,2	250	5,38	15	Vérifié
	M _{corr}	30.3975					
	M _{max}	-52.0817	50.7	250	6.67	15	Vérifié
	N _{corr}	-777.114					
3^{ème} (55x55)	N _{max}	-1351.243	69,3	250	4,81	15	Vérifié
	M _{corr}	33.973					
	M _{max}	-55.087	46,1	250	3,38	15	Vérifié
	N _{corr}	-645.693					
4^{ème} (50x50)	N _{max}	-1118.907	74	250	5.16	15	Vérifié
	M _{corr}	28.8182					
	M _{max}	-47.2789	49.1	250	3.65	15	Vérifié
	N _{corr}	-495.664					
5^{ème} (50x50)	N _{max}	-893.266	35.1	250	2.46	15	Vérifié
	M _{corr}	34.4118					
	M _{max}	-56.6736	23.9	250	1.8	15	Vérifié
	N _{corr}	-380.661					
6^{ème} (45x45)	N _{max}	-668.949	60.7	250	4.33	15	Vérifié
	M _{corr}	27.5867					
	M _{max}	-46.5244	49.9	250	4.01	15	Vérifié
	N _{corr}	-256.414					

Tableau IV.5 : Vérification des contraintes des poteaux a l'ELS (suite).

Section (cm ²)	Efforts internes (kN,kN,m)		σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MP a)	Vérification
7^{ème} (45x45)	Nmax	-447.568	48.3	250	3.54	15	Vérifié
	Mcorr	30.8358					
	Mmax	-51.5098	79.8	250	7.85	15	Vérifié
	Ncorr	-155.885					
8^{ème} (45x45)	Nmax	-231.148	40	250	3.14	15	Vérifié
	Mcorr	36.1321					
	Mmax	-67.1892	65.5	250	5.73	15	Vérifié

IV.1.7 Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bxd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \{0,1 \times f_{c28} ; 4\text{MPa}\} = 2,5 \text{ MPa}$$

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 « BAEL91 modifié 99 »

$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,13 \times f_{c28} ; 5\text{MPa})$ Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,1 \times f_{c28} ; 4\text{MPa})$ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

Selon le « RPA99 modifié 2003 »

$$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$$

$\rho_d = 0.075$ si l'élancement $\lambda \geq 5$

$\rho_d = 0.040$ si l'élancement $\lambda < 5$

λ : L'élancement du poteau $\lambda = \frac{L_f}{a}$.

L_f : Longueur de flambement.

a : coté du poteau dans le sens du calcul.

Tableau IV.6 : Vérification des contraintes de cisaillement des poteaux

Niveaux	Section (cm ²)	Tu (kN)	τ_u (MPa)	λ_g	ρ_d	τ_u (RPA) (MPa)	τ_u (BAEL) (MPa)	Vérification
RDC	(65x65)	29.86	0.070	4.30	0.040	1	2.5	vérifie
1 ^{er}	(60x60)	31.95	0.080	4.66	0.040	1	2.5	vérifie
2 ^{ème}	(55x55)	41.60	0.132	3.89	0.040	1	2.5	vérifie
3 ^{ème}	(55x55)	45.86	0.151	3.89	0.040	1	2.5	vérifie
4 ^{ème}	(50x50)	38.33	0.153	4.28	0.040	1	2.5	vérifie
5 ^{ème}	(50x50)	45.02	0.180	4.28	0.040	1	2.5	vérifie
6 ^{ème}	(45x45)	36.55	0.180	4.76	0.040	1	2.5	vérifie
7 ^{ème}	(45x45)	39.61	0.195	4.76	0.040	1	2.5	vérifie
8 ^{ème}	(45x45)	53.48	0.264	4.76	0.040	1	2.5	vérifie

IV.1.8 Ferrailage transversal des poteaux :

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules suivantes :

$$\begin{cases} S_t \leq \text{Min}(0,9d ; 40 \text{ cm}) \\ \phi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_l \right) \\ \frac{A_t x f_e}{b x S_t} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right) \end{cases}$$

Avec :

- A_t : Section d'armatures transversales.
- b : Largeur de la section droite.
- h : Hauteur de la section droite.
- S_t : Espacement des armatures transversales.
- ϕ_t : Diamètre des armatures transversales.
- ϕ_l : Diamètre des armatures longitudinales.

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a x T_u}{h x f_e}$$

- 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 de mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

Conception et calcul parasismique d'un bâtiment RDC+8 en Béton armé

- $\rho_a = 2,5$ Si $\lambda_g \geq 5$
- $\rho_a = 3,75$ Si $\lambda_g < 5$
- λ_g : L'élancement géométrique.

L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

- $S_t \leq 10\text{cm}$ zone nodale (zone III)
- $S_t \leq \text{Min} \left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10 \phi_l \right)$ zone courante (Zone III)

Le pourcentage d'armature transversales maximal $\frac{A_t}{S_t \times b}$ est donné par :

0,3% si l'élancement $\lambda_g \geq 5$

0,8% si l'élancement $\lambda_g < 5$

Sinon on procède à une interpolation entre 0,8% et 0,3%

Tableau IV.7 : Espacement des cadres des poteaux.

Niveau	Sections (cm ²)	Ferrailage longitudinal	ϕ_l (mm)	St (cm)	
				Z.N	Z.C
RDC	65x65	4T20+1T16	20	10	15
1^{er}	60x60	4T20+1T16	20	10	15
2^{ème}+3^{ème}	55x55	4T20+1T16	20	10	15
4^{ème}+5^{ème}	50x50	4T16+1T14	16	10	15
6^{ème}+7^{ème}+8^{ème}	45x45	4T16+1T14	16	10	15

Tableau IV.8 : Choix d'armatures transversales des poteaux.

Niveau	Zone	St (cm)	Tu ^{max} (kN)	λ_g	At ^{cal} (cm ²)	Choix	At ^{adp} (cm ²)
RDC	Z.N	10	29,83	4,307	0,0045	4T8	2,01
	Z.C	15			0,0068	4T8	2,01
1^{er}	Z.N	10	27,16	4,666	0,0045	4T8	2,01
	Z.C	15			0,0068	4T8	2,01
2^{ème}+3^{ème}	Z.N	10	45,5	3,894	0,0083	4T8	2,01
	Z.C	15			0,012	4T8	2,01
4^{ème}+5^{ème}	Z.N	10	44,88	4,284	0,009	4T8	2,01
	Z.C	15			0,013	4T8	2,01
6^{ème}+7^{ème}+8^{ème}	Z.N	10	52,32	4,76	0,012	4T8	2,01
	Z.C	15			0,017	4T8	2,01

IV.1.9 Longueur de recouvrement :

La longueur minimale de recouvrement est de $L_r = 50 \times \phi l$ (Zone III)

T20 : $L_r = 100$ cm

IV.1.10 Ferrailage des poteaux du sous-sol :

Les poteaux du sous-sol sont calculés à la compression simple, le ferrailage est donné par :

$$A_s \geq \left(\frac{Nu}{\alpha} - \frac{Br f_{c28}}{0.9 \gamma_b} \right) \frac{\gamma_s}{f_e}$$

Br : Section réduite du poteau

$$Br = (a - 0,02)^2 \text{ [m}^2\text{]} \dots\dots\dots \text{(Poteau carré)}$$

$$B_r = 0.396 \text{ m}^2$$

$$\gamma_b = 1,5 \gamma_s = 1,15$$

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures longitudinales.

f_{c28} : résistance caractéristique du béton.

Nu : L'effort normal maximal au niveau des poteaux du sous-sol

α : Coefficient dépendant de l'élançement.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \\ \frac{0.6(50)^2}{\lambda} \end{cases}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i}$$

$$\lambda = \frac{L_f \sqrt{12}}{a}$$

L_f : Longueur de flambement.

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

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau.

a : la dimension du poteau.

IV.1.10.1 Calcul de l'effort normal pondéré :

Prenons le poteau le plus sollicité dont l'effort normal.

$$N_u (\text{RDC}) = 2811.707 \text{ kN}$$

- Poids du plancher..... $6.39 \times 19.04 = 121.665 \text{ kN}$
 - Poids du poteau..... $0.65^2 \cdot (3.24 - 0.45) \cdot 25 = 29.46 \text{ kN}$
 - Poids de la poutre porteuse..... $5.6 \times 0.3 \cdot (0.45 - 0.2) \cdot 25 = 10.5 \text{ kN}$
 - Poids de la poutre non porteuse..... $3.9 \times 0.3 \cdot (0.35 - 0.2) \cdot 25 = 4.38 \text{ kN}$
- G = 166.005 kN**

$$\text{Surcharge d'exploitation : } Q = 4 \cdot 19.04 = 76.16 \text{ kN}$$

- l'effort normal total revenant au poteau du 1^{er} sous-sol :

$$N_{u1} = 1.35(166.005) + 1.5 (22.6) = 338.346 \text{ kN}$$

$$N_u (1\text{ss}) = N_u (\text{RDC}) + N_{u1} = 3150.053 \text{ kN}$$

- l'effort normal total revenant au poteau du 2^{ème} sous-sol :

$$N_{u2} = 1.35(159.64) + 1.5 (76.16) = 249.414 \text{ kN}$$

$$N_u (2\text{ss}) = N_u (1\text{ss}) + N_{u2} = 3399.467 \text{ kN}$$

IV.1.10.2 Calcul du ferrailage :

$$- i = \sqrt{\frac{I}{B}} = 187.63$$

$$-\lambda = \frac{L_f}{i} = 12.08$$

$$-\alpha = \frac{0.85}{1 + 2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0.68$$

$$A_s \geq \left(\frac{3150.053 \cdot 10^3}{0.68} - \frac{396.9 \cdot 10^3 \cdot 25}{0.9 \cdot 1.5} \right) \frac{1.15}{500} = -6.52 \times 10^3 < 0$$

Le calcul en compression simple du poteau le plus sollicité au niveau des deux sous-sol, a donné une section $A_s \leq 0 \text{ cm}^2$ inférieure à celle exigée par l'RPA99 ($A_s^{\min} = 0.9\%B = 38,03 \text{ cm}^2$), notre choix est le même que la section d'armature des poteaux du RDC.

$$\text{Soit : } A_s = 12T20 + 4T16 = 45,74 \text{ cm}^2$$

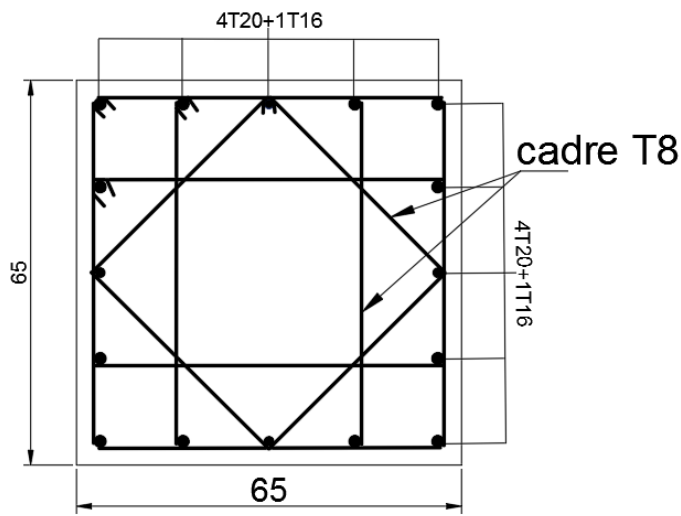


Figure IV.1 : Ferrailage du poteau RDC+SS

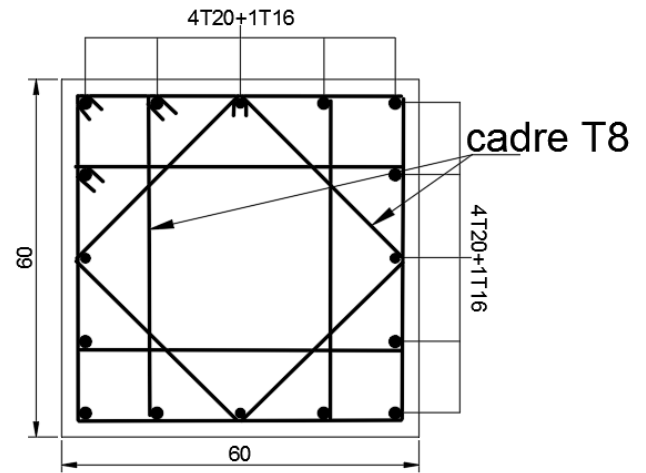


Figure IV.2 : Ferrailage du poteau 1^{er}

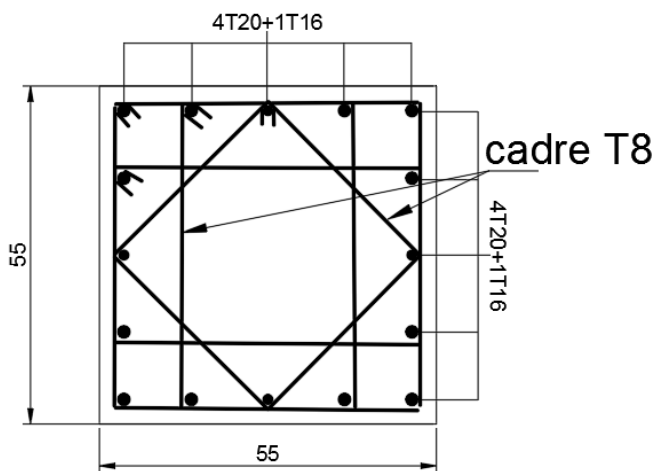


Figure IV.3 : Ferrailage du poteau du 2^{ème} + 3^{ème}

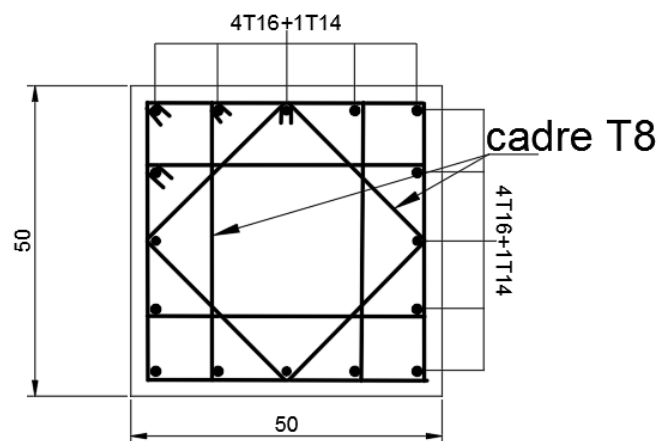


Figure IV.4 : Ferrailage du poteau 4^{ème}

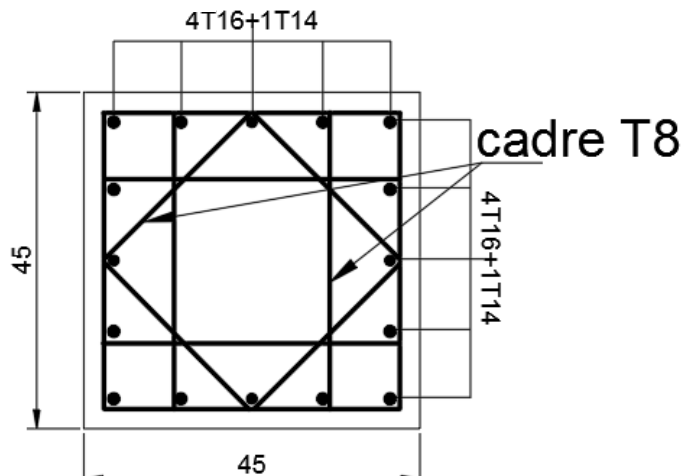


Figure IV.5 : Ferrailage du poteau du 6^{ème} + 7^{ème}+8^{ème}

IV.2 Ferrailage des poutres :

Les poutres sont des éléments horizontaux qui ont pour rôle la reprise des charges leur revenant des dalles et planchers et de les transmettre aux poteaux.

IV.2.1 Les combinaisons d'actions :

Combinaisons fondamentales selon CBA 93 (situation durable) :

$$\begin{cases} 1.35G + 1.5Q & \text{à ELU} \\ G + Q & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

Combinaisons accidentelles selon RPA 99 (situation accidentelle) :

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{cases}$$

IV.2.2 Recommandations des règlements :

-Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

-Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante.
- 6% en zone de recouvrement.

-La longueur minimale de recouvrement est de $50 \varnothing$ en zone III.

-l'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

La quantité d'armatures transversales « A_t » est donnée par $A_t = 0,003 \times S_t \times L$

Avec :

L : longueur de la poutre

S_t : espacement de deux cadres consécutifs, il est donné par :

$$S_t \leq \text{Min} \left[\frac{h}{4} ; 12 \varnothing \right] \quad \text{Z.N}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \quad \text{Z.C}$$

h : Hauteur de la poutre

\varnothing : Diamètre maximale des barres d'acier longitudinales.

IV.2.3 Calcul du ferrailage :

La structure comporte des poutres porteuses et des poutres non porteuses, qui travaillent en flexion simple.

Le calcul du ferrailage a été fait avec le logiciel « Socotec ».

Tableau IV.9 : Ferrailage des poutres.

	Combinaison	Position	M _{max} (kN.m)	As ^{sup} (cm ²)	As ^{inf} (cm ²)	As ^{min} (cm ²)	As ^{max} (Z.N)	As ^{max} (Z.C)
Poutre porteuse (30x45)	1,35G+1,5Q	Appui	193,4	0	13.27	6,75	81	54
		Travée	99	6.11	0			
	G + Q ± E	Appui	306,6 ⁽⁻⁾	18.16	0			
			280,8 ⁽⁺⁾	0	16.3			
		Travée	257,2 ⁽⁻⁾	11.43	0			
			261	0	14.93			
Poutre Non porteuse (25x35)	1,35G+1,5Q	Appui	45	0	3.67	4,38	52.5	35
		Travée	27,3	2.15	0			
	G + Q ± E	Appui	190.6 ⁽⁻⁾	0	16.45			
			196 ⁽⁺⁾	16.93	0			
		Travée	179 ⁽⁻⁾	0	15.04			
			166,7	13.65	0			
Chainage (30x45)	1,35G+1,5Q	Appui	209	0	14.66	6,75	81	54
		Travée	97	5.97	0			
	G + Q ± E	Appui	171	0	9.22			
		Travée	81	4.16	0			

Tableau IV.10 : Choix d'armatures longitudinales des poutres.

	Position	As calculé (cm ²)	Choix	As ^{adp} (cm ²)
Poutre porteuse (30x45)	Appui	18.16	6T20	18,85
		16.3	4T20+2T16	16,59
	Travée	11.43	4T20	12,57
		14.93	4T20+2T14	15,65
Poutre Non porteuse (25x35)	Appui	16.93	5T20+1T16	17,72
		16.45	5T20+1T16	17,72
	Travée	13.65	5T20	15,71
		15.04	5T20	15,71
Chainage (30x45)	Appui	14.66	6T16+2T14	15,14
	Travée	5.97	4T14	6,16

IV.2.4 Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Tableau IV.11 : vérification de la condition de non fragilité

	As adopté (cm ²)		C.N.F	Obs
	Appui	Travée		
Poutre porteuse (30x45)	Appui	18,85	1,46	vérifiée
	Travée	15,65		
Poutre non porteuse (25x35)	Appui	17,72	1,46	vérifiée
	Travée	15,71		
Chainage (30x45)	Appui	15,14	1,46	vérifiée
	Travée	6,16		

IV.2.5 Espacement :

-Poutre porteuse :

En travée :

$$\text{Horizontalement : } e_h = \frac{30 - 2 \times 4 - 4 \times 2}{3} = 4,66 \text{ cm}$$

On prend : $e_h = 5 \text{ cm} > e_{\min} = \text{Max}(\emptyset ; 1,5 \times c_g) = \text{Max}(2 \text{ cm} ; 3,75 \text{ cm}) = 3,75 \text{ cm}$ Vérifiée.

Sur appuis :

$$\text{Horizontalement : } e_h = \frac{30 - 2 \times 4 - 4 \times 2}{3} = 4,66 \text{ cm}$$

On prend : $e_h = 5 \text{ cm} > e_{\min} = \text{Max}(\emptyset ; 1,5 \times c_g) = \text{Max}(2 \text{ cm} ; 3,75 \text{ cm}) = 3,75 \text{ cm}$ Vérifiée

Tableau IV.12 : Vérification des espacements

	Station	eh	e _{min}	Obs
Poutre porteuse (30x45)	Apuis	4.66	3.75	Vérifiée
	Traves	4.66		Vérifiée
Poutre non porteuse (25x35)	Apuis	5.1	3.75	Vérifiée
	Traves	5.1		Vérifiée
Chainage (30x45)	Apuis	5.2	3.75	Vérifiée
	Traves	5.46		Vérifiée

IV.2.5 Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \{0,1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}\} = 2,5 \text{ MPa}$$

Selon le BAEL

$$\begin{cases} St \leq \text{Min}(0,9d ; 40\text{cm}) \\ \frac{At}{St \times b} \geq \frac{\tau_u - 0,3x f_{c28} \times k}{0,8x f_c} \\ \frac{At x f_e}{b x St} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ Mpa} \right) \end{cases}$$

Selon les RPA

$$\begin{cases} At = 0,003 x St x b \\ St \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4} ; 12\phi l \right) \\ St \leq \frac{h}{2} \end{cases}$$

Tableau IV.13 : Contrainte tangentielle et ferrillage transversal des poutres.

	Tu (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	St (cm)		At (cm ²)	Choix
				Z.N	Z.C		
Poutre porteuse (30x45)	216,6	1,78	2,5	10	20	1,8	4T8
Non porteuse (25x35)	45,7	0,58	2,5	10	15	1,13	3T8
Chainage (30x45)	173,74	2,2	2,5	10	20	1,8	4T8

IV.2.6 Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau IV.14 : Vérification des poutres à l'ELS.

	Position	Mser (kN.m)	σ_s	$\bar{\sigma}_s$	σ_b	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
Poutre porteuse (30x45)	Appui	-137.36	192.6	250	7.78	15	Vérifiée
	Travée	69.6775	110.9		4.27		
Poutre non porteuse (25x35)	Appui	-41.054	76.8	250	3.73	15	Vérifiée
	Travée	29.4661	92.1		4.2		
Chainage (30x45)	Appui	-148.9436	225.6	250	11	15	Vérifiée
	Travée	68.9874	201.7		11		

IV.2.7 Vérification de la flèche :

$$\text{Flèche totale : } \Delta ft = fgv - fji + fpi - fgi \leq \bar{f}$$

fgv : Flèche de longue durée due à l'ensemble des charges permanentes.

fgi : Flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes.

fji : Flèche instantanée due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons (nulle).

fpi : Flèche instantanée due à l'ensemble des charges (G+Q).

