



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية



MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

UNIVERSITE -SAAD DAHLEB- BLIDA 1
جامعة سعد دحلب -البليدة 1-

Faculté de Technologie
كلية التكنولوجيا

Département de Génie Civil
دائرة الهندسة المدنية

MEMOIRE DE PROJET DE FIN D'ETUDES

مذكرة نهاية التدرج

Pour l'Obtention du diplôme
DE MASTER EN GENIE CIVIL
Option : Matériaux

THÈME

**Étude d'une construction à usage
d'habitation Sous-sol+RDC+10
ETAGES en béton armé renforcé
par les matériaux composites**

Réalisé par :

*M^s Aissani Soumia
M^r Sari Abdessalem*

encadré par :

Promoteur: M^r Mouaici Fethi

PROMOTION : 2019-2020

Remerciements

Je tiens d'abord à remercier Dieu le tout puissant, qui m'a donné la force et la patience d'accomplir ce modeste travail.

Mes remerciements vont à notre encadreur de mémoire Monsieur (Fethi Mouaici) pour son aide consistante, ses conseils judicieux, et pour ses remarques objectives et surtout pour sa gentillesse permanente.

Nous remercions de même les membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à ma recherche en acceptant d'examiner mon travail et de l'enrichir par leurs propositions.

Et enfin, un grand merci à nos parents, qui sans leurs prières et leurs encouragements, je n'aurai jamais pu surmonter les dérives et les obstacles.

Je remercie dans un dernier temps nos amis et toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à la conception et au bon déroulement de ce modeste travail.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail a ceux qui voudraient assister à cette journée à mon très cher ami ALLAL ZAHREDDINE, que Dieu ait pitié de lui

SOUMIA

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail profondément d'abord à ma très cher mère qui m'a comblé d'amour et tendresse.

A mon très cher père qui m'a toujours soutenu moralement, m'a encouragé poursuivre mes études.

A mon/mes très cher frère(s) : Ilyes , Adel , Imad

A ma très chère petite sœur : Fatma Chahinez

A ma cher ami(e) : Batta , Natiti , Kenza , Mehdi , Youcef , Aymen .

A mes collègues de l'université Saad Dahleb

Au département de Génie civil

ABDESSALEM

ملخص:

في دراستنا نظرنا الى جزأين رئيسيين: يعرض الجزء الأول دراسة تفصيلية لمبنى للاستخدام السكني مكون من

طابق أرضي زائد 10 طوابق مع طابق سفلي (مستودع للاستخدام) يقع في البلدة، هذه المنطقة زلزالية نشطة.

- ✓ يعتمد استقرار الهيكل على مقاومة العناصر الهيكلية المختلفة (الأعمدة، العرصات، الجدران)
- ✓ للضغوط المختلفة (الضغط، الانحناء، الخ) والتي تعتمد قوة هذه العناصر على نوع المواد المستخدمة وأبعادها وخصائصها.
- ✓ ولذلك بالنسبة لحساب مكونات الهيكل نعتمد على اللوائح والأساليب المعروفة، والتي تستند إلى معرفة المواد (الخرسانة والصلب) وأبعاد وتسليح العناصر المقاومة للهيكل.
- ✓ يتم تسليح العناصر الثانوية بواسطة الضغوط المختلفة بشكل مستقل عن العمل الزلزالي وفقا للوائح المعمول بها.
- ✓ يقع مبنى في منطقة زلزالية قوية، يعتبر عمل الزلزال من المشاكل الرئيسية التي يجب على المهندس أخذها في الاعتبار كنقطة رئيسية في تطوير الحسابات يتم إجراء الحساب الزلزالي في دراستنا في إطار القواعد الجزائرية المضادة للزلزال وتم تنفيذ نموذجنا باستخدام برنامج ساب 2000 وهو برنامج حساب هيكلي تلقائي.
- ✓ والنتائج التي تم الحصول عليها تسمح لنا بتسليح العناصر الرئيسية لبنية هيكلنا.
- ✓ يتم تسليح العناصر الرئيسية بطريقة تقاوم الجمع بين مختلف الإجراءات (الإجراءات الزلزالية، وكذلك الإجراءات الناجمة عن الحمولات الدائمة وأحمال التشغيل)، مع مراعات الحالة الأكثر سلبية.
- ✓ نوع الأساس الذي يناسب هيكلنا هو ألواح أساسية.
- ✓ تم اعتماد جدار طرفي لدعم حركة دفع الأرض.
- ويتعلق الجزء الثاني ببحوث بيليوغرافية عن المواد المركبة:
- ✓ تتكون المادة المركبة من جمع مادتين من مختلف الطباع، يكمل كل منهما الآخر وينتج عن ذلك مادة يكون أداؤها أكبر من أداء المكونات المأخوذة بشكل منفصل.
- ✓ تعزيز قوة القص للعناصر الخرسانية المعززة بالألياف الملتصقة على السطح، في الواقع لا يمكن حل موضوع البحث بشكل كامل.
- ✓ تناولنا في هذا البحث قضية المشدات الخرسانية المعززة، ويقدم دراسة مقارنة لمتطلبات تعزيز الأدلة الدولية القائمة
- ✓ والهدف من ذلك هو المساهمة، من خلال التحقيقات النظرية والتجريبية التي يتم الحصول عليها من الأدبيات، في فهم سلوك عوارض الخرسانة المسلحة بقوة القص باستخدام قوة الضغط العالي.
- في النهاية تمثل مختلف الخطوات المطلوبة لعملية دراسية كهذه لاختيار بعض البارامترات ودراستها، والنتائج المتوقعة التي يمكن تحقيقها باستخدام استعراض المؤلفات.

كلمات مفتاحية: مبنى، الخرسانة، ساب 2000، الليف المقوى، تعزيز قوة القص، شعاع، الخرسانة المسلحة،

معيار، معامل.

Résumé :

Dans notre étude nous avons considéré deux grandes parties :

La première partie présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation constitué d'un Rez de chaussée plus (10) étages avec sous-sol (usage dépôt), implanté à la wilaya de Blida, cette région est classée en zone sismique III, selon le RPA99 version 2003.

- ❖ La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.
- ❖ Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues, qui s'appuient sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferraillement des éléments résistants de la structure.
- ❖ Les éléments secondaires sont ferrillés par les différentes sollicitations indépendamment de l'action sismique selon les règlements en vigueur.
- ❖ Notre bâtiment est situé sur une zone de forte sismicité, l'action du séisme est l'un des problèmes majeurs que l'ingénieur doit prendre en considération comme point primordial dans l'élaboration des calculs.
- ❖ Le calcul sismique dans notre étude sera effectué dans le cadre du règlement parasismique Algérien RPA99V2003 et la modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du logiciel SAP2000 qui est un logiciel de calcul automatique des structures, Les résultats obtenus nous permettrons de ferriller les éléments principaux de notre structure.
- ❖ Le ferraillement des éléments principaux doit être calculé de manière à résister les combinaisons de différentes actions (actions sismique, ainsi qu'aux actions dues aux charges permanentes et les charges d'exploitation), en considérant le cas le plus défavorable.
- ❖ Le type de fondation qui convient à notre structure ce sont des semelles radiers.
- ❖ voile périphérique a été adopté pour supporter l'action des poussés des terres.

La deuxième partie concerne en une recherche bibliographique sur les matériaux Composites, leur renforcement :

- ❖ Un matériau composite est constitué de l'assemblage de deux matériaux de natures différentes, se complétant et permettant d'aboutir à un matériau dont l'ensemble des performances est supérieur à celui des composants pris séparément.
- ❖ Le renforcement à l'effort tranchant des éléments en béton armé avec des polymères renforcés de fibres (PRF) collés en surface, est en fait un sujet de recherche loin d'être complètement résolu.
- ❖ Ce mémoire traite le cas des poutres en béton armé. Il présente une étude comparative des prescriptions relatives au renforcement à l'effort tranchant entre les guides internationaux existants.
- ❖ Son but est de contribuer, à travers des investigations théoriques et expérimentales obtenues de la littérature à la compréhension du comportement des poutres en béton armé renforcées à l'effort tranchant à l'aide de PRF.

Enfin, une représentation des différentes étapes nécessaires à un tel processus d'étude pour choisir certains des paramètres et étudiés, et les résultats attendus qui peuvent être obtenues par le recours à la revue de la littérature.

Mots clés : bâtiment, béton, SAP2000, RPA99 V2003 polymère renforcé de fibres (PRF), renforcement à l'effort tranchant, poutre en béton armé, norme, paramètre.

Abstract :

In our study we considered two main parts:

The first part:

Presents a detailed study of a building for residential use consisting of a ground floor plus (10) floors with basement (use depot), located in the wilaya of Blida, this region is classified in seismic zone III, according to the RPA99 version 2003.

- ❖ The stability of the structure is a function of the resistance of the different structural elements (posts, beams, sails...) to the different stresses (compression, bending...). The resistance of these elements is a function of the type of materials used and their dimensions and characteristics.
- ❖ The refore, for the calculation of the elements constituting a structure, we use known regulations and methods, which are based on the knowledge of the materials (concrete and steel) and the dimensioning and reinforcement of the resistant elements of the structure.
- ❖ The secondary elements are reinforced by the various stresses independently of the seismic action according to the regulations in force.
- ❖ Our building is located in a zone of strong seismicity, the action of the earthquake is one of the major problems that the engineer must take into consideration as a primary point in the elaboration of the calculations.
- ❖ The seismic calculation in our study will be carried out within the framework of the Algerian anti-seismic regulation RPA99V2003 and the modelling of our structure has been carried out using the SAP2000 software, which is an automatic structural calculation software. The results obtained will allow us to reinforce the main elements of our structure.
- ❖ The reinforcement of the main elements must be calculated in such a way as to resist the combination of different actions (seismic actions, as well as actions due to permanent loads and operating loads), considering the most unfavourable case.
- ❖ The type of foundation suitable for our structure is base plates.
- ❖ peripheral veil has been adopted to support the action of earth thrusts.

The second part concerns a bibliographical research on materials Composites, their reinforcement:

- ❖ A composite material consists of the assembly of two materials of different natures, complementing each other and resulting in a material whose performance is greater than that of the components taken separately.
- ❖ The shear-force reinforcement of reinforced concrete elements with fibre-reinforced polymers (FRP) adhered to the surface, is in fact a subject of research far from being completely solved.
- ❖ This paper deals with the case of reinforced concrete girders. It presents a comparative study of the requirements for strenghtening the existing international guides.
- ❖ Its aim is to contribute, through theoretical and experimental investigations obtained from the literature, to the understanding of the behaviour of reinforced concrete beams with shear force using PRF.

Finally, a representation of the different steps required for such a study process to select some of the parameters and studied, and the expected results that can be achieved through the use of literature review.

Keywords: building, concrete, SAP2000, RPA99 V2003, fiber reinforced polymer (FRP), shear force reinforcement, reinforced concrete beam, standard, parameter.

Liste des Tableaux

Partie A :

Chapitre II	
Tableau II.1 : Les charges d'exploitation.	23
Tableau II.2 : Surface reprise par Chaque Poteau.	29
Tableau. II.3 : Loi de dégression.	31
Tableau II.4 : Choix Final des Poteaux Centraux.	34
Tableau II.5 : Choix Final des Poteaux rive.	36
Tableau II.6. : Choix Final des Poteaux d'angle.	38
Tableau II.7 : Choix Final des Poteaux.	39
Chapitre III	
Tableau III.1 : Evaluation des charges et surcharges.	56
Tableau III.2 : Les sollicitations dans la poutrelle de type 1 à l'ELU.	59
Tableau III.3 : Les sollicitations dans la poutrelle de type 1 à l'ELS.	63
Tableau III.4 : Les sollicitations dans la poutrelle de type 1 à l'ELU.	63
Tableau III.5 : Les sollicitations dans la poutrelle de type 1 à l'ELS.	64
Tableau III.6 : Les sollicitations dans la poutrelle de type 1 à l'ELU.	64
Tableau III.7 : Les sollicitations dans la poutrelle de type 1 à l'ELS.	64
Tableau III.8 : Evaluation des charges et surcharge.	65
Tableau III.9 : Les sollicitations dans la poutrelle de type 2 à l'ELU.	69
Tableau III.10 : Les sollicitations dans la poutrelle de type 2 à l'ELS.	69
Tableau III.11 : Les sollicitations dans la poutrelle de type 2 à l'ELU.	70
Tableau III.12 : Les sollicitations dans la poutrelle de type 2 à l'ELS.	71
Tableau. III.13 : Les sollicitations dans la poutrelle de type 2 à l'ELU.	71
Tableau. III.14 : Les sollicitations dans la poutrelle de type 2 à l'ELS.	72
Tableau. III.15 : Récapitulation du calcul des sections d'armatures en appuis.	74
Tableau. III.16. Vérification de la condition de non fragilité.	74
Tableau. III.17 : Vérification de l'effort tranchant.	74
Tableau. III.18 : Vérification de la contrainte de béton.	76
Tableau. III.19 : Récapitulatif du calcul de la flèche.	78
Tableau. III.20 : Les armatures transversales et l'espacement.	80
Tableau. III.21 : Récapitulation du calcul des sections d'armatures en travée.	80
Tableau.III.22 : Vérification de la condition de non fragilité.	81
Tableau. III.23 : Vérification de l'effort tranchant.	81
Tableau. III.24 : Vérification de la contrainte de béton.	81

Tableau. III.25 : Récapitulatif du calcul de la flèche.	82
Tableau. III.26 : Les armatures transversales et l'espacement.	82
Tableau. III.27 : Récapitulation du calcul des sections d'armatures en travée.	83
Tableau. III.28 : Vérification de la condition de non fragilité.	83
Tableau. III.29 : Vérification de l'effort tranchant.	83
Tableau. III.30 : Vérification de la contrainte de béton.	84
Tableau. III.31 : Récapitulatif du calcul de la flèche.	84
Tableau. III.32 : Les armatures transversales et l'espacement.	85
Tableau. III.33 : Récapitulation du calcul des sections d'armatures sur appuis.	85
Tableau. III.34 : Vérification de la condition de non fragilité.	85
Tableau. III.35 : Vérification de l'effort tranchant.	86
Tableau. III.36 : Vérification de la contrainte de béton.	86
Tableau. III.37 : Récapitulatif du calcul de la flèche.	86
Tableau. III.38 : les armatures transversales et l'espacement.	87
Tableau III.39 : Récapitulation du calcul des sections d'armatures sur appuis.	87
Tableau III.40 : Vérification de la condition non fragilité.	88
Tableau III.41 : Vérification de l'effort tranchant.	88
Tableau III.42 : Vérification de contrainte de béton.	88
Tableau III.43 : Récapitulatif de calcul de la flèche.	89
Tableau III.44 : Les armateurs transversales et l'espacement.	89
Tableau III.45 : Récapitulation du calcul des sections d'armatures sur appuis.	90
Tableau III.46 : Vérification de la condition non fragilité.	90
Tableau III.47 : Vérification de l'effort tranchant.	90
Tableau III.48 : Vérification de contrainte de béton.	91
Tableau III.49 : Récapitulatif de calcul de la flèche.	91
Tableau III.50 : les armatures transversales et l'espacement.	92
Tableau.III.51 : Evaluation des charges.	96
Tableau III.52 : Ferrailage de la dalle pleine rectangulaire.	97
Tableau III.53 : Vérification de contraintes a ELS.	99
Tableau III.54 : Charges permanentes du palier.	104
Tableau III.55 : Charges permanentes du paillasse.	104
Tableau III.56 : Résumés de calculs pour le ferrailage	108
Tableau III.57 : Vérification a ELS.	111
Tableau III.58 : Vérification de la flèche de l'escalier.	112
Tableau III.59 : Vérification de la flèche de l'escalier.	116