Moment d'inerte de la section rectangulaire homogène I_0 :

$$I_0 = \frac{bxh^3}{3} + 15 [As*(d - y)^2 + A's*(y-d')^2]$$

« y » étant la solution de l'équation suivante :

$$b * y^2 + 30 \times (As + A's) * y - 30 \times (d * As + d' * A's) = 0$$

Calcul des moments d'inerte fictifs :

$$I_{fi} = \frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda i * \mu} \quad , \quad I_{fv} = \frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda v * \mu}$$

Avec :

$$\lambda i = \frac{0.05 ft 28}{\rho * (2 + 3 \frac{b_0}{b})} \quad : \text{coefficient pour la déformation instantanée.}$$

$$\lambda v = \frac{0.02 ft 28}{\rho * (2 + 3 \frac{b_0}{b})} \quad : \text{coefficient pour la déformation différée.}$$

$$\rho = \frac{A}{b * d} : \text{pourcentage des armatures.}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 ft 28}{4 * \rho * \sigma_s + ft 28}$$

σ_s : contrainte de traction effective de l'armature correspondant au cas de charge considéré σ_s .

IV.2.7.1 Poutre porteuse :

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-après :

Tableau IV.15 : Récapitulatif du calcul de la flèche de la poutre porteuse.

Mser (kn.m)	As (cm ²)	ρ	σ_s (Mpa)	λi	λv	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
69.6777	16.59	0.014	110.9	1.5	0.6	0.44	3.10*10 ⁶	1.86*10 ⁶	2.67*10 ⁶

Avec : $E_{ij} = 11000 * (fc 28)^{1/3} = 32164,19$

$$E_{iv} = \frac{E_{ij}}{3} = 10721,39$$

Tableau IV.16 : Vérification de la flèche de la poutre porteuse.

	f_{pi} (mm)	f_{gi} (mm)	f_{gv} (mm)	f_{ij} (m)	Δ_{ft} (mm)	\bar{f} (mm)
Poutre porteuse	0.41	0.30	0.65	0.30	0.46	10.05

IV.2.7.2 Poutre non porteuse :

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.17 : Récapitulatif du calcul de la flèche de la poutre non porteuse.

Mser (kn.m)	As (cm ²)	ρ	σ_s (Mpa)	λ_i	λ_v	μ	I0 (cm ⁴)	Ifi (cm ⁴)	Ifv (cm ⁴)
69.6777	14.58	0.021	92.1	1	0.4	0.62	4.25*10 ⁵	3X10 ⁵	3.82X10 ⁵

Tableau IV.18 : Vérification de la flèche de la poutre non porteuse.

	f_{pi} (mm)	f_{gi} (mm)	f_{gv} (mm)	f_{ij} (m)	Δ_{ft} (mm)	\bar{f} (mm)
Poutre non porteuse	0,55	0,34	0,80	0,34	0,67	9,25

IV.2.7.3 Poutre de chaînage :

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.19 : Récapitulatif du calcul de la flèche de la poutre de chaînage.

Mser (kn.m)	As (cm ²)	ρ	Σs (Mpa)	λ_i	λ_v	μ	I0 (cm ⁴)	Ifi (cm ⁴)	Ifv (cm ⁴)
69.68	9.42	0.008	201.7	2.62	1.05	0.57	9.92*10 ⁵	4.37*10 ⁵	6.82*10 ⁵

Tableau IV.20 : Vérification de la flèche de la poutre de chaînage.

	f_{pi} (mm)	f_{gi} (mm)	f_{gv} (mm)	f_{ij} (m)	Δ_{ft} (mm)	\bar{f} (mm)
Poutre chaînage	1,73	1,12	2,17	1,12	1,66	10.05

La flèche est vérifiée.

IV.2.8 Vérification de la contrainte thermique :

Le C.B.A 93 exige une vérification par une étude thermique pour toute structure ayant des dimensions en plan supérieures à 25m, ou bien prévoir un joint de dilatation. [1]

Les dilatations linéaires peuvent être évaluées en admettant forfaitairement un coefficient de dilatation du béton armé égal à 10^{-5} . [7]

Selon le C.B.A 93, la variation uniforme de température au nord de l'Algérie (climat tempéré) entre $[35^{\circ} \text{C}, 15^{\circ} \text{C}]$

Les sollicitations correspondantes sont évaluées en introduisant pour le béton des modules de déformation longitudinale tenant compte de la durée d'application des actions considérées.

La contrainte est donnée par la formule suivante :

$$\sigma = E \cdot \alpha \cdot \Delta T$$

σ : contrainte thermique

ΔT : Variation de la température ($\Delta T = 20^{\circ} \text{C}$)

E: Module de young ($E = 32164,20 \text{MPa}$)

α : coefficient de dilatation thermique ($\alpha = 10^{-5}$)

$$\sigma = 32164,20 \cdot 10^{-5} \cdot 20 = 6,43 \text{MPa}$$

La fissuration est considérée préjudiciable.

on doit vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y + \sigma < \bar{\sigma}_b = 15 \text{MPa} \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) < \bar{\sigma}_s = 250 \text{MPa} \end{cases}$$

Tableau IV.21 : Vérification de la contrainte thermique.

	Position	Mser (kN.m)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	obs	σ_b (MPa)	$\sigma_b + \sigma$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	obs
Poutres terrasses (30x45)	Appui	105,25	157,4	250	vérifiée	7,01	13,44	15	vérifiée
	Travée	60	107,9		vérifiée	4,56	10,99		vérifiée
Poutre étages courants (30x45)	Appui	104,78	156,7		vérifiée	6,98	13,41		vérifiée
	Travée	53,62	96,4		vérifiée	4,08	10,51		vérifiée

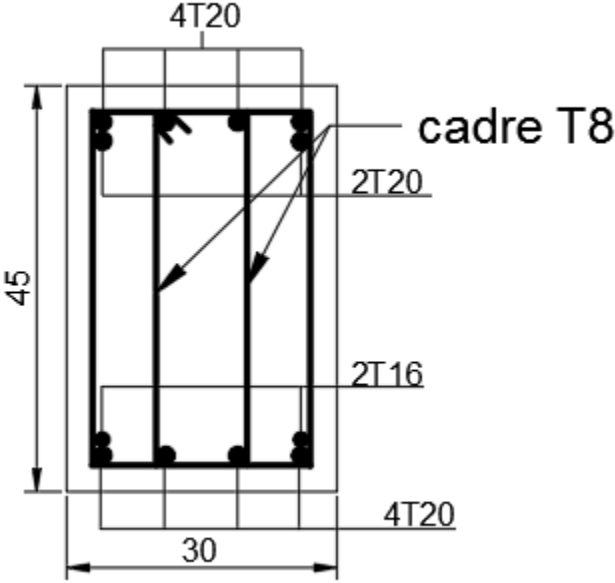


Figure IV.6 : Ferrailage des poutres porteuses sur appui

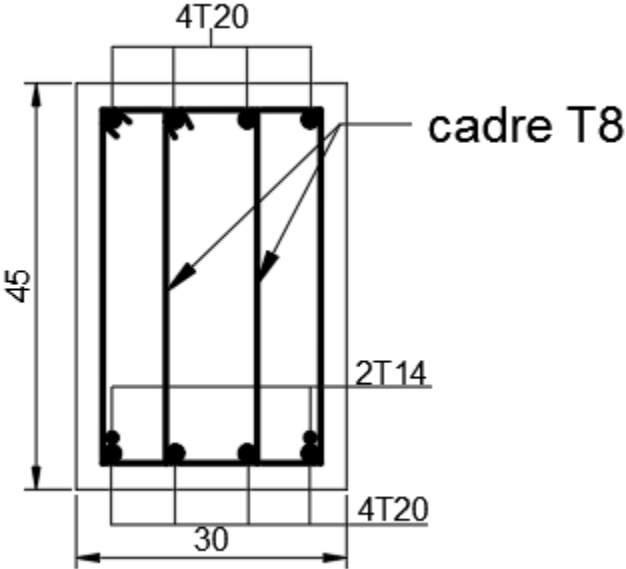


Figure IV.7 : Ferrailage des poutres porteuses sur travée

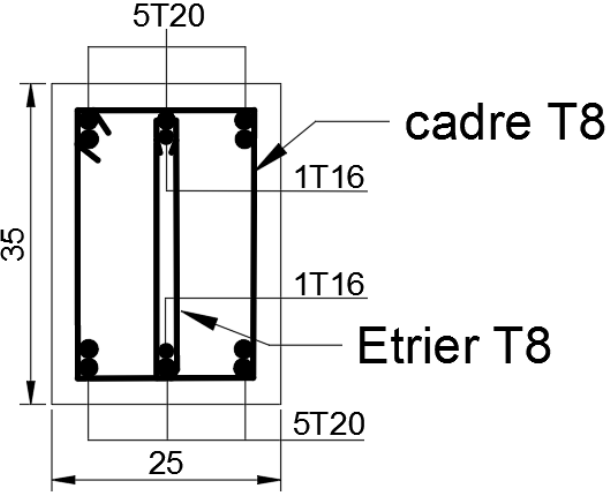


Figure IV.8 : Ferrailage des poutres non porteuses sur appui

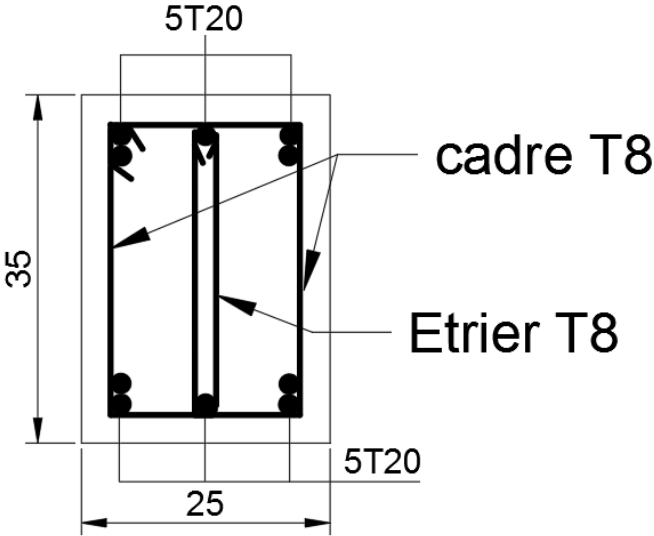


Figure IV.9 : Ferrailage des poutres non porteuses sur travée

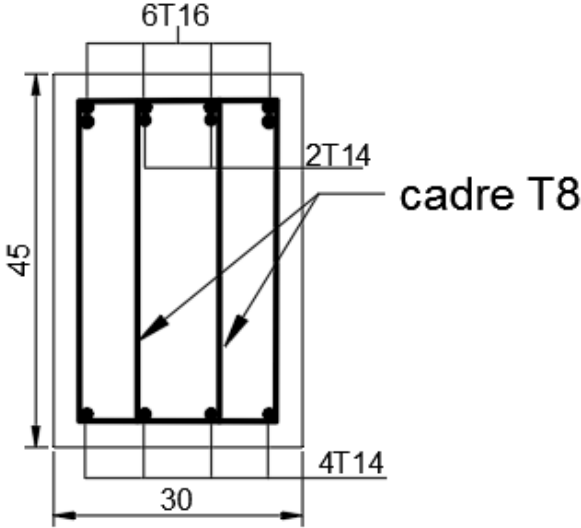


Figure IV.10 : Ferrailage des chainages sur appui

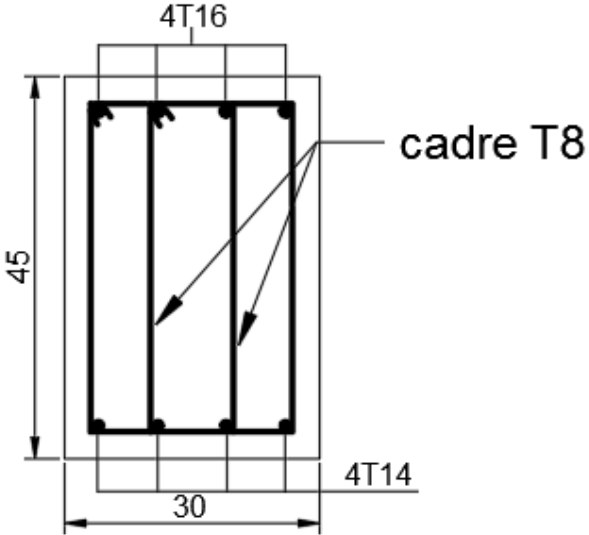


Figure IV.11 : Ferrailage des chainages sur travée

IV.3 Ferrailage des voiles :

Les voiles sont des écrans rigides ayant deux dimensions en plan (longueur, largeur) plus importantes que la troisième dimension (épaisseur).

Les voiles sont chargés dans leur plan et ont pour principales fonctions :

- De reprendre les charges verticales revenantes des planchers.
- De participer au contreventement de la structure.
- Protection contre les incendies (cages d'escaliers et ascenseurs).
- Isolation acoustique.

Les calculs des voiles en béton armé et non armé se fera par la méthode des contraintes suivant la norme «NF P 18-210 –DTU 23.1 : murs en béton banché ».

IV.3.1 Introduction de la méthode des contraintes :

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastree à la base, la figure suivante montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire, soumis à une charge verticale N et une charge horizontale V en tête.

Le ferrailage des voiles est constitué :

- d'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile (de pourcentage ρ) et d'armatures verticales uniformément réparties (de pourcentage ρ_v).
- d'armatures horizontales, parallèles au plan du mur, uniformément réparties et de pourcentage ρ_h .
- d'armatures transversales (épingles) perpendiculaires aux parements du voile.

Les extrémités des voiles sont soumises à d'importants efforts de traction et de compression, ce couple est repris par les armatures disposées dans ces zones.

Des armatures horizontales et verticales distribuées au long de l'âme du voile auront pour rôle de reprendre l'effort tranchant. Les cadres et épingles permettent d'assurer le confinement des armatures verticales.

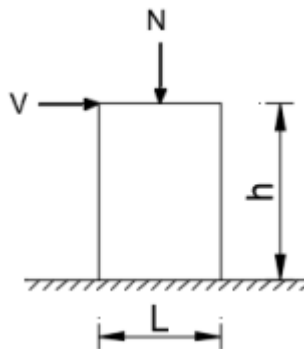


Figure IV.12 : Elément soumis à la flexion composée.

IV.3.2 Justifications sous sollicitations normales :

IV.3.2.1 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'élancement mécanique λ : $\lambda \leq 80$
- Le raidisseur d'extrémité r : $h \geq 5a$

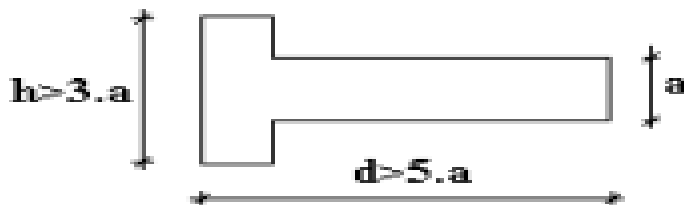


Figure IV.13 : Dimensions en plan d'un mur.

IV.3.2.2 Longueur de flambement (murs non raidi latéralement) :

Soit :

l : la hauteur libre du mur.

lf : la longueur libre de flambement d'un mur non raidi.

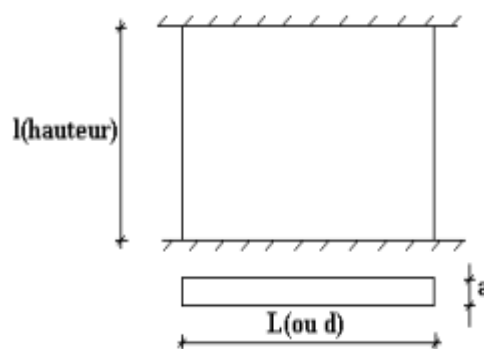


Figure IV.14 : Mur non raidi.

Lorsqu'un mur n'est pas raidi latéralement par des murs en retour, la longueur libre de flambement l_f déduit de la hauteur libre du mur l en fonction de ses liaisons avec le plancher. Les valeurs du rapport $k = \frac{l_f}{l}$ sont données par le tableau suivant :

Tableau IV.22: Valeurs du coefficient « l_f/l »

Liaisons du mur		Mur armé verticalement	Mur non armé verticalement
Mur encastéré en tête et en pied	Présence de plancher de part et d'autre	0,80	0,85
	Présence de plancher d'un seul côté	0,85	0,90
Présence de plancher d'un seul côté		1,00	1,00

L'élançement mécanique λ_{se} déduit de la longueur libre de flambement par la relation :

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a}$$

IV.3.2.3 Efforts de compression en ELU :

Soient :

- l_f : longueur de flambement
- a : Epaisseur du voile.
- d : Longueur du voile.
- **fc28** : Résistance caractéristique du béton à 28 jours.
- **fe**: Limite élastique de l'acier.
- $\gamma_b = 1,5$ (sauf combinaison accidentelles pour lesquelles $\gamma_b = 1,15$).
- $\gamma_s = 1,15$ (sauf pour combinaison accidentelles pour lesquelles $\gamma_s = 1$).

NB : Les valeurs de α données par le tableau ci-dessous sont valables dans le cas où plus de la moitié des charges est appliquée après 90 jours.

Tableau IV.23 : Calcul de σ_{ba} et σ_{bna} .

	Notation	Unité	Voile armé vériquement	Voile non armé vériquement
Elancement	λ	/	$\frac{l_f \sqrt{12}}{a}$	
Section réduite	B_r	m ²	$D_x(a-0,02)$	
$\lambda \leq 50$	α	/	$\frac{0,85}{1 + 0,2(\frac{\lambda}{35})^2}$	$\frac{0,65}{1 + 0,2(\frac{\lambda}{30})^2}$
$50 \leq \lambda \leq 80$			$0,6x(\frac{50}{\lambda})^2$	
Effort ultime ELU	N_{ulim}	kN	$\alpha \left[\frac{B_r x f_{c28}}{0,9x\gamma_b} + \frac{A_s x f_e}{\gamma_s} \right]$	$\alpha \left[\frac{B_r x f_{c28}}{0,9x\gamma_b} \right]$
Contrainte limites	Σ	kPa	$\sigma_{ba} = \frac{N_{ulim}}{axd}$	$\sigma_{bna} = \frac{N_{ulim}}{axd}$

Remarque :

Si la contrainte moyenne de compression dépasse la contrainte de béton armé σ_{ba} , on devra augmenter les dimensions du voile.

IV.3.3 Aciers minimaux :

Si $\sigma_{uc} < \sigma_{bna}$ on n'aura pas besoin d'armatures, on prendra alors les valeurs minimales données par le tableau suivant : (σ_{uc} est la contrainte de compression ultime calculée).

Tableau IV.24 : Sections minimales des aciers verticaux et horizontaux.

	Aciers verticaux	Aciers horizontaux
Espacement maximal	$S_t \leq \text{Min}(0,33m ; 2a)$	$S_t \leq \text{Min}(0,33m ; 2a)$
Section minimale Pourcentage minimal	$A_{sv} \geq \rho_v x d x a$ $\rho_v = \text{Max} \left[0,001 ; 0,0015 \frac{400x\theta}{f_e} \left(\frac{3x\sigma_u}{\sigma_{u\text{lim}}} - 1 \right) \right]$ Moitié sur chaque face avec : $\theta = 1,4$ pour un voile de rive $\theta = 1$ pour un voile intermédiaire	$\rho_h = \frac{Ah}{100a} \geq \text{Max} \left[0,001 ; \frac{2x\rho_v \text{max}}{3} \right]$ $\rho_v \text{max}$: pourcentage d'armatures verticales de la maille la plus armée

La section d'armature correspondante au pourcentage « ρ_v » doit être distribuée en deux nappes, une sur chacune des faces de la maille du mur considéré.

La section d'armatures horizontales parallèles aux faces du mur doit être distribuée en deux nappes, une sur chacune des faces de façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures.

Seuls les aciers verticaux (de diamètre ϕl) pris en compte dans le calcul de N_{ulim} sont à maintenir par des armatures transversales (de diamètre ϕt).

Tableau IV.25 : Sections minimales des aciers transversaux.

	Nombre d'armatures transversales	Diamètre ϕl
$\phi l \leq 12 \text{ mm}$	4 épingles par m^2 de voile	6 mm
$12 \text{ mm} \leq \phi l \leq 20 \text{ mm}$	Reprendre toutes les barres verticales espacement $\leq 15\phi l$	6 mm
$20 \text{ mm} \leq \phi l$		8 mm

IV.3.4 Cisaillement :

Aucune vérification à l'effort tranchant ultime n'est exigée en compression si le cisaillement est inférieur à $0,05x_{f_{c28}}$ (il faudra donc vérifier que $S_{12} \leq 0,05x_{f_{c28}}$).

IV.3.5 Ferrailage des trumeaux :

Le calcul et la disposition du ferrailage des trumeaux se fera conformément aux règles du « **BAEL 91 modifié 99** » et « **RPA99 modifié 2003** ».

IV.3.5.1 Aciers verticaux :

1- Zone comprimée :

Si $\sigma < 0 \rightarrow$ compression, dans ce cas le voile est armé à la compression, on prend :

$$A_s = \text{Max} (\text{Min} \ll \text{BAEL} \gg ; \text{Min} \ll \text{RPA} \gg)$$

2- Zone tendue :

Si $\sigma > 0 \rightarrow$ traction

Lorsqu'une partie du voile est tendue, la contrainte de traction (moyenne) σ_m vaut :

$$\sigma_m = \frac{F_t}{e \times l_m}$$

Avec :

F_t : force de traction

e : Epaisseur du voile

l_m : Longueur de la section considérée (maille)

Section d'acier correspondante a cette contrainte :

$$\frac{A_s}{S} = \frac{\sigma_m}{f_e} \Delta s = A_v$$

Avec :

Δs : $e \times l_m$

$\frac{A_s}{S}$: Quantité d'acier répartie sur les deux faces d'une surface S du voile.

Dans le modèle numérique, les voiles sont modélisés comme élément « shell » à 4 nœuds, afin d'obtenir des résultats plus fiables, on procède à un maillage en petits éléments « shell » aux dimensions « a » et « b » de façon à ce que le rapport « $\frac{a}{b}$ » soit proche de 1.

Les valeurs des contraintes moyennes σ_m sont lues au milieu des mailles.

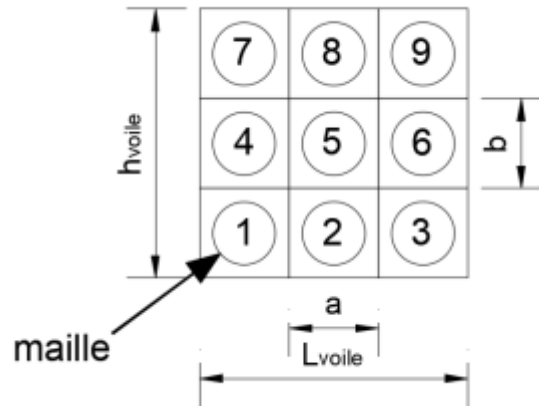


Figure IV.15 : maillage d'un voile.