Tableau III.60 : Vérification de compression du béton.	116
Tableau III.61 : Combinaison des charges.	119
Tableau III.62 : Calcul des effort internes.	120
Tableau III.63 : Ferrailage de balcon.	122
Tableau III.64 : Vérification des contraintes du balcon.	
Chapitre IV	
Tableau IV.1 : Valeurs des pénalités P_q .	132
Tableau IV.2 : Récapitulatif des paramètres sismiques retenus.	133
Tableau IV.3 : Sections des poteaux et voiles de chaque niveau (modèle initial).	135
Tableau IV.4 : Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle Initial.	136
Tableau IV.5 : Vérification des Déplacements Inter Etages du Modèle initial.	138
Tableau IV.6 : Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle (01).	139
Tableau IV.7 : Vérification des Déplacements Inter Etages du 1 ^{er} modèle.	141
Tableau IV.8 : Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle (02).	142
Tableau IV.9 : Vérification des Déplacements Inter Étages du 2 ^{ème} modèle.	144
Tableau IV.10 : Vérification de l'Effort Normal pour les Poteaux non relievés aux voiles.	145
Tableau IV.11 : Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle 02 après la vérification spécifique aux sollicitations normales.	146
Tableau IV.12 : Vérification des Déplacements Inter Etages du Modèle 02 après la vérification spécifique aux sollicitations normales.	147
Tableau IV.13 : Vérification de la portance des voiles.	148
Tableau IV.14 : Pourcentages des efforts tranchants dans les deux sens « X et Y ».	149
Chapitre V	
Tableau V.1 : Tableau des Contraintes.	150
Tableau V.2 : Ferrailages des poteaux à L'ELU.	153
Tableau V.3 : Ferrailages des poteaux (G+Q±E).	154
Tableau V.4 : Ferrailages des poteaux (0,8G±E).	155
Tableau V.5 : Choix des Armatures des Poteaux.	155
Tableau V.6 : Vérification des contraintes des poteaux.	156
Tableau V.7 : Vérification de la Contrainte de Cisaillement des Poteaux.	157
Tableau V.8 : Espacements Maximums selon R.P.A.99 des poteaux.	159
Tableau V.9 : Choix des Armatures Transversales des Poteaux.	159
Tableau V.10 : Ferrailage des Poteaux du Sous-Sol.	161
Tableau V.11 : Ferrailage des Poutres 30x50(Situation Durable).	167
Tableau V.12 : Ferrailage des Poutres 30x50 (Situation Accidentelle).	168

Tableau.V.13 : Ferrailage des Poutres 30x50 (Situation Accidentelle).	169
Tableau.V.14 : Ferrailage des Poutres 25x30 (Situation Durable).	170
Tableau.V.15 : Ferrailage des Poutres 25x30 (Situation Accidentelle).	171
Tableau.V.16 : Ferrailage des Poutres 25x30 (Situation Accidentelle).	172
Tableau.V.17 : Choix des Armatures pour les Poutres 30x50.	173
Tableau.V.18 : Choix des Armatures pour les Poutres 25x30.	174
Tableau.V.19 : Récapitulatifs de choix d'armatures pour les poutres.	174
Tableau.V.20 : Vérification de la Condition de Non Fragilité.	175
Tableau.V.21 : Vérification des poutres à l'ELS.	176
Tableau.V.22 : Vérification de la Contrainte de Cisaillement.	177
Tableau.V.23 : Calculs des armatures transversales.	177
Tableau.V.24 : Vérification de la Flèche des Poutres.	178
Tableau.V.25 : Valeurs de (I_f/l) .	183
Tableau.V.26 : Calcul de $\sigma_{u\ tim}$	184
Tableau.V.27 : Aciers vertical et horizontal.	186
Tableau.V.28 : Aciers transversaux.	186
Tableau.V.29 : Calcul de σ_{ba} et σ_{bna} pour l'exemple.	191
Tableau VI.30 : Calcul des armatures verticales de l'exemple.	192
Tableau V.31 : Caractéristiques des voiles.	193
Tableau V.32 : Calcul des armatures du voile (V1 et V2).	194
Tableau V.33 : Calcul des armatures du voile (V1' et V2').	194
Tableau.V.34 : Calcul des armatures du voile (V3, V4, V3 et V4').	195
Tableau V.35 : Calcul des armatures du voile (V5 et 5').	195
Tableau V.36 : Calcul des aciers de couture des voiles.	196
Tableau V.37 : Calcul des aciers horizontaux des voiles.	197
Tableau V.38 : Ferrailage des linteaux.	205
Chapitre VI	
Tableau VI.1 : Sections des semelles filantes.	210
Tableau VI.2 : Contraintes sous le radier à l'ELU.	218
Tableau VI.3 : Contraintes sous le radier à l'ELS.	218
Tableau VI.4 : Ferrailage des panneaux du radier.	220
Tableau VI.5 : Vérification des contraintes.	222
Tableau VI.6 : Vérification des contraintes (correction).	222
Tableau VI.7 : Ferrailage des nervures (sens porteur).	223

Tableau VI.8 : Ferrailage des nervures (sens non porteur).	224
Tableau VI.9 : Vérification de la condition de non fragilité.	224
Tableau VI.10 : Vérification des contraintes à l'ELS.	224
Tableau VI.11 : Vérification des contraintes (correction).	225
Tableau VI.12 : choix des armatures transversales.	226
Tableau VI.13 : Ferrailage du voile périphérique.	230
Tableau VI.14 : Vérifications des contraintes à L'ELS.	231
Tableau VI.15 : Redimensionnement des armatures.	232

Partie B :

Chapitre I	
Tableau II.1 : Propriétés mécaniques des fibres.	237
Tableau II.2 : Principales propriétés des matrices thermdurcissables et thermoplastique.	239
Tableau II.3 : Propriétés mécaniques des résines.	239

LISTE DES FIGURES

Partie A :

Chapitre I	Page
Figure I.1 : site de projet.	03
Figure I.2 : vue du projet	04
Figure I.3 : vue en plan du projet	05
Figure I.4 : Diagramme contraintes-déformation à l'ELU.	10
Figure I.5 : Diagramme contraintes-déformation de l'acier	11
Chapitre II	
Figure II.1 : les types du plancher à corps creux	15
Figure II.2 : Détail Plancher inaccessible.	19
Figure II.3 : Détail Plancher courant.	20
Figure II.4 : Détail Plancher inaccessible.	20
Figure II.5 : Détail Plancher courant.	20
Figure II.6 : Détail Plancher RDC.	21
Figure II.7 : Mur extérieur.	21
Figure II.8 : Coupe verticale du plancher balcon.	21
Figure II.9 . Dimensions de l'acrotère.	22
Figure. II.10 : Vue en plan avec les différents Types de poutre.	24
Figure II.11 : Section réduite du poteau Carré.	28
Figure.II.12 : Vue en plan « Types de Poteaux ».	29
Figure II.13 : Poteau centrale.	32
Figure II.14 : Poteau de rive.	34
Figure II.15 : Poteau d'angle.	36
Figure II.16 : Schéma du voile	40
Chapitre III	
Figure III.1 : Acrotère.	41
Figure III.2 : Charges et surcharges agissent sur l'acrotère.	42
Figure III.3 : Diagramme des efforts à l'ELU.	43
Figure III.4 : Diagramme des efforts à l'ELU.	43
Figure III.5 : Distance de l'axe neutre.	45
Figure III.6 : Ferrailage de l'acrotère.	47
Figure III.7 : Coupe du plancher en corps creux.	48
Figure III.8 : Les types des poutrelles.	49
Figure III.9 : Schéma de poutrelle.	50