IV.3.5.2 Aciers horizontaux :

$$A_{h1} = \frac{\bar{\tau}_u b_0 x St}{0,8 x (0,8 x f_e)} = \frac{1,4 x \tau_u x a x St}{0,8 x f_e} 1,25$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} A_v$$

τ_u : S_{12} donnée par SAP2000

St : Espacement maximal trouvé pour A_v

b_0 : a (épaisseur du trumeau)

$$A_h \geq \text{Max} (A_{h1} ; A_{h2})$$

IV.3.6 Exigence des RPA99 modifié 2003 :

IV.3.6.1 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 $l/10$ de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.

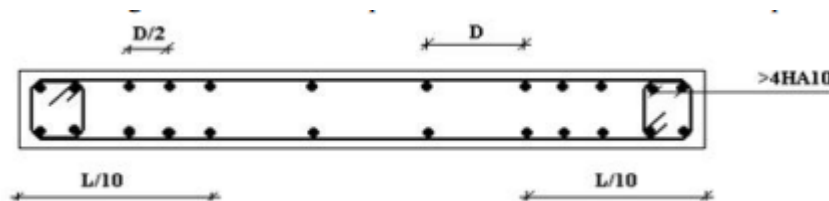


Figure IV.16 : Disposition des armatures verticales dans un voile

IV.3.6.2 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.

IV.3.6.3 Règles communes :

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux est donné par :

Globalement dans la section du voile à 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 $l/10$ de l'épaisseur du voile.

-les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

40ϕ pour les barres situées en zones où le renversement du signe des efforts est possible.

20 \emptyset pour les barres situées en zones comprimées quel que soit l'action ou les combinaisons.

- le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule : $A = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e}$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

IV.3.7 Résultats du ferrailage des voiles :

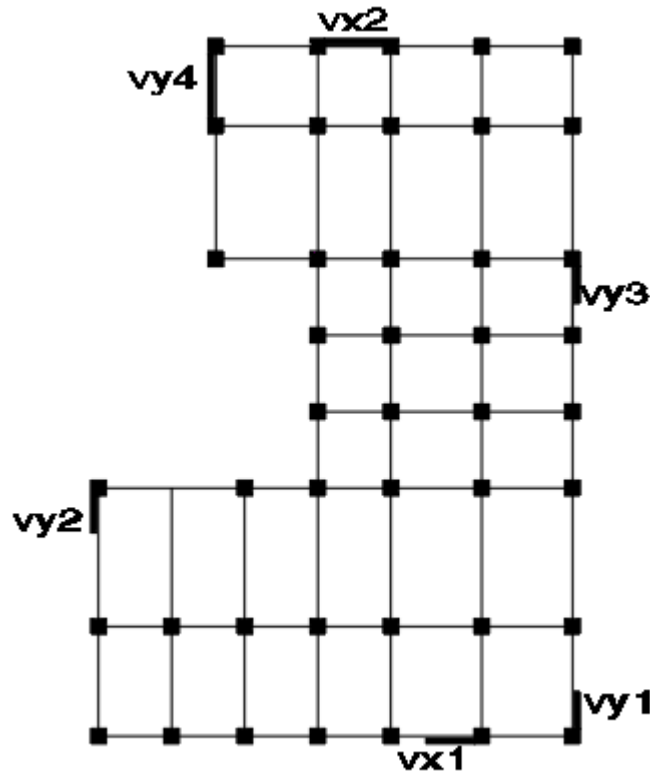


Figure IV.17 : Disposition des voiles.

IV.3.7.1 Caractéristiques des voiles :

Les caractéristiques des voiles sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau IV.26 : caractéristiques des voiles.

Sens	Voile	Epaisseur du voile e (cm)	Taille de la maille Li (m)	Longueur du voile L (m)
X-X	V ₁	20	0,83	2,5
	V ₂	20	0,83	3,3
Y-Y	V ₁ , V ₂ , V ₃	20	1	2
	V ₄	20	0,9	3,6

IV.3.7.2 Exemple de calcul du voile Vx1 :

$L= 2,5\text{m}$, $a=0,20\text{m}$, $h_e=4\text{m}$.

Le voile est découpé en 3 mailles horizontales de même longueur $L_i= 0,83\text{ m}$ et de section

$$B_i= L_i \cdot a$$

La hauteur libre d'étage est égale à :

$$h_e=4-0,35=3,65\text{m} \text{ (0,35 hauteur de la poutre)}$$

IV.3.7.3 Contraintes limites :

Tableau IV.27 : Calcul de σ_{ba} et σ_{bna} pour le voile Vx1.

	Béton armé	Béton non armé
Longueur de flambement (m)	2,92	3,1
Elancement	50,57	53,69
Coefficient α	0,586	0,396
Section reduite B_r (m²)	0,146	0,146
Contraintes limites (MPa)	$\frac{0,586}{0,2 * 0,83} \left[\frac{0,146 * 25 * 10^6}{0,9 * 1,5} + \frac{A_s * 500}{1,15} \right]$ $\sigma_{ba}=9,8$	$\frac{0,396}{0,2 * 0,83} \left[\frac{0,146 * 25 * 10^6}{0,9 * 1,5} \right]$ $\sigma_{bna}=6,45$

$$A_s=0,1\%B$$

$$B= 0,20 \times 0,83=0,166\text{m}^2$$

$$A_s=1,66\text{ cm}^2$$

IV.3.7.4 Armatures de traction (armatures verticales) :

Tableau IV.28 : Calcul des armatures verticales pour Vx1

Maille	1	2	3
La longueur de la maille L_i(m)	0,83	0,83	0,83
Section (m²) ($a \cdot l$)=S_j	0,166	0,166	0,166
Contrainte moyenne par maille σ_j (MPa)	6,3	2,9	2,5
Force de traction $F_t = \sigma_j S_j$ (MN)	1,04	0,481	0,415
Section d'acier (cm²)	20,9	9,63	8,3
$A_s = \frac{F_t}{\sigma_s}$			
Acier minimaux (cm²)	BAEL (cm²)	1,66	1,66
	RPA (cm²)	3,32	3,32
Choix	2X10T12	2X8T12	2X10T12
Av adopté cm²	22,62	11	22,62
Si : espacement (cm)	9	15	9

IV.3.7.5 Armatures de joint de bétonnage (aciers de couture) :

$$V_u^{cal} = S_{12} \times a \times L_i = 1,96 \times 200 \times 830 = 325,4 \text{ kN}$$

$$\bar{V} = 1,4 \times V_u^{cal} = 1,4 \times 325400$$

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} = 1,1 \frac{1,4 \times 325400}{500} = 10,02 \text{ cm}^2$$

IV.3.7.6 Aciers horizontaux :

$$A_{h1} = \frac{1,4 \times \tau_u \times a \times S_t}{0,8 \times f_e} 1,25 = \frac{1,4 \times 1,96 \times 200 \times 300}{0,8 \times 500} 1,25 = 5,15 \text{ cm}^2$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} A_v = 33,51 \text{ cm}^2 \quad (A_v: \text{Section d'acier vertical de la maille la plus armé})$$

$$A_{hmin} = 0,15B = (0,15 \times 0,166) \cdot 100 = 2,49 \text{ cm}^2$$

$$A_h = \text{Max} (A_{h1}; A_{h2}; A_{hmin}) = \text{Max} (5,15; 33,51; 2,49) = 33,51 \text{ cm}^2$$

-Les résultats du ferrailage des voiles sont regroupés dans les tableaux suivants :

IV.3.7.7 Ferrailages longitudinales des voiles :

-Voile Vx1 :

Tableau IV.29 : Calcul des armatures verticales du voile Vx1

Niveau	Maille	L_i (m)	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_s (cm ²)	Le choix	$A_v^{adopté}$ (cm ²)	S_t (cm)
RDC et 1^{er}	1	0,83	0,166	6,3	1,04	20,9	2X10T12	22,62	9
	2	0,83	0,166	2,9	0,481	9,63	2X8T10	11,00	15
	3	0,83	0,166	2,5	0,415	8,3	2X10T12	22,62	9
du 2^{ème} ... au 8^{ème}	1	0,83	0,166	-0,33	/	3,32	2X10T10	15,71	9
	2	0,83	0,166	-0,58	/	3,32	2X8T10	11,00	15
	3	0,83	0,166	-0,41	/	3,32	2X10T10	15,71	9

-Voile Vx2 :

Tableau IV.30 : Calcul des armatures verticales du voile Vx2.

Niveau	Maille	L_i (m)	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_s (cm ²)	L_e choix	$A_v^{adopté}$ (cm ²)	S_t (cm)
RDC	1	0,83	0,166	2,58	0,427	8,54	2X6T10	9,42	10
	2	0,83	0,166	2,57	0,426	8,52	2X6T10	9,42	10
1^{er}	1	0,83	0,166	2,57	0,426	8,52	2X6T10	9,42	10
	2	0,83	0,166	0,54	0,089	1,78	2X3T10	4,71	20
	3	0,83	0,166	0,42	0,069	1,38	2X3T10	4,71	20
	4	0,83	0,166	2,44	0,405	8,1	2X6T10	9,42	10
du 2^{ème} ... au 8^{ème}	1	0,83	0,166	/	/	3,32	2X6T10	9,42	10
	2	0,83	0,166	/	/	3,32	2X6T10	9,42	10

-Voile VY1 VY2 VY3 :

Tableau IV.31 : Calcul des armatures verticales du voile Vy1, Vy2, Vy3

Niveau	Maille	L_i (m)	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_s (cm ²)	Le choix	$A_v^{adopté}$ (cm ²)	S_t (cm)
RDC et 1^{er}	1	1	0,2	3,07	0,614	12,28	2X7T12	15,83	15
	2	1	0,2	3,41	0,682	13,64	2X7T12	15,83	10
du 2^{ème} ... au 8^{ème}	1	1	0,2	-0,53	/	4	2X7T10	11	15
	2	1	0,2	-1,21	/	4	2X7T10	11	10

-Voile VY4 :

Tableau IV.32 : Calcul des armatures verticales du voile Vy4

Niveau	Maille	L_i (m)	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_s (cm ²)	Le choix	$A_v^{adopté}$ (cm ²)	S_t (cm)
RDC et 1^{er}	1	0,9	0,18	3,32	0,60	12	2X7T12	15,83	15
	2	0,9	0,18	0,21	0,04	0,8	2X3T10	4,71	20
	3	0,9	0,18	0,36	0,06	1,2	2X3T10	4,71	20
	4	0,9	0,18	3,8	0,68	13,6	2X7T12	15,83	15
du 2^{ème} ... au 8^{ème}	1	0,9	0,18	-0,77	/	3,6	2X7T10	11	15
	2	0,9	0,18	-0,41	/	3,6	2X7T10	11	15

IV.3.7.8 Armatures de joint de bétonnage (aciers de couture) :

Sens X-X

Tableau IV.33 : Calcul des aciers de couture des voiles du sens X-X

Voiles	Etages	τ_u (MPa)	$A_v^{calculé}$ (cm ²)	Choix	$A_s^{adopté}$ (cm ²)	S_T (cm)
V₁	RDC et 1 ^{er}	1,96	10,02	2X10T10	15,71	9
	du 2 ^{ème} ... au 8 ^{ème}	1,6	8,18	2X10T10	15,71	9
V₂	RDC	2,76	14,11	2X6T14	18,47	15
	1 ^{er}	2,78	14,21	2X6T14	18,47	15
	du 2 ^{ème} ... au 8 ^{ème}	1,5	7,67	2X6T10	9,42	15

Sens Y-Y

Tableau IV.34 : Calcul des aciers de couture des voiles du sens Y-Y

Voiles	Etages	τ_u (MPa)	$A_v^{calculé}$ (cm ²)	Choix	$A_s^{adopté}$ (cm ²)	S_T (cm)
V₁ V₂ V₃	RDC et 1 ^{er}	1,5	9,24	2X7T10	11	15
	du 2 ^{ème} ... au 8 ^{ème}	2	12,32	2X7T12	15,83	15
V₄	RDC et 1 ^{er}	2,5	13,86	2X7T12	15,83	15
	du 2 ^{ème} ... au 8 ^{ème}	2,2	12,19	2X7T12	15,83	15

IV.3.7.9 Aciers horizontaux :

Sens X-X

Tableau IV.35 : Calcul des aciers horizontaux des voiles du sens X-X

Voiles	Etages	τ_u (MPa)	A_{h1} (cm ²)	A_{h2} (cm ²)	A_{hmin} (cm ²)	A_h (cm ²)	Choix	$A_h^{adopté}$ (cm ²)	S_T (cm)
V ₁	RDC et 1 ^{er}	1,96	5,15	15,08	2,49	15,08	2x7T12	15,83	15
	du 2 ^{ème} ... au 8 ^{ème}	1,6	4,21	10,47	2,49	10,47	2x7T10	11	15
V ₂	RDC et 1 ^{er}	2,1	5,52	6,28	2,49	6,28	2x5T10	7,85	20
	du 2 ^{ème} ... au 8 ^{ème}	1,5	3,95	6,28	2,49	6,28	2x5T10	7,85	20

Sens Y-Y

Tableau IV.36 : Calcul des aciers horizontaux des voiles du sens Y-Y

Voiles	Etages	τ_u (MPa)	A_{h1} (cm ²)	A_{h2} (cm ²)	A_{hmin} (cm ²)	A_h (cm ²)	Choix	$A_h^{adopté}$ (cm ²)	S_T (cm)
V ₁ V ₂ V ₃	RDC et 1 ^{er}	1,5	3,95	10,55	3	10,55	2x7T10	11	15
	du 2 ^{ème} ... au 8 ^{ème}	2	5,26	7,33	3	7,33	2x7T10	11	15
V ₄	RDC et 1 ^{er}	2,5	6,57	10,55	2,7	10,55	2x7T10	11	15
	du 2 ^{ème} ... au 8 ^{ème}	2,2	5,79	7,33	2,7	7,33	2x7T10	11	15

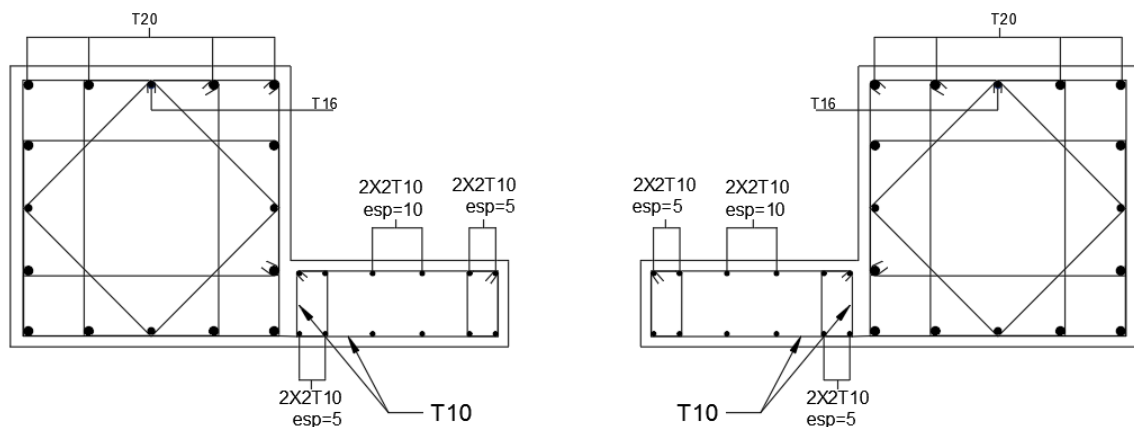


Figure IV.18 : Ferrailage du voile Vx2 (Voile avec ouverture) RDC

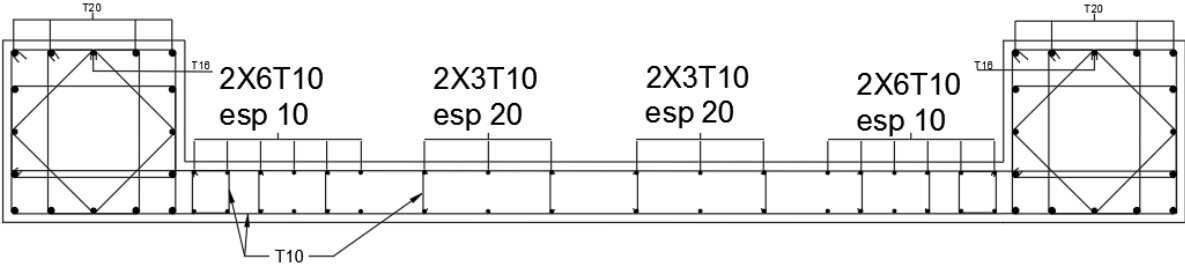


Figure IV.19 : Ferrailage du voile Vx2 1^{er} étage

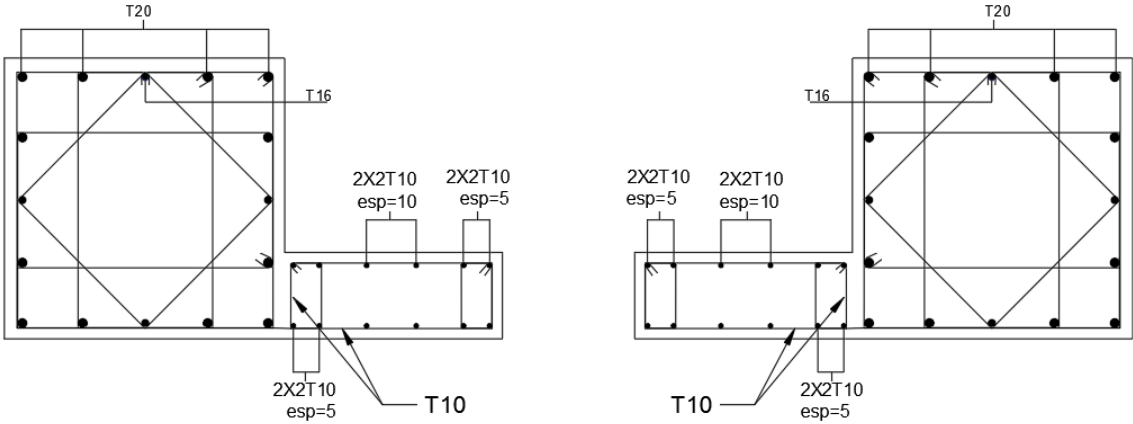


Figure IV.20 : Ferrailage du voile Vx2 (Voile avec ouverture) du 2^{ème} étage au 8^{ème} étage

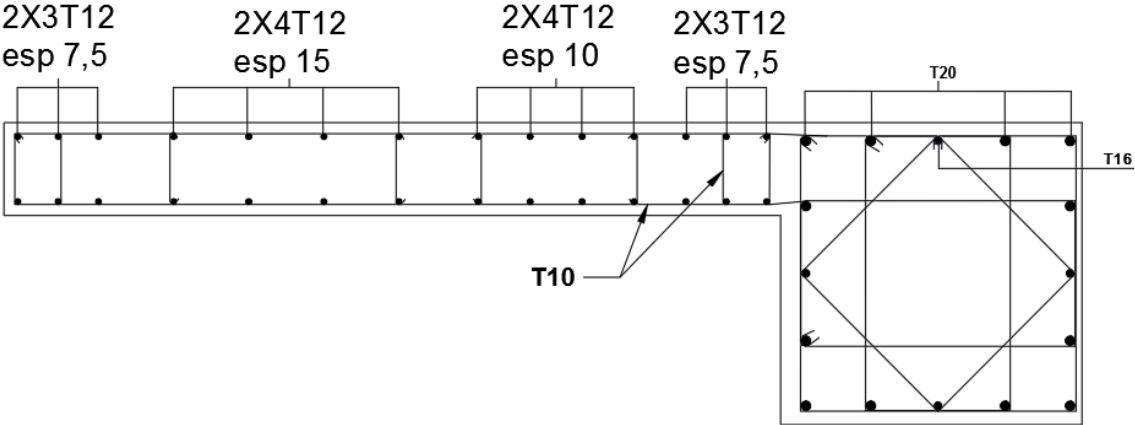


Figure IV.21 : Ferrailage du voile Vy1 RDC et 1^{er}

IV.3.8 Calcul des linteaux :

Les linteaux sont des éléments considérés comme des poutres courtes de faible raideur, bi encastés dans les trumeaux.

Sous l'effet d'un chargement horizontal et vertical, le linteau sera sollicité par un moment M et un effort tranchant V , les linteaux pourront donc être calculés en flexion simple. La méthode de ferrailage décrite ci-dessus est proposée dans le **RPA**.

Les contraintes de cisaillement (dans les linteaux (et les trumeaux)) dans le béton :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 d} \text{ Avec } \bar{V} = 1,4V_u^{\text{cal}}$$

$$\text{Ou bien } \tau_b = 1,4\tau_u^{\text{cal}} (\tau_u^{\text{cal}} = S_{12})$$

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile.

d : Hauteur utile = $0,9h$.

h : Hauteur totale de la section brute.

IV.3.8.1 Premier Cas : $\tau_b \leq 0,06f_{c28}$:

Dans ce cas les linteaux sont calculés en flexion simple (avec les efforts M et V) on devra disposer:

- Des aciers longitudinaux de flexion (A_l).
- Des aciers transversaux (A_t).
- Des aciers en partie courante, également appelés aciers de peau (A_c).

➤ Aciers longitudinaux :

Les aciers longitudinaux inférieurs ou supérieurs sont calculés par la formule :

$$A_l \geq \frac{M}{f_e Z}$$

Avec : $Z = h - 2d'$

Où :

h : Est la hauteur totale du linteau.

d' : Est la distance d'enrobage.

M : Moment dû à l'effort tranchant ($\bar{V} = 1,4V_u^{\text{cal}}$)

➤ Aciers transversaux :

Deux cas se présentent :

Premier sous cas: Linteaux Longs ($\lambda_g = \frac{l}{h} > 1$)

$$\text{On a : } S \geq \frac{A_t f_e Z}{\bar{V}}$$

Où :

S : Représente l'espacement des cours d'armatures transversales.

A_t : Représente la section d'un cour d'armatures transversales.

$$Z=h-2d'$$

V : Représente l'effort tranchant dans la section considérée ($\bar{V}=1,4V_u^{cal}$)

l : Représente la portée du linteau.

Deuxième Sous Cas: Linteaux Courts ($\lambda_g < 1$)

$$\text{On doit avoir : } S \leq \frac{A_t f_e l}{V + A_t f_e}$$

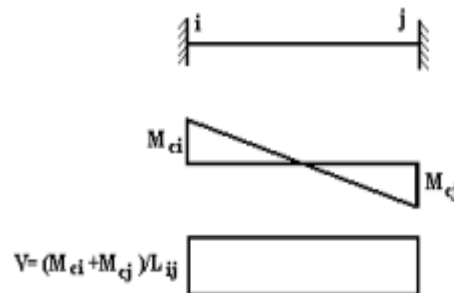
$$\text{Avec : } V = \text{Min}(V_1, V_2)$$

$$V_2 = 2V_u^{cal}$$

$$V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$

Avec : M_{ci} et M_{cj} moments « résistants ultimes » des sections d'about à droite et à gauche du linteau de portée l_{ij} (voir figure suivante) et calculés par : $M_c = A_t f_e Z$

Avec $Z=h-2d'$



IV.3.8.2 Deuxième Cas $\tau_b > 0,06f_{c28}$

Dans ce cas il y a lieu de disposer les ferrailages longitudinaux (supérieurs et inférieurs), transversaux et en zone courante (armature de peau) suivant les minimums réglementaires.

Les efforts (M , V) sont repris suivant des bielles diagonales (compression et traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales AD à disposer obligatoirement.

Le calcul d'AD se fait suivant la formule : $A_D = \frac{V}{2f_e \sin \alpha}$

$$\text{tg} \alpha = \frac{h-2d}{l}$$

Et : $V = V_u^{cal}$ (sans majoration) ($\tau_b = \frac{V_u^{cal}}{e h} = S_{12}$)

IV.3.8.3 Ferrailage Minimal :

b : Epaisseur du linteau.

h : Hauteur totale du linteau.

S : Espacement des armatures transversales.

Armatures longitudinales A_l et A'_l :

$$(A_l, A'_l) \geq 0,0015b h \text{ (0,15\%)}$$

Avec A_l lit inférieur et A'_l lit supérieur)

Armatures transversales A_t :

$$\text{Si } \tau_b \leq 0,025f_{c28} \rightarrow A_t \geq 0,0015b S$$

$$\text{Si } \tau_b > 0,025f_{c28} \rightarrow A_t \geq 0,0025b S$$

$$S_t \leq h/4 \text{ (espacement des cadres)}$$

Armatures de Peau (ou en section courante) A_c :

Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau A_c (2 nappes) doivent être au total d'un minimum égale à 0,2%

$$\text{C'est à dire : } A_c \geq 0,002bh \text{ (en deux nappes)}$$

Armatures diagonales A_D :

$$\text{Si } \tau_b \leq 0,06f_{c28} \rightarrow A_D = 0$$

$$\text{Si } \tau_b > 0,06f_{c28} \rightarrow A_D \geq 0,0015bh$$

IV.3.8.4 Résultats du calcul des linteaux :

a) Linteau RDC sens X-X :

$$S_{12} = 2,97 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 2,97 \text{ MPa} > 0,06f_{c28} = 1,5 \text{ MPa} \text{ on est dans le 2}^{\text{ème}} \text{ cas.}$$

Dans ce cas il y a lieu de disposer le ferrailage suivant les minimums réglementaires.

$$\text{Pour } L=2,65\text{m } h=1\text{m } b=0,20\text{m}$$

Armatures longitudinales :

$$A_l = A'_l \geq 0,0015(20)(100) = 3 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_l = A'_l = 2T14 = 3,08 \text{ cm}^2$$

Armatures transversales :

$$0,025f_{c28} = 0,625 \text{ MPa} < \tau_b \text{ donc } A_t \geq 0,0025 (20) (25) = 1,25 \text{ cm}^2 \text{ avec } S_t^{\text{max}} = 25 \text{ cm}$$

$$\text{On prend } 8T8 = 4,02 \text{ cm}^2$$

Armatures courantes :

$$A_c \geq 0,002 (20)(100) = 4 \text{ cm}^2$$

On prend $A_c = 4T12 = 4,52 \text{ cm}^2$ (repartie en deux nappes)

Armatures diagonales :

$$\text{tg}\alpha = \frac{h-2d}{l} = \frac{100-2(2)}{265} = 0,362 \quad \alpha = 19,9^\circ$$

$$A_D = \frac{2,97 \cdot 20 \cdot 100}{2(500)\sin 19,9} = 17,45 \text{ cm}^2 \text{ on prend } 2X6T14 = 18,47 \text{ cm}^2$$

$$\text{Longueur d'ancrage : } L_a \geq S_t \leq h/4 + 50\phi = \frac{100}{4} + 50(1,4) = 95 \text{ cm}$$

b) Linteau (2^{ème} au 8^{ème}) sens X-X :

$$S_{12} = 1,85 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 1,85 \text{ MPa} > 0,06f_{c28} = 1,5 \text{ MPa} \text{ on est dans le } 2^{\text{ème}} \text{ cas.}$$

Dans ce cas il y a lieu de disposer le ferrailage suivant les minimums réglementaires suivants:

$$L = 2,65 \text{ m} \quad h = 0,77 \text{ m} \quad b = 0,20 \text{ m}$$

Armatures longitudinales :

$$A_l = A'_l \geq 0,0015 (20) (77) = 2,31 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_l = A'_l = 2T14 = 3,08 \text{ cm}^2$$

Armatures transversales :

$$0,025f_{c28} = 0,625 \text{ MPa} < \tau_b \text{ donc } A_t \geq 0,0025 (20) (19,25) = 0,96 \text{ cm}^2 \text{ avec } S_t^{\text{max}} = 19,25 \text{ cm}$$

$$\text{On prend } 8T8 = 4,02 \text{ cm}^2$$

Armatures courantes :

$$A_c \geq 0,002 (20)(77) = 3,08 \text{ cm}^2$$

On prend $A_c = 4T12 = 4,52 \text{ cm}^2$ (repartie en deux nappes)

Armatures diagonales :

$$\text{tg}\alpha = \frac{h-2d}{l} = \frac{77-2(2)}{265} = 0,275 \quad \alpha = 15,38^\circ$$

$$A_D = \frac{1,85 (20) (77)}{2(500)\sin 15,38} = 10,74 \text{ cm}^2 \text{ on prend } 2X4T14 = 12,32 \text{ cm}^2$$

$$\text{Longueur d'ancrage : } L_a \geq h/4 + 50\phi = \frac{77}{4} + 50(1,4) = 89,25 = 90 \text{ cm}$$

c) Linteau (2^{ème} au 8^{ème}) sens Y-Y :

$$S_{12} = 2,5 \text{MPa} \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5 \text{MPa}$$

$$\tau_b = 2,5 \text{MPa} > 0,06 f_{c28} = 1,5 \text{MPa} \text{ on est dans le 2^{ème} cas.}$$

Dans ce cas il y a lieu de disposer le ferrailage suivant les minimums réglementaires suivants:

$$L=3,05\text{m } h=0,77\text{m } b=0,20\text{m}$$

Armatures longitudinales :

$$A_l = A'_l \geq 0,0015 (20) (77) = 2,31 \text{cm}^2$$

$$\text{Soit } A_l = A'_l = 2\text{T}14 = 3,08 \text{cm}^2$$

Armatures transversales :

$$0,025 f_{c28} = 0,625 \text{MPa} < \tau_b \text{ donc } A_t \geq 0,0025 (20) (19,25) = 0,96 \text{cm}^2 \text{ avec } S_t^{\text{max}} = 19,25 \text{cm}$$

$$\text{On prend } 8\text{T}8 = 4,02 \text{cm}^2$$

Armatures courantes :

$$A_c \geq 0,002 (20)(77) = 3,08 \text{cm}^2$$

On prend $A_c = 4\text{T}12 = 4,52 \text{cm}^2$ (repartie en deux nappes).

Armatures diagonales :

$$\text{tg } \alpha = \frac{h-2d}{l} = \frac{77-2(2)}{305} = 0,239 \alpha = 13,44^\circ$$

$$A_D = \frac{2,5(20)(77)}{2(500)\sin 13,44} = 16,56 \text{cm}^2 \text{ on prend } 2\text{X}6\text{T}14 = 18,47 \text{cm}^2$$

$$\text{Longueur d'ancrage : } L_a \geq h/4 + 50\phi = \frac{77}{4} + 50(1,4) = 89,25 = 90 \text{cm}$$

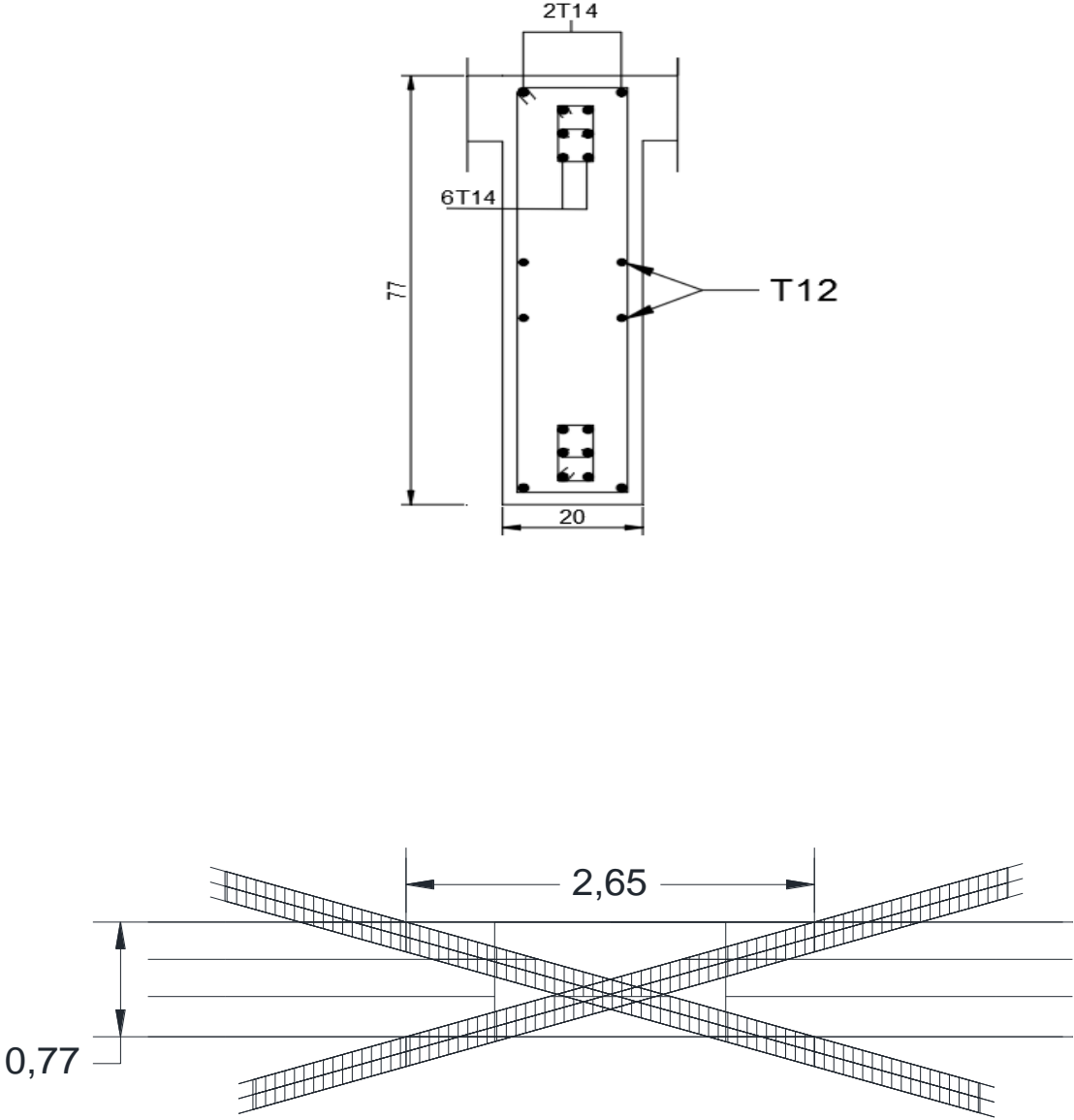


Figure IV.22 : Ferrailage des linteaux.

Chapitre V : Etude de la fondation.

Introduction :

La fondation est la partie de la structure en contact avec le sol, elle permet de transmettre les efforts issus de la structure au sol d'assise.

La transmission peut être directe (fondations superficielles) ou indirecte (fondation sur pieux).

V.1 Choix des fondations :

Pour opter pour un radier général la condition suivante doit être vérifiée :

$$\frac{S_{n\acute{e}c}}{S_{bat}} \geq 50\%$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S_{n\acute{e}c}} \leq \bar{\sigma}_{sol} \rightarrow S_{n\acute{e}c} \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$\text{Pour } \begin{cases} N_G = 84694,295 \text{ kN} \\ N_Q = 14393,59 \text{ kN} \\ \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ kPa} \end{cases}$$

Le poids propre des fondations est pris en majorant de 10% la charge permanente leur revenant.

$$S_{n\acute{e}c} \geq \frac{1,1(84694,29) + (14393,59)}{250} = 430,22 \text{ m}^2.$$

$$S_{bat} = 666,61 \text{ m}^2$$

$$\frac{537,78}{666,61} = 0,65 > 0,50$$

On optera pour un radier.

V.3 Dimensionnement du radier :

V.3.1 Epaisseur de la dalle :

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h \geq \frac{L_{max}}{20}$$

$$L_{max} = 6,25 \text{ m} \implies h \geq 31,25 \text{ cm on prend } h = 35 \text{ cm}$$

V.3.2 Dimensionnement des nervures :

V.3.2.1 Condition de coffrage :

$$B_N \geq \frac{L_{max}}{10} \rightarrow b_N \geq 62,5 \text{ cm on opte pour } b_N = 65 \text{ cm}$$

V.3.2.2 La hauteur de la nervure :

V.3.2.2.1 Condition de la flèche :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_N \leq \frac{L_{max}}{10} \text{ pour } L_{max} = 6,25m \rightarrow .41,6 \leq h_N \leq 62,5 h_N = 40cm$$

V.3.2.2.2 Condition de raideur :

$$L_{max} \leq L_e \times \frac{\pi}{2}$$

Avec L_e : Longueur élastique, $L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{k \times b_{sf}}}$

Où : E : Module d'élasticité du béton.

I : Inertie de la section du radier. $I = \frac{b_N \times h_N^3}{12}$

B_{sf} : Largeur de la surface de contact de la nervure. $B_{sf} = \frac{L_G \times L_D}{2}$

K : coefficient de réaction du sol $\begin{cases} K = 5 \text{ MPa/ml pour un très mauvais sol.} \\ K = 40 \text{ MPa/ml pour un sol moyen.} \\ K = 120 \text{ MPa/ml pour un très bon sol.} \end{cases}$

Pour un sol moyen on prend $K = 40 \text{ MPa/ml}$

$$h_N \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{k \times b_{sf}}} \text{ devient } h_N \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times k \times b_{sf} \times L_{max}^4}{E \times b_N \times \pi^4}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times 40 \times 4,1 \times 5,6^4}{20000 \times 0,65 \times 3,14^4}} = 1,82m$$

On prend $h_N = 1,85m$

V.3.3 Le choix final :

-Epaisseur de la dalle du radier $h = 35 \text{ cm}$

-Dimensions de la nervure : $\begin{cases} h_N = 185 \text{ cm} \\ b_N = 65 \text{ cm} \end{cases}$

V.3.4 Caractéristiques géométrique du radier :

Tableau V.1 : Caractéristiques géométriques du radier.

Position centre de gravité (m)		Moment d'inertie (m ⁴)	
X _G	Y _G	I _{xx}	I _{yy}
10,7	15,58	53 902,22	25 440,06

V.3.5 Vérifications nécessaires :

V.3.5.1 Vérification de la stabilité du radier :

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage qui est dû aux efforts horizontaux.

Le rapport $\frac{M_S}{M_R}$ doit être supérieur au coefficient de sécurité 1,5.

Avec

M_S : moment stabilisant sous l'effet du poids propre.

M_R : moment de renversement du aux forces sismiques.

-Moment de renversement M_R :

$$M_R = \sum M_0 + V_0 h$$

Avec :

M_0 : moment à la base de la structure du au séisme.

V_0 : l'effort tranchant à la base de la structure.

h : ancrage de l'ouvrage.

-Moment stabilisant M_S :

La seule action qui stabilise la structure contre le renversement est celle due à son poids propre.

$$M_S = N \times XG \text{ ou } M_S = N \times YG \text{ (selon le sens)}$$

$$N = N_G + N_Q$$

Avec :

$$N_G = N_{G1} + N_{G2}$$

N_{G1} : Poids propre de la structure.

N_{G2} : Poids propre du radier, des nervures et le poids des terres (tout venant).

N_Q : Poids de la surcharge d'exploitation de la structure.

$$N_{G1} = 84694,3 \text{ kN}$$

$$N_{G2} = 26859,44 \text{ kN}$$

$$N_Q = 14393,6 \text{ kN}$$

$$N = 125947,345 \text{ kN}$$

Sens X-X

$$M_0=136669,71 \text{ kN.m} \quad V_0=5833,65 \text{ kN} \quad h=8\text{m}$$

$$M_R=183338,9 \text{ kN.m}$$

$$M_S=1347636,52 \text{ kN.m}$$

$$\frac{M_S}{M_R}=7,35 > 1,5 \text{ vérifiée.}$$

Sens Y-Y

$$M_0=1962259,63 \text{ kN.m} \quad V_0=6902,1 \text{ kN} \quad h=8\text{m}$$

$$M_R=170100,18 \text{ kN.m}$$

$$M_S=1634665,13$$

$$\frac{M_S}{M_R}=11,53 > 1,5 \text{ vérifiée}$$

Le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieur à 1,5; donc notre structure est stable dans les deux sens.

V.3.5.3 Calcul et vérification des contraintes :

$$\overline{\sigma}_{\text{sol}} = 250 \text{ kPa}$$

Les contraintes du sol sont données par :

-Sollicitation du premier genre :

$$\text{A l'ELS : } \sigma_{\text{ser}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{rad}}} = \frac{125947,345}{666,61} = 188,93 \text{ kPa} < 250 \text{ kPa}$$

-Sollicitation du second genre :

On doit vérifier les contraintes sous le radier (σ_1 ; σ_2)

$$\sigma_{1/2} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M_r}{I} V$$

V : fibre la plus éloignée de l'axe neutre.

On vérifie que :

σ_1 : Ne doit pas dépasser $1,5\sigma_{\text{sol}}$

σ_2 : Reste toujours positif pour éviter des tractions sous le radier.

$$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \text{ Reste toujours inférieur à } 1,33 \sigma_{\text{sol}}$$

ELU :

$$N_u = 172\,187,95 \text{ kN}$$

M_r est le moment de renversement.

$$\overline{\sigma}_{\text{sol}} = 250 \text{ kPa}$$

Tableau V.2 : Contraintes sous le radier à l'ELU.

	σ_1 kPa	σ_2 kPa	$\sigma(\frac{L}{4})$ kPa
Sens X-X	311,29	205,31	284,79
Sens Y-Y	329,84	186,76	294,07
Vérification	$\sigma_{1max} < 1,5\sigma_{sol}$	$\sigma_{2min} > 0$	$\sigma(L/4) \leq 1.33\sigma_{sol}$

ELS :

$$N_{ser} = 125947,345 \text{ kN}$$

Mr est le moment de renversement

$$\overline{\sigma_{sol}} = 250 \text{ kPa}$$

Tableau V.3 : Contraintes sous le radier à l'ELS.

	σ_1 kPa	σ_2 kPa	$\sigma(\frac{L}{4})$ kPa
Sens X-X	238,10	139,78	213,52
Sens Y-Y	260,37	117,29	224,6
Vérification	$\sigma_{1max} < 1,5\sigma_{sol}$	$\sigma_{2min} > 0$	$\sigma(L/4) \leq 1.33\sigma_{sol}$

V.3.5.4 Détermination des sollicitations les plus défavorables :

ELU : $\sigma_u = 294,07 \text{ kPa}$

ELS : $\sigma_{ser} = 224,6 \text{ kPa}$

V.3.6 Ferrailage du radier :

V.3.6.1 Ferrailage de la dalle du radier :

Le radier se calcule comme un plancher renversé, donc le ferrailage de la dalle du radier se fait de la même manière que celui du plancher.

La fissuration est considérée préjudiciable.

V.3.6.1.1 Détermination des efforts :

Si $0.4 < \frac{L_x}{L_y} < 1.00 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de la dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit :

$M_x = \mu_x \cdot q L_x^2 \dots \dots \dots$ Sens de la petite portée.

$M_y = \mu_y \cdot M_x \dots \dots \dots$ Sens de la grande portée.

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont encastres aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

On applique le calcul pour le panneau le plus sollicité ayant des dimensions plus grandes que les autres panneaux.

-Panneau intermédiaire :

-Moments en travées :

$$M_{tx} = 0.75 \times M_x$$

$$M_{ty} = 0.75 \times M_y$$

-Moments sur appuis :

$$M_{ax} = 0.50 \times M_x$$

$$M_{ay} = 0.50 \times M_x$$

-Valeur de la pression sous radier :

ELU : $q_u = \sigma_u = 294,07 \text{ kPa}$

ELS : $q_{ser} = \sigma_{ser} = 224,6 \text{ kPa}$

-Calcul des moments en travée et sur appuis :

$L_x = 3,45\text{m} ; L_y = 5,6\text{m}$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,45}{5,6} = 0,616 = 0,62 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0794 \\ \mu_y = 0,3205 \end{cases} \rightarrow$$

$$ELU \begin{cases} M_x = 277,91 \text{ kN.m} \\ M_y = 89,07 \text{ kN.m} \end{cases} \text{ et à ELS } \begin{cases} M_x = 212,26 \text{ kN.m} \\ M_y = 68,02 \text{ kN.m} \end{cases}$$

-Moments en travées à l'ELU:

$$M_{tx} = 0.75 \times M_x = 208,43 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 \times M_y = 66,80 \text{ kN.m}$$

-Moments en appuis à l'ELU:

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,50 \times M_x = 138,95 \text{ kN.m}$$

V.3.6.1.2 Calcul du ferrailage :

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis. On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

-Données :

$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; \sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa} ; f_e = 500 \text{ MPa} ; \sigma_s = 435 \text{ MPa}$

$b = 100 \text{ cm} ; h = 35 \text{ cm} ; d = 0,9h = 31,5 \text{ cm}$

Les résultats du calcul sont réunis dans le tableau suivant :

Tableau V.4 : Ferrailage des panneaux du radier.

	Sens	Mu (kN.m)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	X-X	208,43	17,61	9T16	18,1	9
	Y-Y	66,80	5,27	9T12	10,18	10
Appui	/	138,95	11,33	9T14	13,85	10

V.3.6.1.3 Vérification des espacements :

Suivant X-X : $Esp \leq \min (4h, 40) = 40 \text{ cm}$

Suivant Y-Y : $Esp \leq \min (3h, 33) = 33 \text{ cm}$

V.3.6.1.4 Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} = 0,23 b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 3,38 \text{ cm}^2$$

V.3.6.1.5 Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau V.5 : Vérification des contraintes à l'ELS.