Figure III.10 : Schéma statique de Type 1.	51
Figure III.11 : Schéma statique de Type 2.	51
Figure III.12 : Type 1, poutrelle de 3 travées.	54
Figure III.13 : Type 2, poutrelle de 7 travées.	54
Figure III.14 : schéma statique de Poutrelle à 03 travées.	56
Figure III.15 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.	57
Figure III.16 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.	58
Figure III.17 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELU.	59
Figure III.18 : schéma statique de Poutrelle à 03 travées.	60
Figure III.19 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.	60
Figure III.20 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.	62
Figure III.21 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELS.	63
Figure III.22 : Schéma statique de Poutrelle à 7 travées.	65
Figure III.23 : Disposition constructive des armatures de la table de compression.	94
Figure.III.24 : Schéma représentatif du ferrailage des poutrelles.	94
Figure. III.25 : Schéma représentatif du ferrailage des poutrelles.	95
Figure III.26 : Dimensions d'une dalle pleine rectangulaire.	96
Figure III.27 : Ferrailage de la dalle pleine rectangulaire.	100
Figure III.28 : Schéma de l'escalier.	101
Figure III.29 : Schéma statique de l'escalier.	102
Figure III.30 : Schéma statique d'escalier.	105
Figur.III.31 :Schema statique d'escalier.	106
Figure III.32 : Diagrammes des moments fléchissant.	107
Figure III.33 : Diagrammes des Effort tranchant.	107
Figure III.34 : Diagrammes des moments fléchissant.	107
Figure III.35 : Diagrammes des Effort tranchant.	107
Figure III.36 : Section de ferrailage.	108
Figure III.37 : Schéma de ferrailage des escaliers.	113
Figure III.38 : Schéma statique de la poutre palière.	113
Figure III.39 : Schéma de ferrailage de la poutre palier.	117
Figure III.40 : Dimensions de balcon.	118
Figure III.41 : Schéma statique du balcon.	119
Figure III.42 : Diagramme des efforts internes.	120
Figure III.43 : Schéma de ferrailage des balcons.	122
Chapitre IV	

Figure IV.1 : Modèle initial.	135
Figure.IV.2 : Modèle (01).	139
Figure IV.3 : Modèle (02).	142
Figure IV.4 : Repérage des Poteaux.	145
Chapitre V	
Figure.V.1 : Zone Nodale.	151
Figure.V.2 : Disposition des armatures dans les nœuds.	162
Figure.V.3 : Schéma de Ferrailage des poteaux.	163
Figure.V.4 : Disposition des poutres.	166
Figure.V.5 : Schéma de Ferrailage des Poutres.	179
Figure.V.6 : Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage.	182
Figure V.7 : Définition de l'élément mur.	182
Figure V.8 : Discrétisation d'un voile en élément (maille) coque.	188
Figure V.9 : Disposition des Armatures verticales dans les voiles.	189
Figure.V.10 : Ferrailage Voile 1 et 2.	198
Figure V.11 : Détail Ferrailage Voile 1 en élévation.	199
Figure V.12 : Ferrailage Voile (V3, V4, V3 etV4').	200
Figure V.13 : Ferrailage Voile 5 et 5'.	200
Figure V.14 : Ferrailage des linteaux type 1.	205
Chapitre VI	
Figure VI.1. Vu en plan des poteaux de la fondation.	207
Figure VI.2: Dimensions de la semelle isolée.	208
Figure VI.3 : Semelle filante.	209
Figure VI.4: Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.	210
Figure VI.5 : Contraintes sous le radier.	217
Figure VI.6 : Panneau de la dalle du radier.	219
Figure VI.7 : Schéma de ferrailage du radier.	223
Figure VI.8 : Schéma de ferrailage des nervures (sens porteur).	227
Figure VI.9 : Schéma de ferrailage des nervures (sens non porteur).	227
Figure VI.10: Schéma statique du débord.	228
Figure VI.11: Diagramme des Moments.	228

Partie B :

Chapitre I		Page
Figure I.1 : Différents type de fibres de verre.		235
Figure I.2 : Différents familles du renfort.		236
Figure I.3 : Différents familles de matrice.		238
Chapitre II		
Figure II.1 : Moulage par contact		243
Figure II.2 : Moulage par projection simultanée		244
Figure II.3 : Injection thermodurcissable BMC.		244
Figure II.4 : Compression thermodurcissable SMC		245
Figure II.5 : Enrôlement filamentaire.		245
Figure II.6 : Couche de composite.		248
Figure II.7 : Constitution d'un stratifié.		248
Figure II.8 : Matériaux sandwiches a âmes pleines.		249
Chapitre III		
Figure III.1 : Evolution du trafic.		252
Figure III.2 : Disposition à éviter.		253
Figure III.3 : Rénovation d'une ancienne poutre.		253
Figure III.4 : Ouverture de passages en dalles pour un ascenseur.		254
Figure III.5 : Corrosion d'une pile de pont.		254
Figure III.6 : Procédure de diminution des fissures.		255
Figure III.7 : Renforcement d'une poutre avec chemisage en B.A.		255
Figure III.8 : Renforcement d'une poutre avec chemisage en acier.		256
Figure III.9 : Plaques d'acier collées.		256
Figure III.10 : Précontrainte additionnelle.		257
Figure III.11 : Matériaux composite.		258
Figure III.12 : Poteau circulaire en B.A confiné par matériaux composite.		259
Figure III.13 : Poutre en B.A renforcées par matériaux composites.		260
Figure III.14 : Tablier de pont en B.A renforcé par matériaux composites.		260
Figure III.15 : Section rectangulaire en B.A.		261
Figure III.16 : Section rectangulaire en B.A renforcé.		262

Liste des symboles

- ✓ A : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
- ✓ A_s : Aire d'une section d'acier.
- A_t : Section d'armatures transversales.
- B : Aire d'une section de béton.
- ϕ : Diamètre des armatures, mode propre.
- Q : Charge d'exploitation.
- C_d : Coefficient dynamique.
- C_e : Coefficient d'exposition.
- R : Force résultante.
- γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.
- γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.
- σ_s : Contrainte de traction de l'acier.
- σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
- $\bar{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.
- τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.
- τ : Contrainte tangentielle.
- β : Coefficient de pondération.
- σ_{sol} : Contrainte du sol.
- σ_m : Contrainte moyenne.
- G : Charge permanente.
- ξ : Déformation relative.
- V_0 : Effort tranchant a la base.
- $E.L.U$: Etat limite ultime.
- $E.L.S$: Etat limite service.
- N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.
- N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- T_u : Effort tranchant ultime.
- T : Effort tranchant, Période.
- S_f : Espacement.
- λ : Elancement.
- e : Epaisseur, Indice des vides.
- F : Force concentrée.
- f : Flèche.
- \bar{f} : Flèche admissible.
- D : Fiche d'ancrage.
- L : Longueur ou portée.
- L_f : Longueur de flambement.
- d : Hauteur utile.
- F_e : Limite d'élasticité de l'acier.

- M_u : Moment à l'état limite ultime.
- M_{ser} : Moment à l'état limite de service.
- M_t : Moment en travée.
- M_a : Moment sur appuis.
- M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.
- I : Moment d'inertie.
- f_i : Flèche due aux charges instantanées.
- f_v : Flèche due aux charges de longue durée.
- I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
- I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
- M : Moment, Masse.
- E_{ij} : Module d'élasticité instantané.
- E_{vj} : Module d'élasticité différé.
- E_s : Module d'élasticité de l'acier.
- P : Rayon moyen.
- f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'age.
- f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'age.
- F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'age.
- K : Coefficient de raideur de sol.
- S_c^T : Tassement total.
- δ : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.
- Y, YI : Position de l'axe neutre.
- I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène

Sommaire

ملخص

Résumé

Abstract

Remerciements

Dédicace

Liste des tableaux

Liste des figures

Liste des symboles

Introduction générale.....1

Partie A : calcul de l'ouvrage

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

I.1. Introduction.....3

I.2. Situation3

I.3. Description Architecture.....4

I.3.1. Occupation en chaque niveau.....4

I.3.2. Grandeurs de l'ouvrage.....5

I.4. Description Structurelle.....6

I.4.1. Ossature et système de contreventement.....6

I.4.2. Les planchers.....6

I.4.3. Les communications verticales.....6

I.4.4. Règlements et normes utilisés7

I.5. Classification selon RPA99 version 2003.....7

I.6. Caractéristique mécanique et massiques des matériaux.....7

I.6.1. Le béton7

I.6.2. L'acier..11

I.6.3. Hypothèse de calcul12

Chapitre II : Pré dimensionnement et évaluation des charges.

II.1. Introduction.....14

II.2. Pré dimensionnement des planchers.....14

II.2.1. Planchers a corps creux.....15

II.2.2. Planches en dalle pleine17

II. 3. Evaluation des charges.....	19
II.3.1.Plancher terrasse inaccessible	19
II.3.2.Plancher étage courant	20
II.3.3.Plancher terrasse inaccessible.....	20
II.3.4.Plancher étage courant	20
II.3.5.Plancher dalle pleine (RDC).....	21
II.3.6.Maçonnerie.....	21
II.3.7.Plancher sous-sol.....	21
II.3.8.Balcon.....	22
II.4. Acrotère	22
II.4.1.Charge permanent	22
II.4.2. Charge d'exploitation.....	23
II.5. Charge d'exploitation Pré dimensionnement des poutres	23
II.5.1. Charge d'exploitation poutre porteuse.....	24
II.5.2. poutre non porteuse.....	25
II.6. Pré-dimensionnement des poteaux	26
II.7. Pré dimensionnement des voiles	39

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III.1.Introduction.....	41
III.2. Acrotère.....	41
III.2.1. Calcul des charges sollicitant l'acrotère.....	42
III.2.2. Ferrailage de section	43
III.3. Etude des planchers	48
III.3.1. Introduction	48
III.3.2. Plancher a corps creux.....	48
III.3.3. Plancher en dalle pleine.....	95
III.4. Etude des escalier.....	101
III.5 Balcons	118
III.5.1.Etude des Balcons	118
III.5.2.Calcul des efforts internes.....	118
III.5.3.Evaluation des charges	119
III.5.4.Combinaison des charges	119
III.5.5.Calcul des efforts internes.....	119

III.5.6.Calcul du ferrailage.....	120
III.6.Conclusion de chapitre.....	123

Chapitre IV : Etude dynamique en zone sismique

IV.1.Introduction.....	124
IV.2. Objectif de l'étude dynamique	124
IV.3. Modélisation de la structure étudiée.....	124
IV.3.1. Modélisation de la rigidité.....	124
IV.3.2. Modélisation de la masse.....	125
IV.4. Choix de la méthode de calcul.....	125
IV.4.1. La méthode statique équivalente.....	125
IV.4.2. La méthode modale spectrale.....	127
IV.5.Résultats de l'analyse sismique.....	128
IV.6.Verification spécifique aux sollicitations normales.....	144
IV.7.Justification du choix du coefficient de comportement	148
IV.8.Conclusion	149

Chapitre V : Ferrailage des éléments résistants

V.1. Introduction.....	150
V.2. Ferrailage des poteaux.....	150
V.2.1. Ferrailage longitudinal.....	150
V.2.2. Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant.....	157
V.3. Ferrailage des poutres.....	164
V.3.1. Introduction.....	164
V.3.2. Les combinaisons de charges.....	164
V.3.3. Recommandation des règlements.....	164
V.3.4. Calcul du ferrailage.....	165
V.3.5. Condition de non fragilité	175
V.3.6. Vérification vis-à-vis de l'état limite de service	175
V.3.7. Vérification thermique.....	176
V.3.8. Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant	176
V.4. Ferrailage des voiles.....	180
V.4.1. Génialités.....	180

V.4.2. Introduction au ferrailage des voiles.....	181
V.4.3. Justification sous sollicitation normales	182
V.4.4. Procédure de ferrailage des trumeaux.....	187
V.5. Présentation des résultats	193
V.6. Ferrailage des linteaux.....	201
V.6.1. Premier cas	201
V.6.2. Deuxième cas	203
V.6.3. Ferrailage minimal.....	203

Chapitre VI : Etude de fondation

VI.1. Introduction.....	206
VI.2. Fonctions assurées par les fondations	206
VI.3. Type de fondation	206
VI.4. Choix de type de fondation	207
VI.5. Classification de fondation	207
VI.6. Calcul de fondation.....	208
VI.6.1. Semelle isolée.....	208
VI.6.2. Semelle filantes.....	209
VI.7. Radier général nervure	211
VI.7.1. Pré-dimensionnement du radier.....	211
VI.7.2. Caractéristique géométrique du radier	214
VI.7.3. Vérification nécessaires.....	215
VI.8. Etude du voile périphérique	229
VI.8.1. Pré-dimensionnement	229
VI.8.2. Evaluation des charges	229
VI.8.3. Calcul du ferrailage	230

Partie B : Revue bibliographique.

Chapitre I : Généralités sur les matériaux composites.

I.1. Introduction.....	233
I.2. Matériaux composite.....	233
I.3. Constituants des matériaux composites.....	234

I. 3.1. Les renforts.....	234
I. 3.2. La matrice.....	237
I. 3.3. Les charges	240
I. 3.4. Les additifs	240

Chapitre II : Mode de fabrication et mode d'emploi.

II.1.Introduction.....	242
II.2.La mise en œuvre des matériaux composites	242
II. 3. Architecture des matériaux composites	248
II.4. Modèles des secteurs d'application des composites	249
II.4.1. Construction aéronautique.....	249
II.4.2. Construction automobile.....	250
II.4.3. Secteur du bâtiment.....	250
II.4.4. Loisirs et sports.....	251
II.4.5. Exemples d'autres domaines d'utilisation des composites.....	251

Chapitre III : Etude d'un élément en B.A renforcé par matériaux composites.

III.1.Introduction.....	252
III.2. Les principales causes de désordres affectant les ouvrages.....	252
III.2.1. Rénovation des structures anciennes	253
III.2.2. Changement de la forme de la structure	253
III.2.3. Dégâts dans la structure.....	254
III.2.4. Nécessite d'améliorer les conditions en service	254
III.3. Les différentes techniques de renforcement	255
III.3.1. Renforcement par chemisage en béton arme.....	255
III.3.2. Renforcement par chemisage en acier.....	255
III.3.3. Renforcement par des tôles collées	256
III.3.4. Renforcement des structures par précontraintes additionnelles.....	257
III.4. Renforcement /réparation par matériaux composite.....	257
III.5. Les technique nouvelle pour les éléments de structure	258
III.5.1. Introduction.....	258
III.5.2. Renforcement des éléments structuraux au moyen de PRF	259
III.6. Conclusion	260

Conclusion générale	261
----------------------------------	-----

Bibliographie	262
----------------------------	-----

Annexe

INTRODUCTION GENERALE

Introduction Générale

Le présent mémoire sera composé de deux grandes parties :

Première partie : étude génie civil d'un bloc d'habitation

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement. Très variées, leurs réalisations se répartissent principalement dans quelques grands domaines d'intervention : structures, géotechnique, hydraulique et transport.

L'étude des structures est une étape clef et un passage obligatoire dans l'acte de bâtir. C'est dans ce contexte que s'inscrit ce travail qui nous a été confié. Notre travail vise à mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de formation MASTER à travers l'étude d'un ouvrage en béton armé.