	Sens	M _{ser} (kN.m)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Obs
Travée	X-X	159,19	18,1	11,2	15	68,3	250	vérifie
	Y-Y	51,02	10,18	4,18	15	21,4	250	vérifie
Appui	/	106,13	13,85	7,67	15	48,1	250	vérifie

Remarque :

La séparation entre les deux nappes est assurée par des armatures de diamètre T12 généralement, appelées chaises donc on prévoit 4 chaises de T12/m².

V.3.6.1.6 Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

On doit vérifier que $\tau < \bar{\tau} = \text{Min} (0,1f_{c28} ; 4\text{MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$= 0,047 f_c 28 = 1,175$$

$$T_{u_x} = \frac{P_u \times L_x \times L_y}{2L_x + L_y} = 454,51$$

$$T_{u_y} = \frac{P_u \times L_x}{3} = 338,8$$

$$T_{u\max} = \text{Max} (T_{u_x} ; T_{u_y}) = 454,51$$

$$\tau_u = \frac{454,51}{315} = 1,44$$

L'effort tranchant ne vérifie pas donc on augmente la hauteur de la dalle.

$$h = 45 \text{ cm} \rightarrow d = 40,5 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{454,51}{405} = 1,12 \text{ Vérifiée}$$

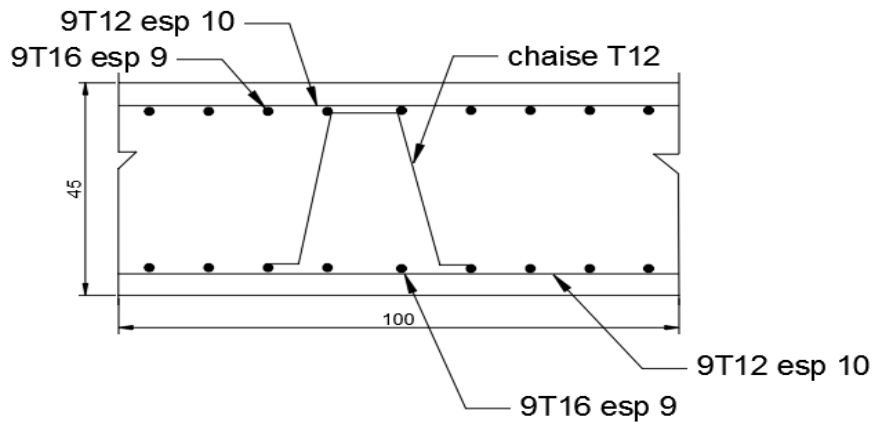


Figure V.1 : Ferrailage de la dalle du radier sur travée sens X-X (cm).

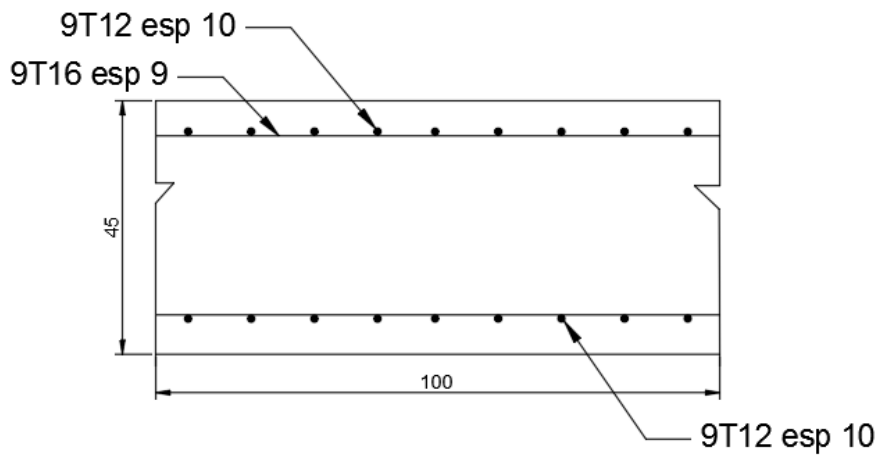


Figure V.2 : Ferrailage de la dalle du radier sur travée sens Y-Y (cm).

V.3.6.2 Ferrailage des nervures :

V.3.6.2.1 Calcul des efforts :

Pour le calcul des efforts on utilise la méthode forfaitaire

$$\text{On a : } M_0 = \frac{pL^2}{8}$$

En travée : $M_t = 0.85 \times M_0$

Sur appui : $M_a = 0.5 \times M_0$

V.3.6.2.2 Calcul des armatures :

b=65cm h=185cm d=166,5cm

Sens X-X : L=3,45m ; q=294,07 kN/ml

Tableau V.6 : Ferrailage des nervures sens (X-X).

	M_u (kN.m)	A_s^{cal} (cm ²)	A_{smin}	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
Travée	371,89	5,18	12,03	6T16	12,06
Appui	218,76	3,04	12,03	6T16	12,06

Sens-Y-Y : L=5,6 m ; q= 294,07 kN/ml

Tableau V.7 : Ferrailage des nervures sens (Y-Y).

	M_u (kN.m)	A_s^{cal} (cm ²)	A_{smin}	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
Travée	979,84	13,81	12,03	6T16+2T12	14,32
Appui	576,37	8,06	12,03	6T16	12,06

V.3.6.2.3 Vérifications des contraintes à l'ELS :

Tableau V.8 : Vérification des contraintes à l'ELS.

	Sens	M_{ser} (kN.m)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Obs
Travée	X-X	283,35	12,06	2	15	149,4	250	Vérifie
	Y-Y	746,56	14,32	4,89		333,1		Non vérifie
Appui	X-X	166,67	12,06	1,17	15	87,9	250	Vérifie
	Y-Y	439,15	12,06	3,06		231,6		vérifie

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

	Sens	M_{ser} (kN.m)	Choix	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Obs
Travée	X-X	283,35	6T16	12,06	2	15	149,4	250	vérifie
	Y-Y	746,56	4T20+4T16	20,61	4,2		234,1		vérifie
Appui	X-X	166,67	6T16	12,06	1,17	15	87,9	250	vérifie
	Y-Y	439,15	6T16	12,06	3,06		231,6		vérifie

V.3.6.2.4 Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

On doit vérifier que $\tau < \bar{\tau} = \text{Min}(0,1f_{c28} ; 4\text{MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$

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

$$\text{Avec : } T_u = \frac{PuL}{2} = \frac{294,07 \times 5,6}{2} = 823,39 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{823,39 \times 10^3}{650 \times 1665} = 0,76 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa}$$

V.3.6.2.5 Armatures transversales :

$$\left\{ \begin{array}{l} St \leq \text{Min}(0,9d ; 40\text{cm}) \\ \frac{At}{St \times b} \geq \frac{\tau_u - 0,3 \times f_{c28} \times k}{0,8 \times f_e} \\ \frac{At \times f_e}{b \times St} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ Mpa} \right) \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} At = 0,003 \times St \times b \\ St \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4} ; 12\phi_l \right) \\ St \leq \frac{h}{2} \end{array} \right.$$

Tableau V.10 : Choix des armatures transversales.

	Tu (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	St (cm)		At (cm ²)	Choix
				Z.N	Z.C		
65x185	823,39	823,39	0,76	20	20	4,68	6T10

V.3.6.2.6 Armatures de peau :

Les armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties sur les parements des poutres de grande hauteur, leur section est au moins 3 cm² /ml par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction.

$$H = 185 \text{ cm}^2$$

$$A_p = 3 \times 185 = 5,55 \text{ cm}^2 \quad 6T12 = 6,79 \text{ cm}.$$

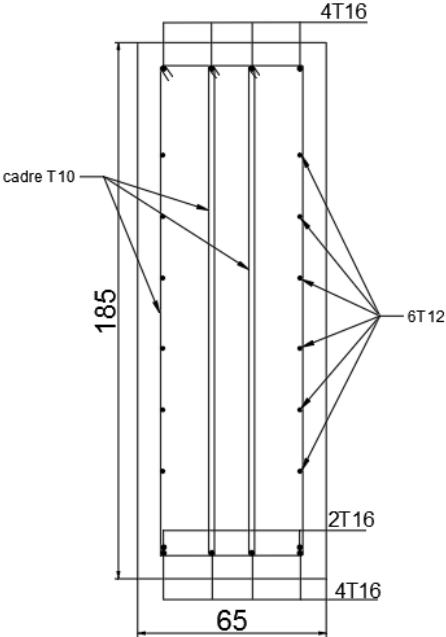


Figure V.3 :Ferrailage des nervures sens X-X appui (cm)

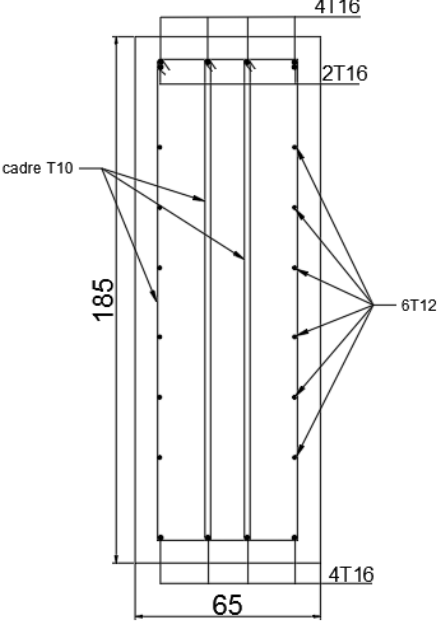


Figure V.4 :Ferrailage des nervures sens X-X travée (cm)

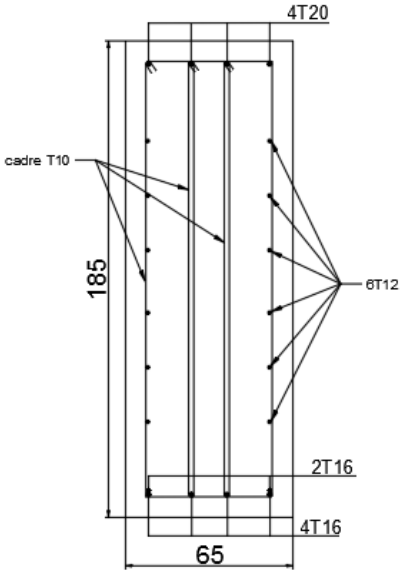


Figure V.5 :Ferrailage des nervures sens Y-Y appui (cm)

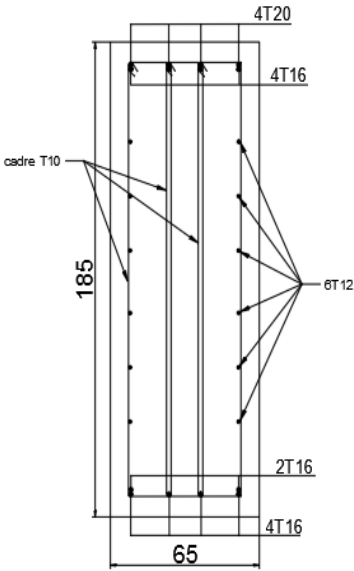


Figure V.6 :Ferrailage des nervures sens Y-Y travée (cm)

V.3.6.3 ferrailage du débord

Le calcul du débord est analogue à celui d'une poutre en console d'un mètre de largeur, on considère que la fissuration est préjudiciable.

- **Calcul de ferrailage**

Le ferrailage se fera pour une bande de 1m.

$b=100\text{cm}$; $h=45\text{cm}$; $L=50\text{cm}$; $d=40,5\text{cm}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$

Tableau V.11 : calcul du ferrailage du débord.

M_u (kN.m)	μ_u	A	Z (cm)	As (cm ²)
36,76	0,0158	0,02	40,18	2,10

Etant donné la section d'armature largement inférieure à celle du panneau du radier, le ferrailage du débord sera la continuité de celui du radier.

V.3.6.3 Voile périphérique

Introduction :

Les ossatures au-dessous du niveau de base, formées de poteaux courts (par exemple les vides sanitaires) doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau des fondations (semelles, radier...) et le niveau de base.

Dans le cas de notre structure, les voiles périphériques sont disposés sur toute la hauteur et la périphérie du sous-sol.

V.3.6.3.1 Dimensions et exigences :

Voiles périphériques doivent vérifier les conditions suivantes :

- Epaisseur $e \geq 15$ cm. On prendra $e = 20$ cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10% dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Les ouvertures dans les voiles ne doivent pas réduire leur rigidité de manière importante.

V.3.6.3.2 Evaluation des charges :

Les voiles travaillent comme des dalles verticales reposantes sur les poutres, fondations et poteaux du sous-sol soumis à des charges horizontales générées par la poussée des terres.

$$\left. \begin{array}{l} L_x = 3.24 \\ L_y = 5.6 \end{array} \right\} \rightarrow \alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.58 > 0.4 \rightarrow \text{les panneaux travaillent dans deux sens.}$$

La pression horizontale à la base du voile : $P_{base} = K \cdot \gamma \cdot Lx$

La résultante de pression horizontale : $P_G = K \cdot \gamma \cdot \frac{Lx^2}{2}$

Avec : $K=0.5$

$$\gamma = 18kN/m^3$$

$$P_G = 47.23 \text{ Kn/ml}$$

$$P_{Gu} = 63.77 \text{ Kn/ml}$$

V.3.6.3.3 Calcul des efforts internes

A l'ELU :

$$M_x = \mu_x \times P_{Gu} \times Lx^2$$

$$M_x = 0.0851 \times 63.77 \times 3.24^2 = 56.96kN.m$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

$$M_y = 0.2703 \times 56.96 = 15.39kN.m$$

A l'ELS:

$$M_x = \mu_{xx} P_G \times Lx^2$$

$$M_x = 0.0897 \times 47.23 \times 3.24^2 = 44.47kN.m$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

$$M_y = 0.4462 \times 44.47 = 19.84kN.m$$

Tableau V.12 : Moments maximaux du voile périphérique.

	ELU		ELS	
	M _t (kN.m)	M _a (kN.m)	M _t (kN.m)	M _a (kN.m)
Sens x-x	42.72	28.48	33.35	22.23
Sens y-y	11.54	28.48	9.92	22.23

V.3.6.3.4 Calcul du ferrailage des voiles périphériques :

$b = 100 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm} ; d = 18 \text{ cm} ; f_e = 500 \text{ MPa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ;$

Tableau V.13: Calcul du ferrailage des voiles périphériques

	sens	Mu (kN.M)	A's (cm ²)	As ^{cal} (cm ²)	As ^{min} (cm ²)	Choix	As ^{adp} (cm ²)
Travée	x-x	42.72	0	5,75	1.93	6T16	12,06
	y-y	11.54	0	1.49	1.6	6T14	9,24
Appuis	x-x	28.48	0	3.76	1.93	6T16	12,06
	y-y	28.48	0	3.76	1.6	6T14	9,24

V.3.6.4 Vérifications :

V.3.6.4.1 Condition de non-fragilité :

$L_x = 3,24\text{m}$; $L_y = 5.6\text{ m}$; $\rho_0 = 0,0008$; $\rho = 0,49$; $b = 100\text{cm}$; $h = 20\text{cm}$.

$$\begin{cases} A_x^{min} = 0.0008 \left(3 - \frac{L_x}{L_y} \right) \frac{bh}{2} = 1.93\text{cm}^2 \\ A_y^{min} = \rho_0 \cdot h \cdot b = 1.6\text{cm}^2 \end{cases}$$

➤ **En travée**

$$\begin{cases} A_x = 12.06\text{cm}^2 > A_x^{min} = 1.93\text{ cm}^2 \\ A_y = 4.02\text{cm}^2 > A_y^{min} = 1.6\text{cm}^2 \end{cases}$$

➤ **En appuis**

$$\begin{cases} A_x = 8.04\text{cm}^2 > A_x^{min} = 1.93\text{ cm}^2 \\ A_y = 8.04\text{cm}^2 > A_y^{min} = 1.6\text{cm}^2 \end{cases}$$

V.3.6.4.2 Vérification de l'effort tranchant :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{bd} < \bar{\tau}_u = 0.05 f_c 28 = 1.25\text{MPa}$$

$$T_x = \frac{Pu L_x Ly}{2L_x + Ly} = \frac{63,77 \times 3,24 \times 5,6}{2 \times 3,24 + 5,6} = 95,78\text{kN}$$

$$T_y = \frac{Pu L_y L_x}{2L_y + L_x} = \frac{63,77 \times 5,6 \times 3,24}{2 \times 5,6 + 3,24} = 68,87\text{kN}$$

$$T_{max}(T_x ; T_y) = 95.78\text{kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{bd} = \frac{95.78 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.53 < \bar{\tau}_u = 1.25\text{MPa} \quad \text{L'effort est vérifié.}$$

V.3.6.4.3 Vérification des contraintes :

Tableau V.14 : Vérifications des contraintes à l'ELS.

	sens	Mser (kN.m)	As (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	vérification
Travée	x-x	33.35	12.06	6.51	15	174.5	250	Vérifiée
	y-y	14.60	4.02	4.29	15	218.3	250	Vérifiée
Appuis	x-x	22.23	8.04	5.01	15	171	250	Vérifiée
	y-y	22.23	8.04	5.01	15	171	250	Vérifiée

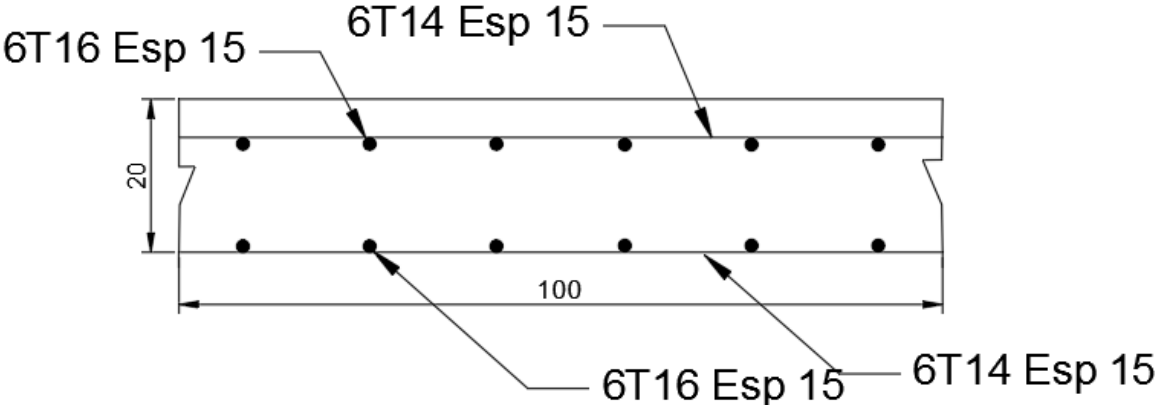


Figure V.7 : Ferrailage du voile périphérique sens X-X par ml (cm)

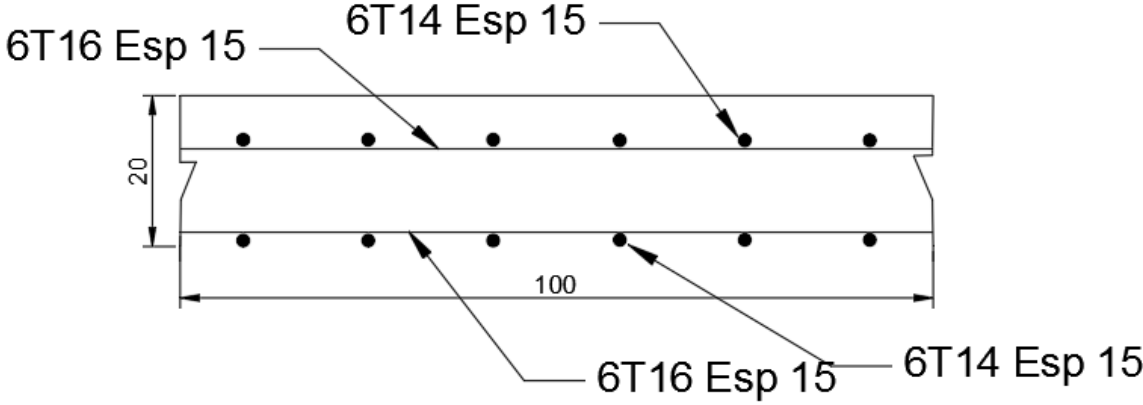


Figure V.8 : Ferrailage du voile périphérique sens Y-Y par ml (cm)

Conclusion générale

La réalisation de ce projet de fin d'étude nous a permis de mettre en évidence nos connaissances théorique acquises durant nos 5 années d'étude, ainsi que d'acquérir de nouvelles connaissances et de nouveau réflexes vis-à-vis du calcul d'une structure en Béton armé parmi ces réflexes on cite ce qui suit :

-Le pré dimensionnement représente un point de départ pour l'étude de la structure, par contre les dimensions données dans ce chapitre seront affectées par l'analyse sismique.

-La stabilité de la structure ainsi que sa résistance dépendent d'une analyse sismique rigoureuse et d'une bonne disposition des voiles de contreventement.

-L'utilisation des logiciels de calcul numérique facilite l'obtention des résultats et réduit le temps de l'étude, par contre la bonne interprétation et l'exploitation de ces résultats repose sur l'habilité et l'intelligence de l'ingénieur.

- [1] D.T.R-B.C. 2-41 Règles de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A. 93.
- [2] D.T.R-B.C. 2-48 Règles parasismiques Algériennes RPA 99/Version 2003.
- [3] Hachemi Mellak D.T.R-B.C. 2.2 charge permanente et charge d'exploitation.
- [4] Jean Pierre Mougine Béton armé BAEL 91 modifié 99 et DTU associés, Deuxième édition 2000
4ème tirage 2006
- [5] Talbi & Hamadou Conception et calcul parasismique d'un Bâtiment R+9 avec sous-sol en béton armé avec évaluation de la capacité portante, septembre 2020
- [6] Victor Davidovici Formulaire du béton armé Volume 1 calculs
- [7] Règles BAEL 91 révisées 99, Règles technique de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites, Février 2000

Introduction :

Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent directement à la résistance de l'ossature.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement à la résistance de l'ossature.

Dans ce chapitre nous considérons L'évaluation des différentes sections des éléments secondaires que comporte de notre structure Nous citons entre autres l'acrotère, les planchers, qui sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

Le calcul de ces éléments s'effectue suivant le règlement CBA 93 en respectant le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003).

I.1. Acrotère

Introduction :

L'acrotère est une construction complémentaire sur la plancher terrasse ayant pour objectif d'étanchéité et destinée essentiellement à protéger les personnes contre la chute.

L'acrotère est un système isostatique assimilable à une console encastrée au plancher terrasse, la section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

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 $Q=1$ kN/ml.

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

- Largeur $b = 100$ cm.
- Hauteur $h = 75$ cm.
- Epaisseur $e = 10$ cm.