L'ouvrage en question est un bâtiment en R+10+SS, présentant une irrégularité en élévation, dont le système de contreventement est mixte (voiles-portiques).

Le travail a été partagé à six chapitres :

- Partie réservée à la superstructure, qui contient :
 - Des généralités ;
 - Pré dimensionnement des éléments ;
 - Etude des éléments secondaires ;
 - Etude dynamique ;
 - Etude des éléments structuraux ;
- Partie sera consacrée à l'étude de l'infrastructure :
 - Etude des fondations.

L'étude de ce bâtiment se fait tout en respectant les réglementations et recommandations en vigueur à savoir (CBA93, BAEL91, RPA99 version 2003 et les différents DTR).

Une deuxième partie de ce mémoire est une étude bibliographique ,qui est composée de trois chapitres :

Le 1^{er} chapitre Elle englobe la définition et constituants des matériaux composite.

Le 2^{ème} chapitre est consacré aux conceptions de base, mode de fabrication et mode d'emploi.

Le 3^{ème} chapitre étude d'un élément en B.A renforcée par matériaux composite

Conformément au calcul de la résistance à l'effort tranchant des poutres en béton armé non renforcées, l'ensemble des normes et des codes proposés pour déterminer la capacité portante des poutres renforcées à l'effort tranchant par matériaux composites s'appuient sur le principe de superpositions des différents matériaux.

Le sujet de renforcement à fait l'objet d'une recherche extensive durant les dernières décennies, en raison de l'augmentation des dépenses de travaux de réhabilitation des ouvrages bâtis, l'organisation et la rationalisation de l'entretien est devenu plus que nécessaire. Afin de permettre une planification et une réduction des dépenses .ces enjeux économique ont été à l'origine de la mise en place des plans de maintenance, qui vont du diagnostic au renforcement.

PARTIE A

CHAPITRE 1

PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

I.1 INTRODUCTION :

Dans le cadre de notre formation master II en génie civil, nous sommes amenés à l'issue de notre cursus à réaliser un projet de fin d'études.

Ce projet porte sur l'étude d'un bâtiment (**RDC+10 étages+1Sous.Sol**) à usage d'habitation avec le réez de chaussée à usage commercial. L'ouvrage sera implanté à la wilaya de **Blida**, commune d'Ouled **yaich** qui est classée comme zone de forte sismicité (**Zone III**) selon le classement des zones établi par le Règlement Parasismique Algérien (**RPA 99 version 2003**). Notre étude sera conforme aux exigences des règles de conception et de calcul des ouvrages en béton arme **BAEL 91 et CBA93** et aux règles parasismiques **RPA 99 version2003**

I.2 SITUATION :

Ce bâtiment fait partie du projet « 352 logements haut Standing & service », que se trouve à environ cinquante(50) kilomètre au sud de la capitale Alger sur la route nationale N° 29 « Ouled-yaiche – Soumaa » dans la Wilaya de BLIDA,



Figure I.1: Site du Projet

I.3 DESCRIPTION ARCHITECTURALE :

Notre structure est entièrement prévue en béton armé de forme irrégulière en plan, avec un plancher terrasse est inaccessible



Figure I.2: Vue du Projet

I 3-1 Occupation en chaque niveau :

- Un sous- sol à usage dépôt
- Un réez de chausse à usage commercial
- 1er étage pour les services
- Des étages à usage d'habitation (du 2eme jusqu'au 10ème étages comportent appartements de type F3).
- **Une terrasse inaccessible.**

I.3-2 Grandeurs de L'ouvrage :

- **En plan :**
 - La longueur totale = 24.75 m
 - La largeur totale = 12.50 m
- **En élévation :**
 - La hauteur totale du bâtiment (sans acrotère) : $h = 36,88$ m
 - La hauteur du sous-sol : $h = 4,08$ m
 - La hauteur du RDC : $h = 4,08$ m
 - La hauteur de l'étage courant : $h = 3,06$ m

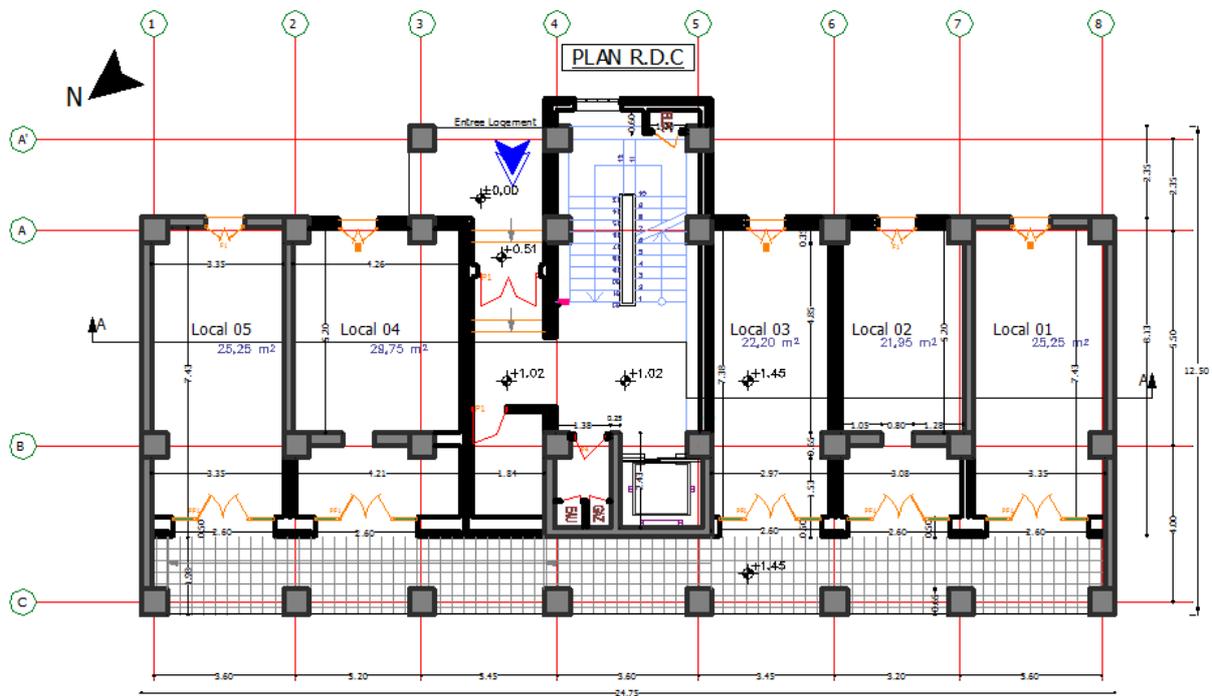


Figure I.3 : vue en plan du projet.

I.4 DESCRIPTION STRUCTURELLE :

I.4.1 Ossature et système de contreventement :

L'ouvrage en question rentre dans le cadre de l'application du RPA99/2003. Étant donné que la

Hauteur de l'ouvrage dépasse les 33m, seul deux systèmes de contreventement sont applicables pour celui-ci (Article 3.4.A) de RPA99 à savoir :

- Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques –voiles
- Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé

En ce qui nous concerne, on privilégiera le premier système.

I.4.2 Les Planchers :

Vu leurs forme géométrique, leurs usage et les grandes portées, nous avons choisi deux types de plancher :

Plancher en dalle pleine (RDC, sous-sol)

Plancher en corps-creux (terrasse, étages courants)

I.4.3 Les Communications Verticales :

Escalier :

Notre bâtiment comporte des escaliers qui servent à relier les différents niveaux afin d'assurer la bonne circulation des usagés.

On a un type d'escalier :

Escalier à deux volées et un palier intermédiaire.

Maçonnerie :

La maçonnerie du bâtiment est réalisée :

-Les murs extérieurs sont réalisés en briques creuses à doubles parois (celle de l'intérieur de 10 cm d'épaisseur et celle de l'extérieur de 15 cm d'épaisseur) séparées par une lame d'air d'épaisseur 5cm pour l'isolation thermique et phonique.