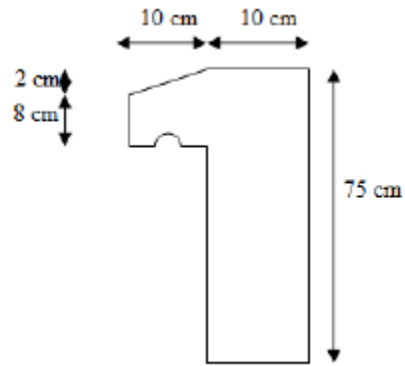


Figure I.1 : Acrotère

I.1.1 Evaluation des charges

Charges permanentes :

Le poids propre de l'acrotère pour 1 ml est de $G1 = \rho_b \times S$

- ρ_b : Le poids volumique du béton tel que $\rho_b = 25 \text{ kN/m}^3$
- S : La surface transversale totale.

$$S = (0.1 \times 0.75) + (0.08 \times 0.1) + (0.1 \times \frac{0.02}{2}) = 0.084 \text{ m}^2$$

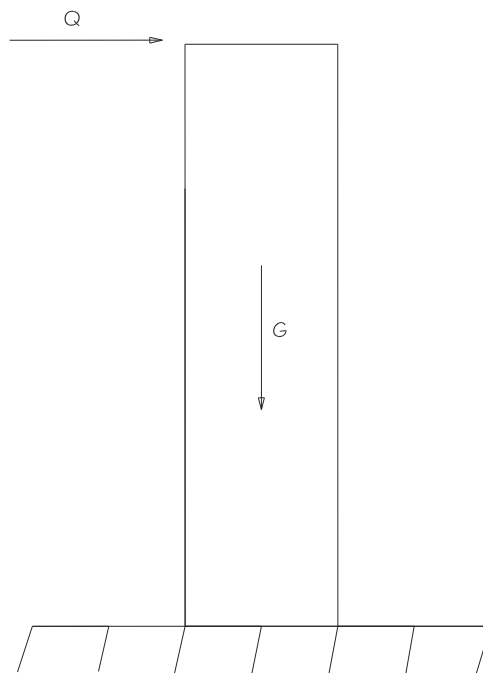


Figure I.2 : Charges et surcharges agissent sur l'acrotère.

D'où le poids propre de l'acrotère :

$$G1 = 25 \times 0,084 = 2,1 \text{ kN/m}$$

Le poids des enduits au ciment ($e_p=1,5\text{cm}$)

$$G2 = [0,015 \times (0,75+0,1+0,1+0,1+0,08+0,65)] \times 18 = 0,51\text{kN/m}$$

Le poids total de l'acrotère :

$$G = G1 + G2 = 2,61 \text{ kN/m}$$

Charge d'exploitation :

L'action des forces horizontales Q_h : (F_p)

L'action des forces horizontales est donnée par : **$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p$**

- A : Coefficient d'accélération de zone. (Tableau 4.1), $A=0,25$ (zone III groupe d'usage 2)
- C_p : Facteur de force horizontale donnée par le tableau (6-1) RPA (99) (élément console) [$C_p=0,8$].
- W_p : Poids de l'acrotère = 2,61 kN.

$$F_p = 4 \times 0,25 \times 0,81 \times 2,61 = 1.268\text{kN}$$

$$Q_u = \text{Max} (1,5Q ; F_p) \begin{cases} F_p = 1.268\text{kN} \\ 1,5q = 1.5\text{kN} \end{cases} \rightarrow Q_u = 1.5q = 1.5\text{kN}$$

$$\text{Donc pour une bonde de 1m de largeur : } \begin{cases} G = 2.61\text{kN} \\ Q = 1.5\text{kN} \end{cases}$$

I.1.2 Calcul des efforts :

- **ELU :**

$$N_u = 1,35 \cdot G = 3,52\text{kN.}$$

$$M_u = 1,5 \cdot Q_u \cdot h = 1.687 \text{ kN.m.}$$

$$T_u = 1,5 \cdot Q_u = 2.25 \text{ kN.}$$

- **ELS :**

$$N_{ser} = G = 2,61 \text{ kN.}$$

$$M_{ser} = Q_u \cdot h = 1.125 \text{ kN.m.}$$

$$T_{ser} = Q_u = 1.5\text{kN}$$

I.1.3 Ferrailage de la section de l'acrotère :

L'acrotère est sollicité en flexion composée le calcul s'effectuera à l'ELU.

$h = 10 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$, $d = 7,5 \text{ cm}$, $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, $M_u = 1.687 \text{ kN.m}$, $N_u = 3.52 \text{ kN}$,
 $f_{BC} = 14,17 \text{ MPa}$, $c = c' = 2,5 \text{ cm}$; $F_e = 400 \text{ MPa}$

Calcul de l'excentricité :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.687}{3.52} = 0.479 \text{ Cm}$$

$$\Psi_1 = \frac{N_u}{b * f_{bc} * h} = \frac{3.52 * 10^3}{1000 * 14.17 * 100} = 2.39 \times 10^{-3} < 0.81 \rightarrow e_0 < e_{Nc} \rightarrow \text{S.P.C}$$

$$e_{Nc} = \xi \times h \rightarrow \xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\Psi_1}}{4(3 + \sqrt{9 - 12\Psi_1})} = 0.166 \rightarrow e_{Nc} = 16.6 \text{ cm}$$

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

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

Calcul du moment fictif « M_f » :

$$M_f = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1.77 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} = 0.022$$

$\mu < \mu_R \rightarrow A'_s = 0$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0.027$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 7.41 \text{ cm}$$

$$A_{sf} = \frac{M_f}{Z \sigma_s} = 68.67 \text{ mm}^2$$

Donc:

- $A_{s1} = A'_s = 0$
- $A_{s2} = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.61 \text{ cm}^2$

I.1.4 Vérification de la section d'acier selon « BAEL 91 » :

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

$$- A_{s_s}^{\min} \geq \text{Max} \left\{ \frac{bh}{1000}, 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

Avec :

$$f_{t28}=2,1\text{MPa} ; f_e=400 \text{ MPa} ; b=100 \text{ cm} ; d=7,5 \text{ cm}$$

$$- A_{s_s}^{\min} \geq \text{Max} \{1\text{cm}^2, 0.906\text{cm}^2\} = 1\text{cm}^2$$

On opte finalement pour **5T6** = 1.41cm² et un espacement $e = 20\text{cm}$

Armatures de Répartitions :

$$A_e \geq \frac{A_s}{4} \rightarrow A_r \geq 0.25$$

La section choisie est $A_r = 4\text{T6} = 1,13 \text{ cm}^2$ avec un espacement $St = 20\text{cm}$.

Contraintes :

La fissuration est préjudiciable

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{1.125}{2.65} = 42.2\text{cm}$$

$$\frac{h}{2} - c' = \frac{10}{2} - 2.5 = 2.5$$

$e_0 > \frac{h}{2} - c' \rightarrow$ 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.

$$C = e - \frac{h}{2} = 42.2 - 5 = 37.26\text{cm}$$

D'après le « BAEL 91 modifié 99 », on doit résoudre l'équation suivant :

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

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

Avec : $n = 15$

Annexe I

$$\begin{aligned} - P &= -3c^2 + \frac{90 \cdot A1}{b} (C + c1) + \frac{90 \cdot A2}{b} (C + d) = -3 \times 37.26^2 + \frac{90 \cdot 1.41}{100} (37.26 + 3) = -4113.83 \\ - q &= 2c^3 + \frac{90 \cdot A1}{b} (C + c1)^2 + \frac{90 \cdot A2}{b} (C + d)^2 = 2 \times 37.26^3 - \frac{90 \cdot 1.41}{100} (37.26 + 3)^2 = 101399.80 \end{aligned}$$

D'où l'équation (*) devient :

La solution de l'équation du troisième degré est obtenue par :

$$\Delta = q^2 + 4 \left(\frac{p^3}{3} \right) = -8.16 \times 10^{10}$$

$$\alpha = \cos^{-1} \left(\frac{q}{2} \left(\frac{-p}{3} \right)^{-\frac{3}{2}} \right) = 0.077$$

$$Yc = -2 \sqrt{\frac{-p}{3}} \times \cos \left[\frac{2\pi}{3} + \frac{\alpha}{3} \right] = 38.51 \text{ cm}$$

$$Y1 = Yc - c = 38.51 - 37.26 = 1.25 \text{ cm}$$

Vérification des contraintes :

Contraintes du béton :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser} \times y1}{\frac{b \times y1}{2} + 15 \times A1 (y1 - c1) - 15 \times A2 (d - y1)} = \frac{2.65 \cdot 10^3 \times 12.5}{\frac{1000 \times 12.5^2}{2} + 15 \times 1.41 \cdot 10^2 (12.5 - 30)} = 0.805 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.805 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Contraintes des aciers

$$\overline{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; \max (0.5 f_e ; 110 \sqrt{n f_{tj}}) \right) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s1} = 0.15 \sigma_{bc} \times \frac{y1 - c1}{y1} = 15 \times 0.805 \times \frac{12.5 - 30}{12.5} = -16.90 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s2} = 0.15 \sigma_{bc} \times \frac{d - y1}{y1} = 15 \times 0.805 \times \frac{75 - 12.5}{12.5} = 60.37 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s1} = -16,90 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$\sigma_{s2} = 60,37 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots \text{Vérifiée}$$

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \overline{\tau}_u = \text{Min} (0.1f_c28, 4\text{MPa}) = 2.5\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{2.25 \times 10^3}{75 \times 1000} = 0.03$$

$$\tau_u = 0.03\text{MPa} < \overline{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

I.1.5 Schéma de ferrailage

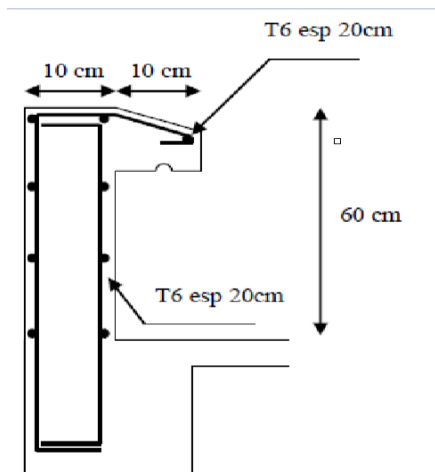


Figure I.3 : Ferrailage de l'acrotère

I.2. Plancher 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, les différentes dalles pleines reposent sur 04 appuis. Pour le calcul on a choisi la dalle la plus sollicitée.

I.2.1. Plancher dalle plein rectangulaire :

I.2.1.1. Évaluation des charges :

$$G = 6.39 \text{ kN/m}$$

$$Q = 4 \text{ kN/m}$$

- ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 14.62 \text{ kN/m}$
- ELS : $q_{ser} = G + Q = 10.39 \text{ kN/m}$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.25}{5.4} = 0.78 > 0.4 \implies \text{La dalle pleine travaille dans les deux sens.}$$

I.2.1.2. 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 $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$ et γ

$$\gamma : \text{Coefficient de poisson} \begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0.2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

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

$$\alpha = 0.78 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0584 \\ \mu_y = 0.5608 \end{cases} \quad \begin{aligned} M_x &= \mu_x * q_u * L_x^2 = 15.42 \text{ kNm} \\ M_y &= \mu_y * M_x = 8.648 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Moments en travées :

- $M_{tx} = 0.75 * M_x = 11.565 \text{ kNm}$
- $M_{ty} = 0.75 * M_y = 6.486 \text{ kNm}$

Moments sur appuis :

- $M_{intx} = 0.5 * M_x = 7.71 \text{ kNm}$
- $M_{inty} = 0.5 * M_x = 7.71 \text{ kNm}$

I.2.1.3. Ferrailage de la dalle :

$b=100\text{cm}$; $h=15\text{cm}$; $d=12,5\text{cm}$; $f_e=400\text{MPa}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{bc}=14,17\text{MPa}$; $\sigma_s=347,83\text{MPa}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau I.1: Ferrailage de la dalle pleine.

	Sens	Mu Kn.m	μ	μ < μ_R	A's Cm ²	α	Z cm	As(cal) Cm ²	As(min) Cm ²	Choix
Travée	x-x	11.565	0.05	oui	0	0.064	9.3	3.57	1.5	4T10 = 3.14cm ²
	y-y	6.486	0.02	oui	0	0.025	11.25	1.65	1.5	4T8 = 2.01cm ²
appuis	x-x	7.71	0.03	oui	0	0.038	10.6	2.09	1.5	4T8 = 2.01cm ²
	y-y	7.71	0.03	oui	0	0.038	10.6	2.09	1.5	4T8 = 2.01cm ²

I.2.1.4. Vérifications :

I.2.1.4.a. Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{s_{\min}} = 0.23 * b * d * \frac{f_{tj}}{f_e} = 1.50$$

- En travée : $A_s > A_{s_{\min}}$... vérifiée
- En appuis : $A_s > A_{s_{\min}}$... vérifiée

I.2.1.4.b. Espacement:

Travée :

- **x-x** : $\text{esp} = \frac{b}{4} = 25\text{cm} < \text{Min} (3h , 33\text{cm}) = 33\text{cm}$ Vérifier
- **y-y** : $\text{esp} = \frac{b}{4} = 25\text{cm} < \text{Min} (4h , 45\text{cm}) = 45\text{cm}$ Vérifier

Appuis :

- $x-x$: $\text{esp} = \frac{b}{4} = 25\text{cm} < \text{Min} (3h , 33\text{cm}) = 33\text{cm}$ Vérifier
- $y-y$: $\text{esp} = \frac{b}{4} = 25\text{cm} < \text{Min} (4h , 45\text{cm}) = 45\text{cm}$ Vérifier

I.2.1.4.c. Effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{Max}}}{d*b} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 f_{c28} = 1.25\text{MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u * L_x * L_y}{2L_x + L_y} = \frac{14.62 * 4.25 * 5.4}{2 * 4.25 + 5.4} = 24.85\text{kN}$$

$$T_y = \frac{q_u * L_x}{3} = 20.71\text{kN}$$

$$T_u^{\text{Max}} = \text{Max} (T_x ; T_y) = 24.85\text{kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{Max}}}{d*b} = \frac{24.85 * 10^3}{1000 * 125} = 0.1988 < \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

I.2.1.4.d. Vérification des contraintes :

Evaluation des sollicitations à l'ELS :

$$\alpha = 0.78 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0650 \\ \mu_y = 0.6841 \end{cases} \quad \begin{aligned} M_x &= \mu_x * q_{ser} * L_x^2 = 12.19\text{kNm} \\ M_y &= \mu_y * M_x = 8.345\text{kNm} \end{aligned}$$

Moments en travées

- $M_{tx} = 0.75 M_x = 9.14\text{kNm}$
- $M_{ty} = 0.75 M_y = 6.25\text{kNm}$

Moments sur appuis

- $M_{intx} = M_{inty} = 0.5 M_x = 6.095\text{kNm}$.

D'après le " BAEL91 modifié 99" on doit vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 201.60\text{Mpa} \\ \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15\text{Mpa} \end{cases}$$

« y » étant la solution de l'équation suivante :

$$b*y^2 + 30(A_s + A's)*y - 30(d * A_s + d'*A's) = 0$$

Moment d'inertie : $I = \frac{b}{3} * y^3 + 15 * A_s * (d - y)^2 + 15 * A's * (y - c)^2$

Les résultats sont résumés dans le tableau :

Tableau I.2: vérification des contraintes à ELS

	Sens	Mser (kN.m)	As (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (Mpa)	σ _{bc} ≤ σ _{bc}
Travée	x-x	9.14	3.57	3.14	5723.46	5.01	vérifier
	y-y	6.25	1.65	2.22	2980.20	4.65	vérifier
appuis	x-x	6.095	2.09	2.46	3656.31	4.10	vérifier

I.2.1.4.e. Vérification de la flèche :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ a } \frac{1}{35} \\ \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20 M_{0x}} \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right\} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0.035 > 0.027 \text{ a } 0.037 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ 0.035 > \frac{9.14}{20 * 12.19} = 0.037 \dots\dots\dots \text{non vérifiée} \\ 2.85 * 10^{-3} > 5 * 10^{-3} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Une condition n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche est nécessaire.

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

Avec $\left\{ \begin{array}{l} f_i = \frac{Mser L^2}{10 E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{Mser L^2}{10 E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = 0.5 + \frac{L}{1000} \end{array} \right.$

Moment d'inertie de la section homogène I₀ :

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d''\right)^2 + 15A's \left(\frac{h}{2} - d'\right)^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{fi} = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{fv} = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{array} \right.$$

Moment d'inertie fictive.

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0.05ft28}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)} \\ \lambda_v = \frac{0.02ft28}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)} \end{array} \right.$$

$$\begin{cases} \delta = \frac{A}{b0d} \\ \mu = 1 - \frac{1.75ft28}{4\delta\sigma_s+ft28} \\ \sigma_s = \frac{Mser}{As*d} \end{cases}$$

Ei= 32164,20 MPa

et

Ev=10818.86 MPa

Tableau I.3 : Récapitulatif du calcul de la flèche.

	Sens	Mser (kN.m)	As (cm ²)	δ	σs (MPa)	λi	λv	μ	I0 (cm ⁴)	Ifi (cm ⁴)	Ifv (cm ⁴)
travée	x-x	9.14	5.66	0.004	129.18	5.25	2.1	0.11	30247.5	21091.75	27028.63
	y-y	6.25	3.74	0.003	133.68	7	2.8	0.0078	29527.5	30784.34	31779.94

Dans le sens X-X :

$$\left. \begin{aligned} f_i &= \frac{Mser L^2}{10 Ei I_{fi}} = \frac{9.14*10^6*4250^2}{10*32164.2*21091.75*10^4} = 0.24cm \\ f_v &= \frac{Mser L^2}{10 Ev I_{fv}} = \frac{9.14*10^6*4250^2}{10*10818.86*27028.63*10^4} = 0.56cm \end{aligned} \right\} \Delta f_T = f_v - f_i = 0.56 - 0.24 = 0.32cm$$

$$\bar{f} = 0.5 + \frac{L}{1000} = 0.5 + \frac{425}{1000} = 0.925cm$$

$$\Rightarrow \Delta f_T = 0.32cm < \bar{f} = 0.925cm \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Dans le sens Y-Y :

$$\left. \begin{aligned} f_i &= \frac{Mser L^2}{10 Ei I_{fi}} = \frac{6.25*10^6*4250^2}{10*32164.2*30784.34*10^4} = 0.11cm \\ f_v &= \frac{Mser L^2}{10 Ev I_{fv}} = \frac{6.25*10^6*4250^2}{10*10818.86*31779.94*10^4} = 0.32cm \end{aligned} \right\} \Delta f_T = f_v - f_i = 0.32 - 0.11 = 0.21cm$$

$$\bar{f} = 0.5 + \frac{L}{1000} = 0.5 + \frac{425}{1000} = 0.925cm$$

$$\Rightarrow \Delta f_T = 0.21cm < \bar{f} = 0.925cm \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Les résultats de Calcul de la flèche de différent cas sont récapitulés dans le tableau qui suit

Tableau I.4: Récapitulatif de la vérification des flèches.

	sens	fi (cm)	fv (cm)	ΔfT (cm)	f̄ (cm)	Observation
Travée	x-x	0.24	0.56	0.32	0.92	<i>vérifiée</i>
	y-y	0.11	0.32	0.21	0.92	<i>vérifiée</i>

I.3: Plancher à corps creux :

Les planchers à corps creux sont composés de deux éléments fondamentaux :

- L'élément résistant (porteur) : poutrelle en T renversé comportant des aciers de liaison avec la dalle de répartition.
- L'élément de remplissage (de coffrage) : les entrevous en béton sur lesquels est coulée une dalle de compression en béton, armé d'un treillis soudé, qui garantit une meilleure répartition des charges

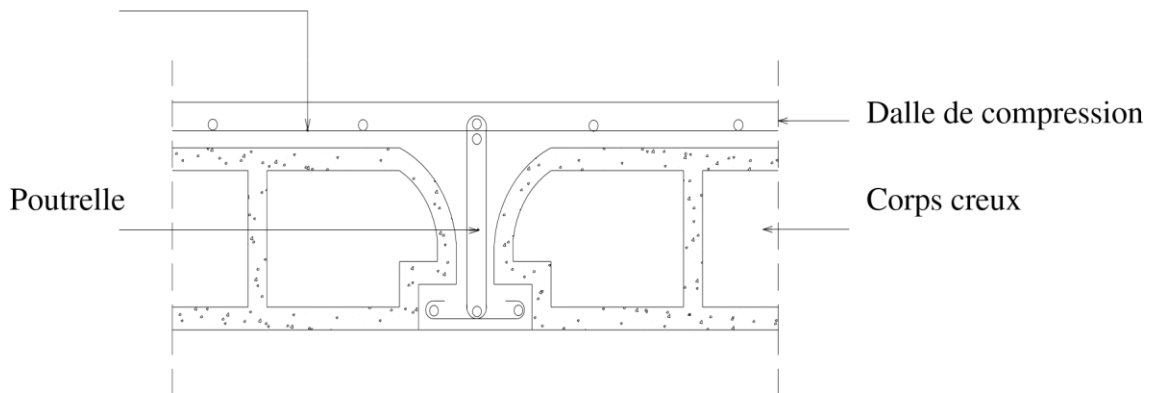


Figure I.4 : Plancher à corps creux

I.3.1 Pré dimensionnement des poutrelles :

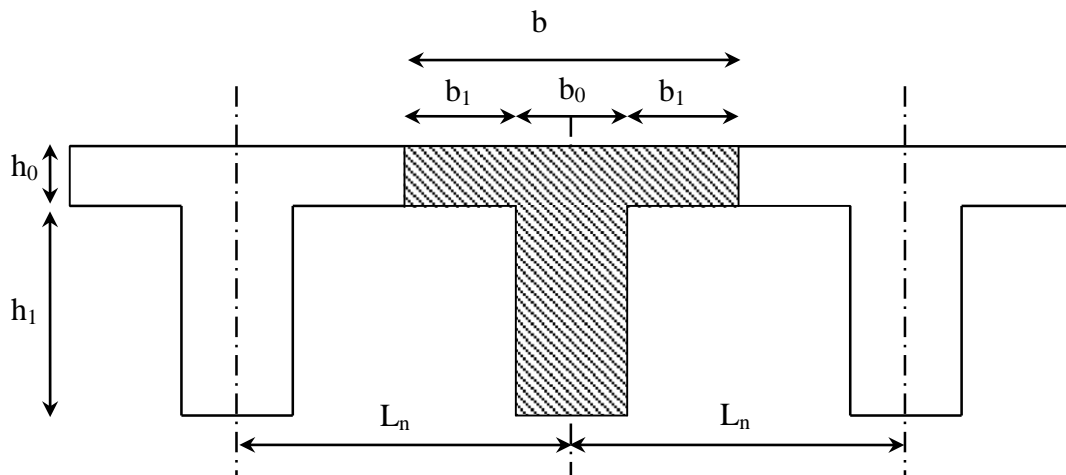


Figure I.5 : Dimensions des poutrelles.

$$\begin{cases} ht = 21cm \\ h_0 = 5cm \\ h_1 = 16cm \end{cases}$$

Annexe I

D'après [BAEL91/A.4.1,3], on a :

$$\begin{cases} b_1 \leq \frac{L_n - b_0}{2} \\ b_1 \leq \frac{L}{10} \\ 6h_0 \leq b \leq 8h_0 \end{cases}$$

Avec :

L_n : la distance entre axes des nervures ($L_n = 60\text{cm}$) [DTRB.C.2.2/Annexe C3]

L : la portée entre nus d'appuis ($L = 4.25\text{m}$)

b_0 : l'épaisseur de la nervure ($b_0 = 12\text{cm}$)

Donc :

- $b_1 \leq \frac{L_n - b_0}{2} = \frac{60 - 12}{2} = 24$
- $b_1 \leq \frac{L}{10} = \frac{425}{10} = 42.5$ $\rightarrow b_1 = \min(24, 30, 42.5) = 24\text{cm}$
- $6h_0 \leq b \leq 8h_0 \rightarrow 30 \leq b \leq 40$

La largeur de la dalle de compression est donc : $b = 2b_1 + b_0 = 60\text{ cm}$

I.3.2. Ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression doit comporter un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm (5 / m) pour les armatures perpendiculaires aux nervures ; que l'on note : A_{\perp}
- 33 cm (3/ m) pour les armatures parallèles aux nervures ; que l'on note : A_{\parallel} Les sections des armatures doivent satisfaire aux

Conditions suivantes :

$$\text{si } L_n \leq 50\text{ cm} \text{ alors } \begin{cases} A_{\perp} = \frac{200}{f_e} \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{\parallel} = \frac{Ac}{2} \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

$$\text{si } 50\text{cm} \leq L_n \leq 80\text{cm} \text{ alors } \begin{cases} A_{\perp} = \frac{4L_n}{f_e} \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{\parallel} = \frac{Ac}{2} \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

Annexe I

L_n : écartement entre axes des nervures.

f_e : limite d'élasticité en MPA ($f_e = 400$ MPA)

A_{\perp} : armatures perpendiculaires aux nervures

A_{\parallel} : armatures parallèles aux nervures.