-Les murs intérieurs (cloisons de séparation) sont en simples parois réalisés en briques de 10cm d'épaisseur.

-Dalle de sol en PVC

-Plafond en fibre de verre

L'acrotère :

C'est un élément en béton armé, contournant le bâtiment encastré au niveau plancher terrasse. Dans notre projet, on a deux types d'acrotère l'un sur le plancher terrasse accessible et l'autre sur le plancher terrasse inaccessible.

I.4.4. Règlements et normes utilisés

Notre étude sera faite conformément aux règlements suivants :

- CBA 93. [3]
- BAEL 91 modifié99. [1]
- DTR BC 2.2. [4]
- RPA 99/version 2003. [2]

I.5 classification selon RPA 99 version.2003 :

L'ouvrage est implanté dans la wilaya de BLIDA. Selon le règlement parasismique algérien (**RPA99 ver.03**) elle est classée comme étant une zone de forte sismicité (**zone III**).

C'est un Bâtiment à usage d'habitation collective et dont la hauteur ne dépasse pas 48m. Il est classé comme étant ouvrage d'importance moyenne, donc **groupe 2**.

I.6 caractéristiques mécaniques et massiques des matériaux :

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans le calcul du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé (**BAEL91**) et à la réglementation parasismique Algérien (**RPA99 version 2003, CBA93**)

I.6.1. Le Béton :

Le choix de la qualité du béton, doit répondre aux conditions suivantes :

- Le béton doit être plutôt ductile, ce qui conduit à ne choisir que des bétons à résistance élevée.

- Pour éviter que des désordres ou des endommagements ne se produisent trop facilement, il est recommandé de ne pas utiliser des bétons de trop faible résistance (≥ 22 MPA).

- Les formes de coffrages et les dispositions du ferrailage seront conçues de façon à faciliter la mise en place du béton, particulièrement dans les nœuds d'ossature et les éléments verticaux.

Donc, on choisira de préférence un béton de bonne qualité, facile à mettre en œuvre, sans chercher de performances exceptionnelles.

En exécution, il conviendra de veiller à respecter la constance des propriétés du béton. [9]

A-Composition du béton :

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

La composition courante de 1m³ de béton est :

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

✓ **Soit alors un poids volumique de :**

$\rho = 25$ kN/m³ pour le béton armé

$\rho = 22$ à 23 kN/m³ pour le béton non armé

B- Résistance à la compression :

Le béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours. Cette dernière est notée par f_{c28} .

$$\text{Pour : } \begin{cases} j < 28 \text{ jours : } f_{cj} = 0,658 \times f_{c28} \times \text{Log}_{10}(j + 1) \\ j > 28 \text{ jours : } f_{cj} = f_{c28} \\ j \gg 28 \text{ jours : } f_{cj} = 1,1 \times f_{c28} \end{cases}$$

La résistance de notre béton est prise égale à $f_{c28} = 25$ MPA. Elle est mesurée par compression axiale de cylindres droits de révolution de diamètre 16 cm (section 200 cm²) et de hauteur 32cm.

C- Résistance à la traction :

Elle est déterminée par plusieurs essais, La résistance caractéristique à la traction est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06.f_{cj} \quad (\text{MPA})$$

Pour le cas de notre structure on utilise le même dosage en béton avec une résistance caractéristique à la compression f_{c28} et à la traction f_{t28} telle que :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPA} \quad \text{donc } f_{t28} = 2,1 \text{ MPA.}$$

D- Module de déformation longitudinale :

Ce module est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou courte durée d'application.

1. Module de déformation instantanée :

Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24 heures

$$E_{ij} = 1100 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{D'où on a} \quad E_{i \ 28} = 32164,2 \text{ MPa}$$

2. Module de déformation longitudinale différée :

Pour des charges de longue durée d'application, on a :

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{D'où on a} \quad E_{v \ 28} = 10818,87 \text{ MPa}$$

E- La masse volumique du béton armé :

$$\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$$

F-Coefficient de Poisson :

La déformation longitudinale est accompagnée par une déformation transversale, le coefficient de Poisson est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

Dans les calculs, le coefficient de Poisson est égal à :

$$v = 0 \quad \Leftrightarrow \text{ Béton fissuré à L'E.L.U}$$

$$v = 0,2 \quad \Leftrightarrow \text{ Béton non fissuré à L' E.L.S}$$

G- Les Contrainte Limites :**1. Etat limite ultime « E.L.U »**

Dans le cas d'une vérification à l'E.L.U, on devra justifier :

- la résistance de tous les éléments de la construction
- la stabilité de ces éléments compte tenu des effets du 2ème ordre.
- l'équilibre statique de l'ouvrage.

La contrainte ultime du béton en compression est donnée par :

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

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité tel que :

$\gamma_b = 1,5$ Cas des actions courantes transitoires

$\gamma_b = 1,15$ Cas des actions accidentelles

Le coefficient réducteur de 0,85 tient compte de la dégradation de l'adhérence acier-béton sous l'action de quelques cycles de déformation post-élastique. [9]

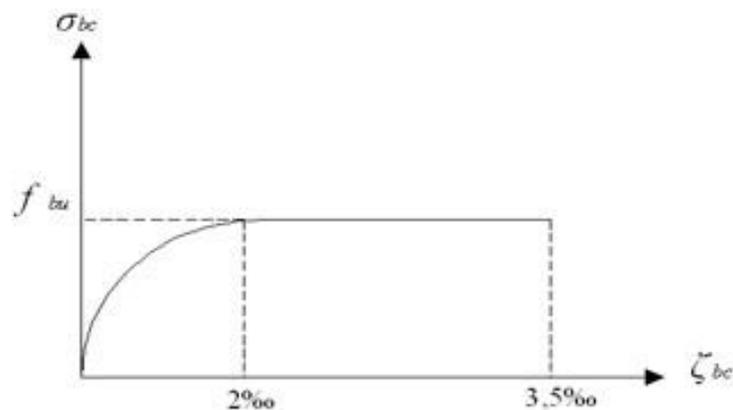


Figure I.4 Diagramme Contraintes – Déformations ELU.

2. Etat limite de service « E.L.S »

C'est un état au-delà duquel l'ouvrage (ou un de ces éléments) ne vérifie plus :

- le confort
- et/ou la durabilité

La contrainte limite de service est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

I.6.2 L'acier

Afin de remédier au problème de faible résistance du béton à la traction on intègre dans les pièces du béton des armatures pour reprendre ces efforts de traction.

Pour assurer une réserve de déformation plastique des éléments de structure, il est recommandé d'avoir un écart suffisant entre la contrainte de rupture et la limite élastique. Le règlement demande donc que l'allongement minimal garanti soit $\geq 5\%$ hors la zone de striction. Il y a lieu d'éviter les barres lisses. [9]

Les armatures pour le béton armé se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface. Dans notre projet on opte pour des armatures à haute adhérence (HA) : FeE500.