- **Armatures perpendiculaires :**
Nervures :

Dans notre plancher on a $L_n = 60$ cm

$$\text{Alors } A_{\perp} = \frac{4L_n}{f_e} = \frac{4 \cdot 60}{400} = 0.6 \text{ cm}^2$$

Choix d'armatures :

$$5T6 \rightarrow A_s = 1.41 \text{ cm}^2$$

- **Armatures parallèles aux nervures :**

Dans notre plancher on a $L_n = 60$ cm

$$\text{Alors } A_{\parallel} = \frac{A_c}{2} = \frac{0.6}{2} = 0.3 \text{ cm}^2$$

Choix d'armatures :

$$5T6 \rightarrow A_s = 1.41 \text{ cm}^2$$

I.3.3. Etude des poutrelles :

I.3.3.1. Evaluation des charges :

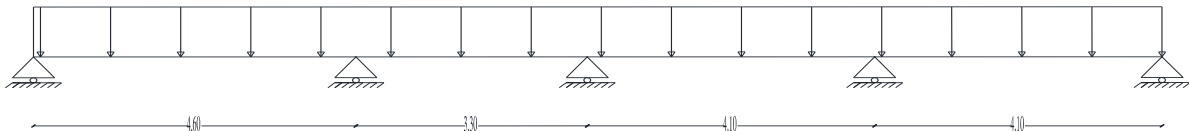
Combinaisons fondamentales :

$$\text{ELU : } q_u = (1.35G + 1.5Q) \times b$$

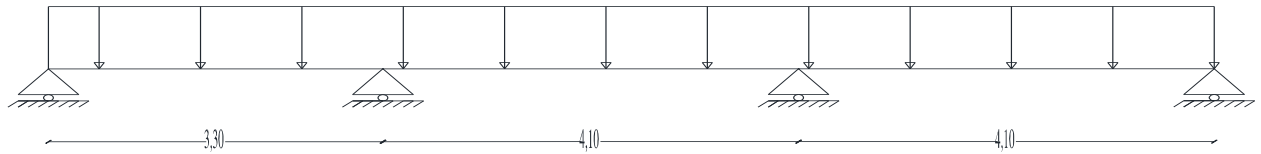
$$\text{ELS : } q_{ser} = (G + Q) \times b$$

I.3.3.2. Type de poutrelle :

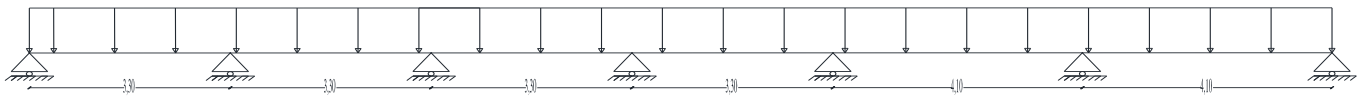
Type 1 :



Type 2 :



Type 3 :



I.3.3.3. Méthode de calcul

Dans le cas des planchers comportant des poutres (secondaires et principales) surmontées par une dalle générale à laquelle elles sont liées, il est légitime d'utiliser pour le calcul des poutres les méthodes de calcul simplifiées dont le domaine d'application est essentiellement défini en fonction du rapport de la charge d'exploitation aux charges permanentes et limités éventuellement par des conditions complémentaires :

Méthode forfaitaire :

Pour utiliser la méthode forfaitaire, les conditions suivantes doivent être vérifiées :

- $Q \text{ kN/m}^2 < \text{Max} (2 \times G, 5 \text{ kN/m}^2)$
- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées
- Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25
$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$
- Les fissurations sont considérées comme non préjudiciable
-

Méthode de Caquot :

Dans le cas où l'une des trois dernières conditions de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite, on peut appliquer la méthode de Caquot, mais il faut diminuer les moments sur appuis dûs aux seules charges permanentes par application aux valeurs trouvées d'un coefficient compris entre 1 et 2/3 ; les valeurs des moments en travée sont majorées en conséquence.

I.3.4. Calcul de poutrelles :

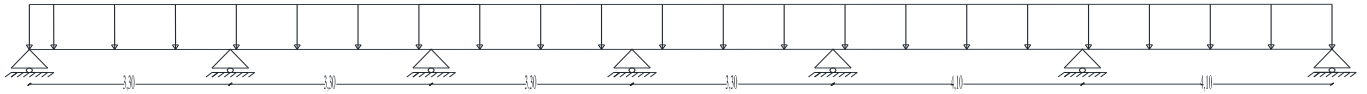
On prend de 3^{ème} type comme exemple de calcul.

Etude de 3^{ème} type :(terrasse inaccessible)

Schéma statique :

$$G = 6.44 \text{ kN/m}^2$$

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



Vérification d'application de la méthode forfaitaire :

Pour appliquer l'application de la méthode forfaitaire, il faut que les conditions ci-dessous soient vérifiées ; pour cela, on trouve que la méthode n'est application.

Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

- $Q = 1.5 \text{ kN/m}^2 < \text{Max} (2 \times 5.5 = 11 \text{ kN/m}^2 , 5 \text{ kN/m}^2) \rightarrow$ vérifiée
- les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différentes travées \rightarrow vérifiée
- Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25
$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$
$$0.8 \leq \frac{3.4}{4.1} = 0.804 \leq 1.25$$
- les fissurations sont considérées comme non préjudiciable \rightarrow vérifié

Donc on utilise la méthode **forfaitaire**

Remarque : la méthode forfaitaire est appliquée aussi pour la poutrelle type 2 ; 3 et 4

Application de la méthode forfaitaire :

Terrasse :

$$\begin{cases} G = 6.44 \text{ kN/m}^2 \\ Q = 1 \text{ kN/m}^2 \\ q_u = 6.11 \text{ kN/ml} \\ q_s = 4.46 \text{ kN/ml} \end{cases}$$

❖ moment fléchissant (M)àL'ELU:

Portée(m)	3.3		3.3		3.3		3.3		4.1		4.1	
G (kN/m ²)	6.44		6.44		6.44		6.44		6.44		6.44	
Q (kN/m ²)	1		1		1		1		1		1	
$q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 0.6$	6.11		6.11		6.11		6.11		6.11		6.11	
Calcul des moment a l'ELU												
M(iso)	8.31		8.31		8.31		8.31		12.83		12.83	
Ma (kN/m)	0	-4.15	-3.32	-3.32	-3.32	-3.32	-3.32	-3.32	-5.31	-5.31	-6.41	0
$Mt \begin{cases} (0,6 + 0,15\alpha)M_0 \\ (0,5 + 0,15\alpha)M_0 \end{cases}$	4.32		5.15		5.15		5.15		7.95		6.67	
$Mt+(Mw+Me)/2$	6.39		8.47		8.47		8.47		13.26		9.875	
max [(1+0.3α)M ₀ ; 1.05M ₀]	8.64		8.64		8.64		8.64		13.47		13.47	
condition	NV		NV		NV		NV		NV		NV	
Mt(a prendre)	8.64		8.64		8.64		8.64		13.47		13.47	

Diagramme des moments fléchissant (en kN.m) :

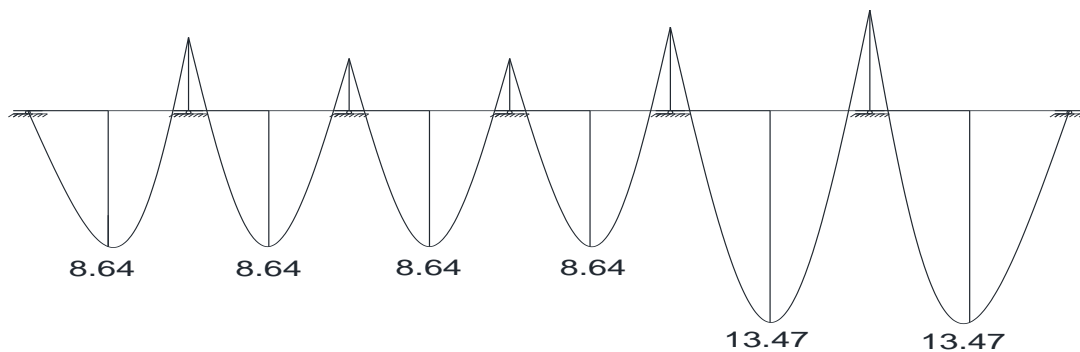


Figure I.6.1: Diagramme des moments fléchissant à ELU

Diagramme des efforts tranchants : (en kN) :

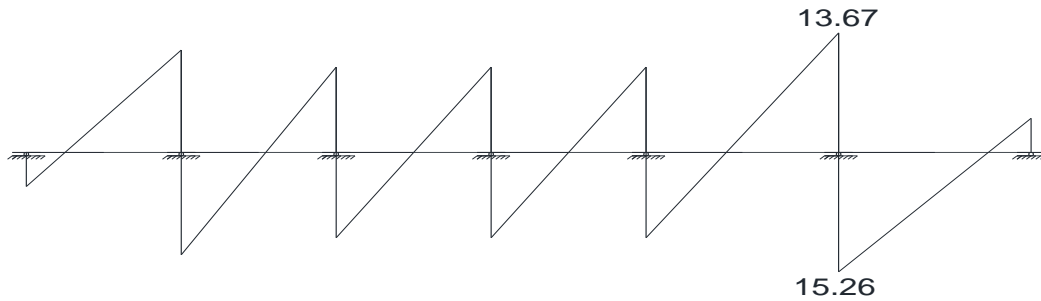


Figure I.6.2: Diagramme des efforts tranchants à ELS

❖ moment fléchissant (M)àL'ELS:

Portée(m)	3.3	3.3	3.3	3.3	4.1	4.1				
G (kN/m ²)	6.44	6.44	6.44	6.44	6.44	6.44				
Q (kN/m ²)	1	1	1	1	1	1				
$q_s = (G + Q) \times 0.6$	4.46	4.46	4.46	4.46	4.46	4.46				
Calcul des moment a l'ELU										
M(iso)	6.07	6.07	6.07	6.07	9.37	9.37				
Ma (kN/m)	0	-3.03	-2.42	-2.42	-2.42	-2.42	-3.74	-3.74	-4.68	0
$M_t \begin{cases} (0,6 + 0,15\alpha)M_0 \\ (0,5 + 0,15\alpha)M_0 \end{cases}$	3.76	3.15	3.15	3.15	3.15	4.87	5.81			
$M_t + (M_w + M_e)/2$	5.27	5.57	5.57	5.57	5.57	8.61	8.15			
Max [(1+0.3α)M ₀ ; 1.05M ₀]	6.37	6.37	6.37	6.37	6.37	9.83	9.83			
condition	NV	NV	NV	NV	NV	NV	NV			
Mt(à prendre)	6.37	6.37	6.37	6.37	6.37	9.83	9.83			

Diagramme des moments fléchissant (en kN.m) :

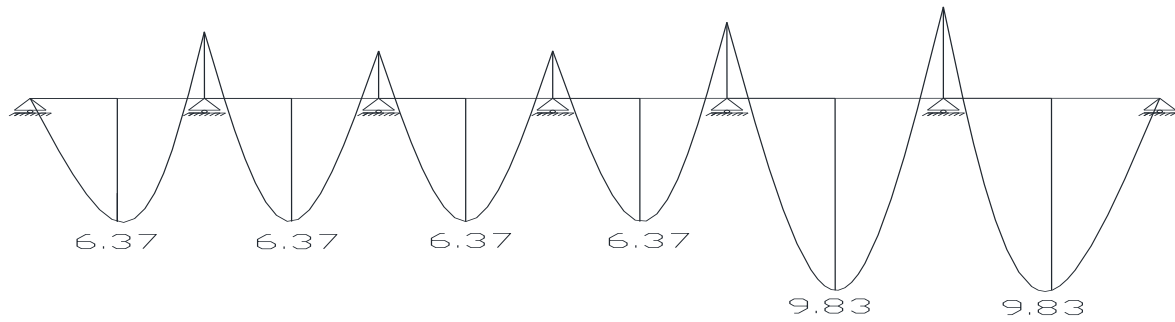


Figure I.6.3: Diagramme des moments fléchissant à ELS

Diagramme des efforts tranchants : (en kN) :

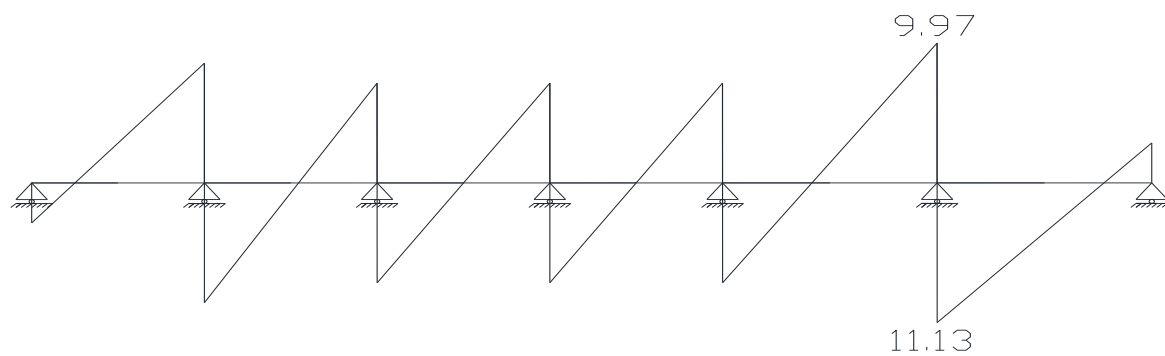


Figure I.6.4: Diagramme des efforts tranchants à ELS

Etude des étage (2^{eme} → 8^{eme})

$$\begin{cases} G = 5.55 \text{ kN/m}^2 \\ Q = 1.5 \text{ kN/M}^2 \\ q_u = 5.84 \text{ kN/ml} \\ q_s = 4.23 \text{ kN/ml} \end{cases}$$

❖ moment fléchissant (M) à L'ELU:

Portée(m)	3.3	3.3	3.3	3.3	4.1	4.1					
G (kN/m ²)	5.55	5.55	5.55	5.55	5.55	5.55					
Q (kN/m ²)	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5					
$q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 0.6$	5.84	5.84	5.84	5.84	5.84	5.84					
Calcul des moment à l'ELU											
M(iso)	7.94	7.94	7.94	7.94	12.27	12.27					
Ma (kN/m)	0	-3.97	-3.17	-3.17	-3.17	-3.17	-3.17	-4.90	-4.90	-6.31	0
$Mt \begin{cases} (0,6 + 0,15\alpha)M_0 \\ (0,5 + 0,15\alpha)M_0 \end{cases}$	5.01	4.22	4.22	4.22	4.22	6.52	7.74				
$Mt+(Mw+Me)/2$	6.99	7.36	7.36	7.36	7.36	11.42	10.89				
$\max [(1+0.3\alpha)M_0 ; 1.05M_0]$	8.41	8.41	8.41	8.41	8.41	13.00	13.00				
condition	NV	NV	NV	NV	NV	NV	NV				
Mt(a prendre)	8.41	8.41	8.41	8.41	8.41	13.00	13.00				

Diagramme des moments fléchissant (en kN.m) :

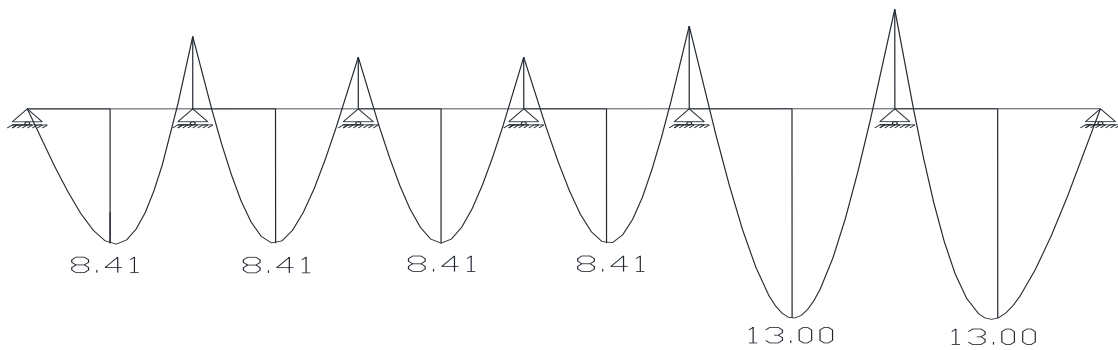


Figure I.6.5: Diagramme des moments fléchissant à ELU

Diagramme des efforts tranchants : (en kN) :

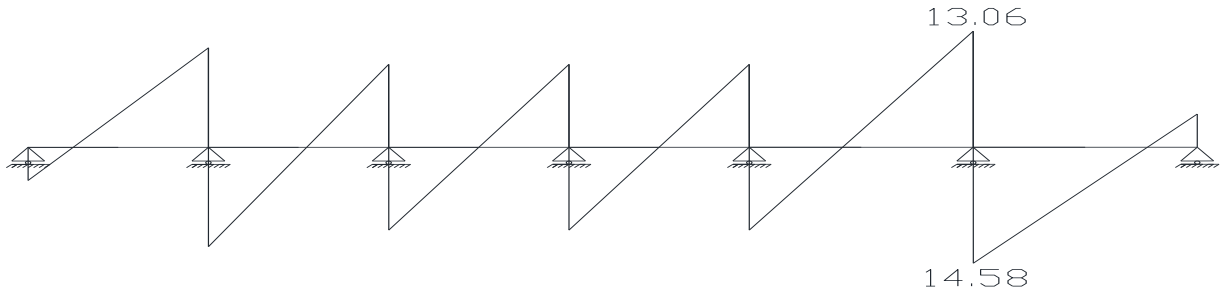


Figure I.6.6: Diagramme des efforts tranchants à ELU*

❖ moment fléchissant (M) à l'ELS:

Portée(m)	3.3		3.3		3.3		3.3		4.1		4.1	
G (kN/m ²)	5.55		5.55		5.55		5.55		5.55		5.55	
Q (kN/m ²)	1.5		1.5		1.5		1.5		1.5		1.5	
$q_u = (G + Q) \times 0.6$	4.23		4.23		4.23		4.23		4.23		4.23	
Calcul des moment a l'ELU												
M(iso)	5.75		5.75		5.75		5.75		8.88		8.88	
Ma (kN/m)	0	-2.87	-2.3	-2.3	-2.3	-2.3	-2.3	-2.3	-3.52	-3.52	-4.44	0
$M_t \begin{cases} (0,6 + 0,15\alpha)M_0 \\ (0,5 + 0,15\alpha)M_0 \end{cases}$	3.63		3.05		3.05		3.05		4.71		5.60	
$M_t + (M_w + M_e)/2$	5.06		5.35		5.35		5.35		8.23		7.82	
$\max [(1+0.3\alpha)M_0 ; 1.05M_0]$	6.09		6.09		6.09		6.09		9.41		9.41	
condition	NV		NV		NV		NV		NV		NV	
Mt(a prendre)	6.09		6.09		6.09		6.09		9.41		9.41	

Diagramme des moments fléchissant (en kN.m) :

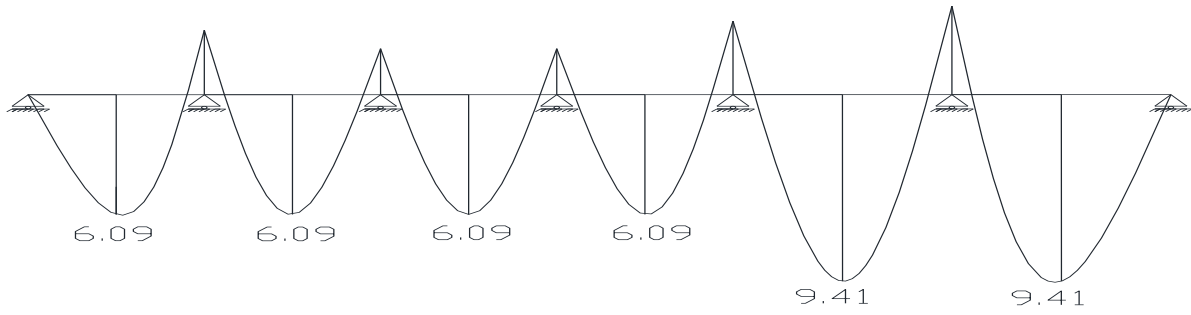


Figure I.6.7: Diagramme des moments fléchissant à ELS

Diagramme des efforts tranchants : (en kN) :

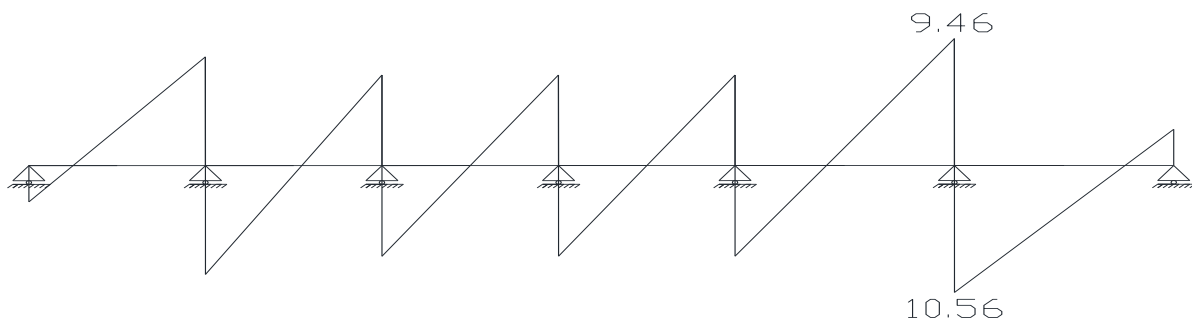


Figure I.6.8: Diagramme des efforts tranchants à ELS

Annexe I

Etude de 1er étage

$$\begin{cases} G = 5.55 \text{ kN/m}^2 \\ Q = 4 \text{ kN/M}^2 \\ q_u = 8.09 \text{ kN/ml} \\ q_s = 5.73 \text{ kN/ml} \end{cases}$$

❖ **moment fléchissant (M) à l'ELU:**

Portée(m)	3.3	3.3	3.3	3.3	4.1	4.1				
G (kN/m ²)	5.55	5.55	5.55	5.55	5.55	5.55				
Q (kN/m ²)	4	4	4	4	4	4				
$q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 0.6$	8.09	8.09	8.09	8.09	8.09	8.09				
Calcul des moment a l'ELU										
M(iso)	11.06	11.06	11.06	11.06	17.00	17.00				
Ma (kN/m)	0	-5.50	-4.40	-4.40	-4.40	-4.40	-6.78	-6.78	-8.82	0
$Mt \begin{cases} (0,6 + 0,15\alpha)M_0 \\ (0,5 + 0,15\alpha)M_0 \end{cases}$	7.28	6.18	6.18	6.18	6.18	9.52	11.22			
$Mt + (Mw + Me)/2$	10.03	10.58	10.58	10.58	10.58	16.3	15.63			
$\max [(1+0.3\alpha)M_0 ; 1.05M_0]$	12.36	12.36	12.36	12.36	12.36	19.09	19.09			
condition	NV	NV	NV	NV	NV	NV	NV			
Mt(a prendre)	12.36	12.36	12.36	12.36	12.36	19.09	19.09			

Diagramme des moments fléchissant (en kN.m) :

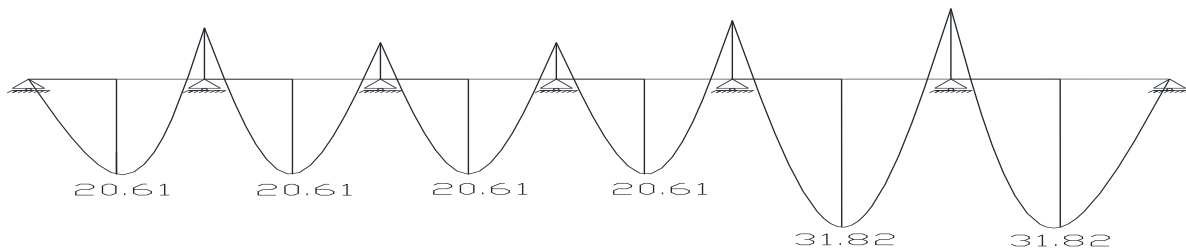


Figure I.6.9: Diagramme des moments fléchissant à ELU

Diagramme des efforts tranchants : (en kN) :

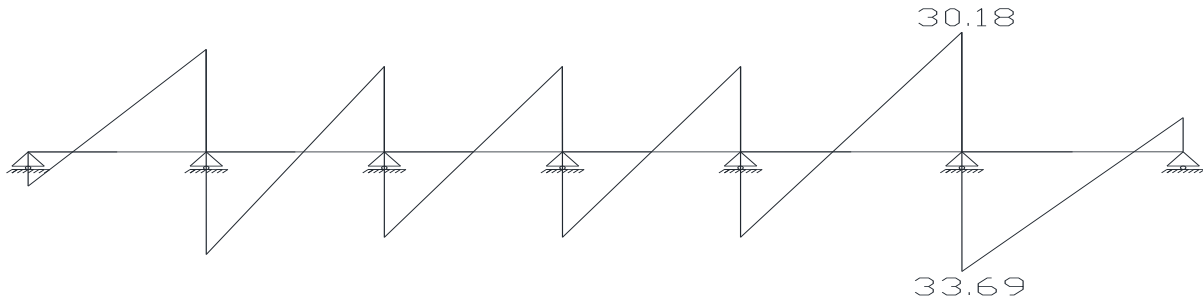


Figure I.6.10: Diagramme des efforts tranchants à ELU

❖ moment fléchissant (M)àL'ELS:

Portée(m)	3.3	3.3	3.3	3.3	4.1	4.1				
G (kN/m ²)	5.55	5.55	5.55	5.55	5.55	5.55				
Q (kN/m ²)	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5				
$q_u = (G + Q) \times 0.6$	5.73	5.73	5.73	5.73	5.73	5.73				
Calcul des moment a l'ELU										
M(iso)	7.79	7.79	7.79	7.79	12.36	12.36				
Ma (kN/m)	0	-3.89	-3.11	-3.11	-3.11	-3.11	-4.81	-4.81	-6.01	0
$M_t \begin{cases} (0,6 + 0,15\alpha)M_0 \\ (0,5 + 0,15\alpha) M_0 \end{cases}$	5.15	4.35	4.35	4.35	4.35	6.73	7.93			
$M_t + (M_w + M_e)/2$	7.09	7.46	7.46	7.46	7.46	11.54	10.93			
$\max [(1+0.3\alpha)M_0 ; 1.05M_0]$	8.74	8.74	8.74	8.74	8.74	13.84	13.84			
condition	NV	NV	NV	NV	NV	NV	NV			
Mt(a prendre)	8.74	8.74	8.74	8.74	8.74	13.84	13.84			

Diagramme des moments fléchissant (en kN.m) :

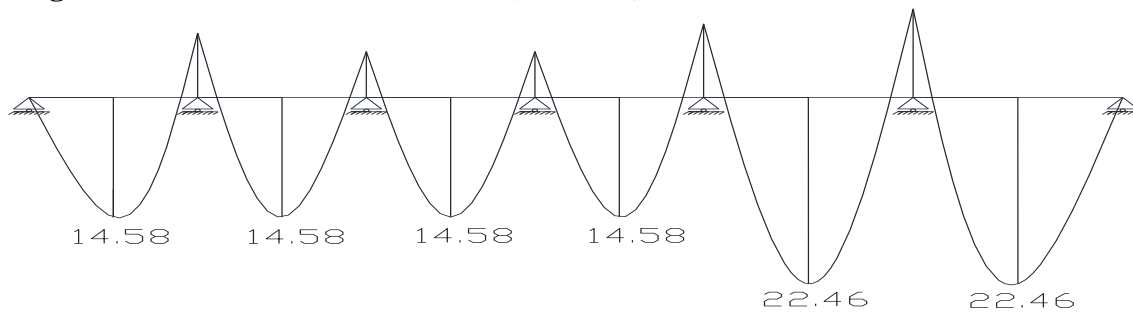


Figure I.6.11: Diagramme des moments fléchissant à ELS

Diagramme des efforts tranchants : (en kN) :

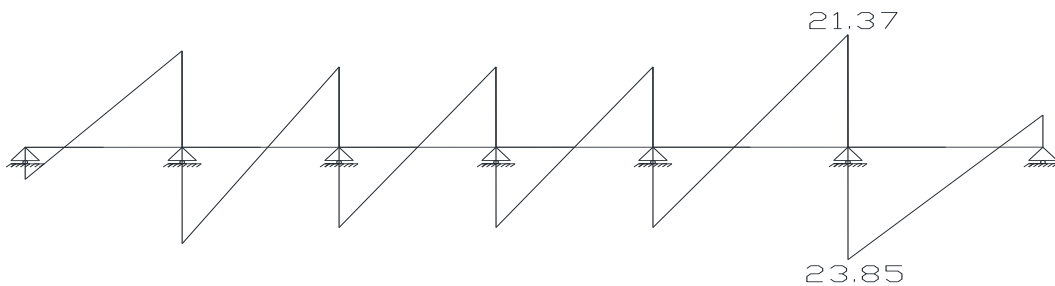


Figure I.6.12: Diagramme des efforts tranchants à ELU

Conclusion :

Pour le ferrailage des poutrelles, on choisira le cas le plus défavorable qui donnera les moments fléchissant maximaux.

D'après le tableau ci-dessus :

on obtient les résultats maximaux suivants :

M_t : moments maximums en travée.

M_a : moment maximums sur appuis.

T_{max} : efforts tranchants maximums.

Tableau I.6: Récapitulatif des moments et des efforts tranchants maximaux

Niveau	Type poutrelle	Nbre Travée	Méthode utilisée	M _t (kN.m)		M _a (kN.m)		T _{max} (kN)
				ELU	ELS	ELU	ELS	
terrasse	1	4	Forfaitaire	13.47	9.83	6.41	4.68	15.26
	2	3		13.47	9.83	6.41	4.68	15.26
	3	6		13.47	9.83	6.41	4.68	15.16
2 ^{eme} → 8 ^{eme}	1	4	Forfaitaire	13.00	9.41	6.31	4.44	14.58
	2	3		13.00	9.41	6.31	4.44	14.58
	3	6		13.00	9.41	6.31	4.44	14.58
1er	1	4	Forfaitaire	19.09	13.84	8.82	6.01	33.69
	2	3		19.09	13.84	8.82	6.01	33.69
	3	6		19.09	13.84	8.82	6.01	33.69

I.3.5 Détermination des armatures :

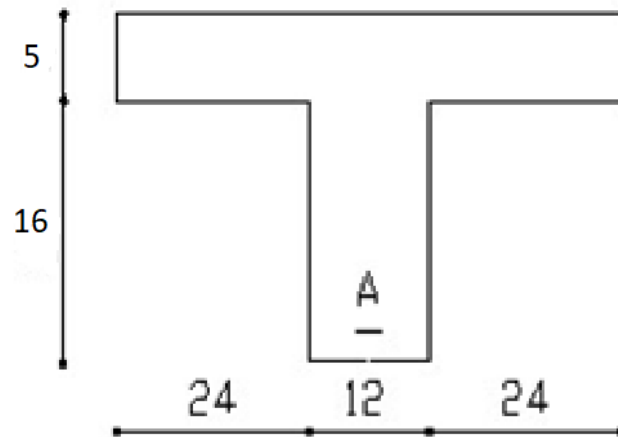


Figure I.7: section de calcul

En travée:

ELU

$$M_t(\max) = 31.82 \text{ kN.m}$$

Vérification de l'étendue de la zone comprimée :

Le moment fléchissant (M_{table}) équilibré par la table est

$$M_{table} = \sigma_b \cdot b \cdot h_0 \cdot \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

$$M_{table} = 14.17 \times 60 \times 5 \cdot \left(19 - \frac{5}{2}\right)$$

$$M_{table} = 70.14 \text{ kN.m}$$

Avec :

$$\gamma_b = 1,5 \quad \gamma_s = 1,15 \text{ feE400}$$

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

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$M_t^{max} = 19.09 \text{ kN.m} \leq M_{table} = 70.14 \text{ kN.m}$$

Donc la zone de compressions trouve dans la table de compression et la section de calcul sera une section rectangulaire de dimension : $(b \times h) = (60 \times 21) \text{ cm}^2$.

vérification de l'existence des armatures comprimées:

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{19.09 \times 10^6}{600 \times 190^2 \times 14.17} = 0.06$$

$$\mu = 0.06 < \mu_{AB} = 0,186 (\text{acier FeE400})$$

A' n'existe pas donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$A' = 0$$

$$\alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.08$$

$$y = d \times \alpha_u = 1.52 \text{ cm}$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha_u) = 18.39 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = \frac{19.09 \times 10^6}{183.9 \times 348} = 2.98 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité (A.4.2.1 BAEL91)

$$A_{s_{min}} = 0.23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 19 \frac{2.1}{400} = 0.27 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2.98 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Le choix d'armatures } 3T12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

En apuis:

ELU

$$M_t(\max) = 8.82 \text{ kN.m}$$

Vérification de l'étendue de la zone comprimée :

Le moment fléchissant (M_{table}) équilibré par la table est

$$M_{table} = \sigma_b \cdot b \cdot h_0 \cdot \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

$$M_{table} = 14.17 \times 60 \times 5 \cdot \left(19 - \frac{5}{2}\right)$$

$$\mathbf{M_{table} = 70.14 \text{ kN.m}}$$

Avec :

- $\gamma_b = 1,5$ $\gamma_s = 1,15$ feE400
- $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$
- $\sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$
- $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

$$\mathbf{M_t^{\max} = 8.82 \text{ kN.m} \leq M_{table} = 70.14 \text{ kN.m}}$$

Donc la zone de compression trouve dans la table de compression et la section de calcul sera une section rectangulaire de dimension : (bxh) =(60x21) cm²

vérification de l'existence des armatures comprimées:

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{8.82 \times 10^6}{600 \times 190^2 \times 14.17} = 0.02$$

$$\mu = 0.02 < \mu_{AB} = 0,186 (\text{acier FeE400})$$

A' n'existe pas donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A' = 0$

$$\alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.03$$

$$y = d \times \alpha_u = 1.52 \text{ cm}$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha_u) = 18.72 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = \frac{8.82 \times 10^6}{187.2 \times 348} = 1.35 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité (A.4.2.1 BAEL91)

$$A_{s_{min}} = 0.23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 19 \frac{2.1}{400} = 0.27 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1.35 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Le choix d'armatures } 2T10 = 1.57 \text{ cm}^2$$

Tableau I.7 : Ferrailage des poutrelles

		M (kN.m)	A _{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A _t (cm ²)	Disposition des armatures
Travée	ELU	19.09	2.98	3T12 A=3.39 cm ²	2Ø6 A _t =0,56cm ²	
	ELS	13.84	vérif			
appui	ELU	8.82	1.35	2T10 A=1.57 cm ²		
	ELS	6.06	vérif			

I.3.6 les vérifications

I.4.6.1 ELS :

En travée:

$$M_{ser} = 13.84 \text{ kN.m}$$

$$h = 21\text{cm}, h_0 = 5\text{cm}, b = 60\text{cm}, d = 19\text{cm}, d' = 2.31\text{cm}, \bar{\sigma}_{bc} = 15$$

$$\bar{\sigma}_{st} = fe = 400\text{MPa}$$

$$f(h_0) = \frac{1}{2} b h_0 + 15 A_s' (h_0 - d) - 15 A_s (d - h_0)$$

$$f(h_0) = \frac{1}{2} 60 \times 5 - 15 \times 3.39 (19 - 5) = -561.9 < 0$$

$f(h_0) < 0 \rightarrow$ Utilisation de l'organigramme d'une section rectangulaire

$$b y^2 + 30(A_s + A_s') y - 30(A_s \times d + A_s' \times d') = 0$$

$$60 y^2 + 30(3.39) y - 30(3.39 \times 19) = 0$$

$$y = 4.89$$

Moment d'inerte de la section rectangulaire homogène I_0

$$I_0 = \frac{1}{3} \times b y^3 + 15 A_s' (y - d')^2 + 15 A_s (d - y)^2$$

Annexe I

$$I_0 = \frac{1}{3} \times 60 \times 4.89^3 + 15 \times 3.39(19 - 4.89)^2 = 12460.09 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{13.84 \times 10^6}{12460.04 \times 10^4} = 0.11$$

$$\sigma_{bc} = ky = 0.11 \times 4.89 = 0.54 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \rightarrow \text{vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = 15k(d - y) = 15 \times 0.11(19 - 4.89) = 23.28$$

$$\sigma_{st} = 23.28 < \bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ MPA} \rightarrow \text{vérifiée}$$

En appuis :

$$M_{ser} = 6.01 \text{ kN.m}$$

$$h = 21 \text{ cm}, h_0 = 5 \text{ cm}, b = 60 \text{ cm}, d = 19 \text{ cm}, d' = 2.31 \text{ cm}, \bar{\sigma}_{bc} = 15$$

$$\bar{\sigma}_{st} = f_e = 400 \text{ MPA}$$

$$f(h_0) = \frac{1}{2} b h_0 + 15 A s' (h_0 - d) - 15 A s (d - h_0)$$

$$f(h_0) = \frac{1}{2} 60 \times 5 - 15 \times 1.57 (19 - 5) = -179.7 < 0$$

$f(h_0) < 0 \rightarrow$ Utilisation de l'organigramme d'une section rectangulaire

$$b y^2 + 30(A s + A' s) y - 30(A s \times d + A' s \times d') = 0$$

$$60 y^2 + 30(1.57) y - 30(1.57 \times 19) = 0$$

$$y = 3.48$$

Moment d'inertie de la section rectangulaire homogène I_0

$$I_0 = \frac{1}{3} \times b y^3 + 15 A' s (y - d')^2 + 15 A s (d - y)^2$$

$$I_0 = \frac{1}{3} \times 60 \times 3.48^3 + 15 \times 1.57 (19 - 3.84)^2 = 6500.00 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{6.01 \times 10^6}{6500 \times 10^4} = 0.09$$

$$\sigma_{bc} = ky = 0.09 \times 3.48 = 0.31 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \rightarrow \text{vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = 15k(d - y) = 15 \times 0.09(19 - 3.48) = 20.95 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{st} = 20.95 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ MPA} \rightarrow \text{vérifiée}$$

I.3.6.2 Vérification de la flèche :

D'après les règles, nous montrons qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre ou d'une poutrelle si cette dernière est associée à un hourdis et si toutes les inégalités suivantes sont vérifiées :

- 1- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{21}{425} = 0.049 \leq \frac{1}{16} = 0.062$ non vérifiée
- 2- $\frac{h}{L} \geq \frac{Mtser}{6 \times Maser} \rightarrow \frac{21}{425} = 0.049 \geq \frac{Mtser}{6 \times Maser} = \frac{13.84}{6 \times 6.01} = 0.38$
..... non vérifiée
- 3- $\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{fe} \rightarrow \frac{3.39}{12 \times 19} = 0.01 \leq \frac{4.2}{400} = 0.01$ Vérifiée

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

$$\text{Flèche totale : } \Delta ft = fgv - fji + fpi - fgi \leq \bar{f}$$

- g : La charge permanente après mise en place des cloisons :
 $g = 5.55 \text{ kN/m}^2$
- J : La charge permanente avant mise en place des cloisons :
 $J = 6.73 \text{ kN/m}^2$
- P : La charge totale ($P = G + Q$) $\rightarrow P = (5.55 + 4) = 9.55 \text{ kN/m}^2$

$$G = 5550 \times 0.60 = 3330 \text{ N/ml}$$

$$P = 9550 \times 0.60 = 5730 \text{ N/ml}$$

$$J = 5550 \times 0.60 = 3330 \text{ N/ml}$$

- Détermination du centre de gravité :

$$v_1 = \frac{\sum A_i \times y_i}{\sum A_i} = \frac{5 \times 60 \times 2.5 + 12 \times 16 \times 8 + 15 \times 3.39 \times 19}{60 \times 5 + 12 \times 16 + 15 \times 3.39} = 5.99 \text{ cm}$$

- Détermination du moment d'inertie:

$$I_0 = \frac{bv_1^3}{3} - \frac{(b-b_0)(v_1-h_0)^3}{3} + b_0 \times v_2^3 + n \times A \times (d - v_1)^2$$

$$I_0 = \frac{60 \times 5.99^3}{3} - \frac{(60-12)(5.99-5)^3}{3} + 12 \times 15.01^3 + 15 \times 3.39 \times (19 - 5.99)^2$$

$$I_0 = 26447.84 \text{ cm}^4$$

Calcul des moments d'inerte fictifs :

$$Ifi = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda i \times \mu}, \quad Ifv = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda v \times \mu}$$

Annexe I

Avec :

$$\lambda i = \frac{0.05ft28}{\rho*(2+3\frac{b0}{b})} \quad \text{:coefficient pour la déformation instantanée.}$$

$$\lambda v = \frac{0.02ft28}{\rho*(2+3\frac{b0}{b})} \quad \text{:coefficient pour la déformation différée}$$

$$\rho = \frac{A}{b*d} \quad \text{:pourcentage des armateurs}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75ft28}{4*\rho*\sigma_s + ft28}$$

σ_s : contrainte de traction effective de l'armature correspondant au cas de charge considéré σ_s .

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

	Mser (kn.m)	As (cm ²)	ρ	σ_s (Mpa)	λi	λv	μ	I0 cm ⁴	Ifi cm ⁴	Ifv cm ⁴
travée	69.6777	3.39	$2.97*10^{-3}$	214.87	13.59	5.43	0.21	26447.84	7548.87	13592.77

Avec : $E_{ij} = 11000*(fc28^{1/3}) = 32164.19$ et $E_{iv} = \frac{E_{ij}}{3} = 10721.39$

Calcul de la flèche instantanée due à l'ensemble des charges (G+Q).

$$f_{pi} = \frac{M*L^2}{10*E_{ij}*I_{fi}} = \frac{12.93*10^6*4250^2}{10*32164.19*7548.87*10^4} = 9.61 \text{ mm}$$

Calcul de la flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes.

$$f_{gi} = \frac{M*L^2}{10*E_{ij}*I_{fi}} = \frac{7.51*10^6*4250^2}{10*32164.19*7548.87*10^4} = 5.58 \text{ mm}$$

Calcul de la flèche de longue durée due à l'ensemble des charges permanentes.

$$f_{gv} = \frac{M*L^2}{10*E_{iv}*I_{fv}} = \frac{7.51*10^6*4250^2}{10*10721.39*13592.77*10^4} = 9.30 \text{ mm}$$

Calcul de la flèche instantanée due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

$$f_{ij} = \frac{M*L^2}{10*E_{ij}*I_{fi}} = \frac{7.51*10^6*4250^2}{10*32164.19*7548.87*10^4} = 5.58 \text{ mm}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.65 - 0.30 + 0.41 - 0.30 = 7.75 \text{ mm} < \bar{f} = 5 + \frac{L}{1000} = 5 + \frac{4250}{1000} = 9.25 \text{ mm}$$

Donc $\Delta f_t = 7.75 \text{ mm} < \bar{f} = 9.25 \text{ mm}$ La flèche est vérifiée