A-Contrainte limite de l'acier

1. Etat Limite Ultime « E.L.U »

On adopte le diagramme contrainte –déformation suivant avec :

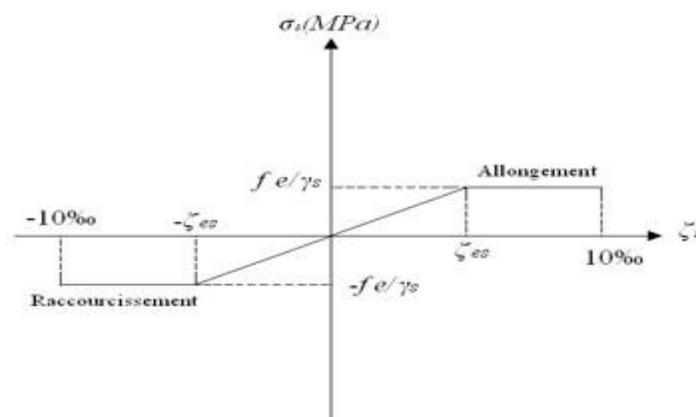


Figure I-5 Diagramme Contraintes – Déformations de l'Acier

Avec :

σ_s : Contrainte de l'acier

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier il a pour valeur

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1.15 \text{ cas d'actions courantes.} \\ \gamma_s = 1.00 \text{ cas d'actions accidentelles.} \end{array} \right.$$

ε_s : Allongement relatif de l'acier : $\varepsilon_s = \frac{\Delta L}{L}$

2. Etat limite de service « E.L.S »

○ Fissuration peu nuisible, pas de vérification

○ Fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \times \sqrt{\eta \cdot f_{ij}}\right)$

○ Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \min\left(\frac{1}{2} f_e; 90 \times \sqrt{\eta \cdot f_{ij}}\right)$

η : Coefficient de fissuration tels que

$\eta = 1$ pour des aciers ronds lisses

$\eta = 1,6$ pour des aciers de H.A.

B-Module d'Elasticité de l'Acier

Le module d'élasticité de l'acier sera pris égale à : $E_S = 2,1 \cdot 10^5 \text{ MPa}$

I.6.3. Hypothèse de calcul :

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

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

- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10%.
- La contrainte de calcul, notée « σ_s » et qui est définie par la relation $\underline{\sigma}_s$ est égale à

$$\text{Haute adhérence} \quad \left\{ \begin{array}{ll} \sigma_s = 435 \text{ MPa} & \text{Situation durable} \\ \sigma_s = 500 \text{ MPa} & \text{Situation accidentelle} \end{array} \right. \quad \sigma_s$$

- Allongement de rupture : $\zeta_s = 10\%$.

CHAPITRE II

PREDIMENSIONNEMENT

II.1.INTRODUCTION :

Le pré dimensionnement des éléments porteurs (poteaux, poutres et voiles) d'une structure est une étape très importante dans un projet de génie civil.

En se basant sur le principe de la descente des charges et surcharges verticales qui agissent directement sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage, et en utilisant des règlements en vigueur, notamment le **RPA99 modifié en 2003**, **BAEL91 modifié99** et **CBA 93** « règles de conception et de calcul des structures en béton armé ».

Pour ce faire, nous commençons le pré dimensionnement du sommet vers la base :

- ❖ Les planchers ;
- ❖ Les poutres ;
- ❖ Les poteaux ;
- ❖ Les voiles.

II.2 Pré-dimensionnement des planchers :

Le plancher est une séparation entre deux niveaux ils transmettent les charges qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes

Pour le bâtiment étudié, Nous avons choisi deux types de planchers

- . Plancher à corps creux en partie courante :

Il y'a deux types :

- Plancher à dalle pleine.
 - Plancher à corps creux..
- . Dalle pleine pour (RDC et sous-sols).

II.2.1- Planchers à corps creux « entrevous » :

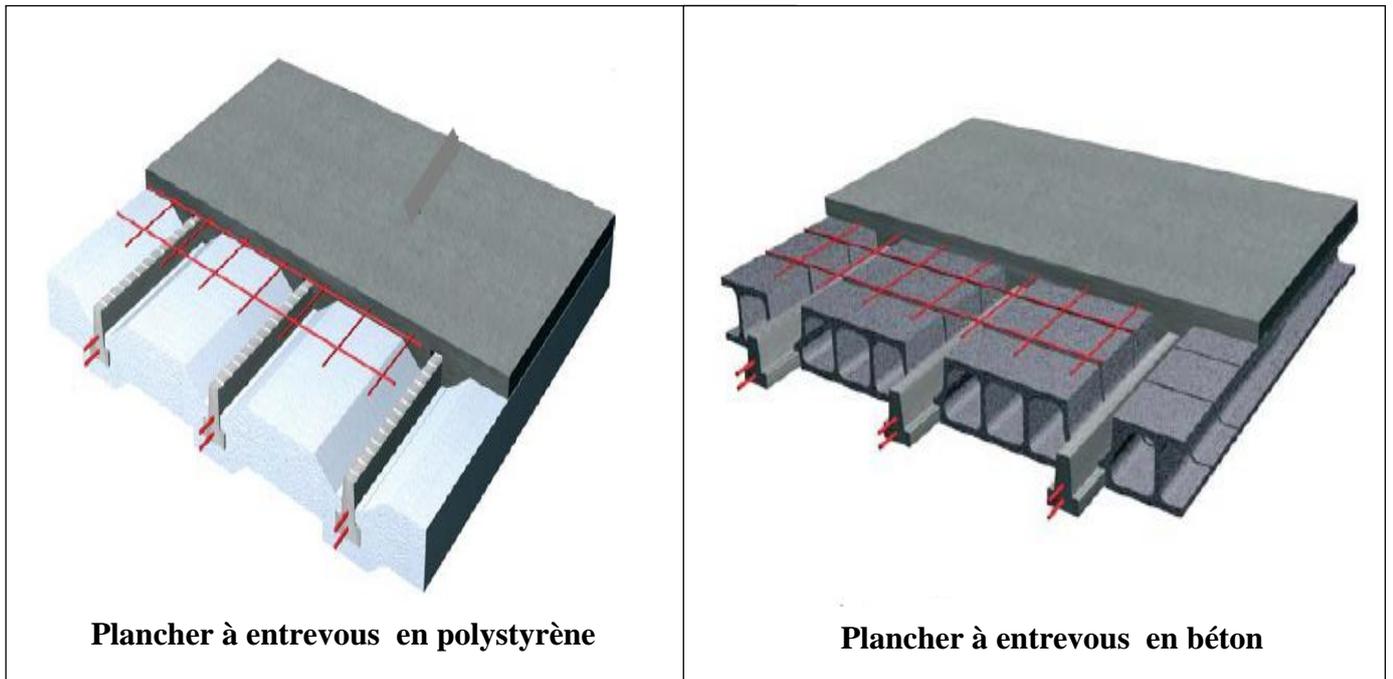


Figure. II.1: les types du Plancher à corps creux.

• **Condition de déformation :**

Les planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associées aux corps creux, la hauteur de plancher est déterminée par les formules empiriques suivantes :

$$L_{max} = 3,60 - 0,3 = 3,30 \text{ m}$$

$$\frac{L}{25} \leq ht \leq \frac{L}{20} \dots\dots\dots[16]$$

Avec :

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

L : la portée libre maximale entre nus d'appuis. $L : \min(\max L_x, \max L_y)$.

$L : \min(3,30; 5,20)$.

$L = 3,30 \text{ m}$ « Entre nus d'appuis ».

$$\frac{330}{25} \leq ht \leq \frac{330}{20} \quad \rightarrow \quad 13,2 \leq ht \leq 16,5 \text{ cm}$$

Le choix : on va choisir $ht = 21 \text{ cm}$

$d=16\text{cm}$ (hauteur corps creux).

$e=5\text{cm}$ (épaisseur de la dalle de compression).

$ht = (16+5) \text{ cm}$.

• **Condition de la flèche (BAEL91) :**

La condition à vérifier est la suivante : $f_{\max} \leq \frac{L_{\max}(cm)}{1000} + 0,5$ Si la portée $L > 5\text{m}$.

$f_{\max} \leq \frac{l_{\max}(cm)}{500}$ Si la portée $L \leq 5\text{m}$.

f_{\max} : La flèche maximale

Dans notre cas : $L_{\max} = L_y = 330 \text{ cm} \leq 500\text{cm}$

$L = 360 - 30 = 330\text{cm}$ « entre nus d'appuis »

$$f_{\max} = \frac{5qL_{\max}^4}{384EI} \leq \frac{l_{\max}(cm)}{500} = 0,66 \text{ cm.} ; f_{\text{adm}} = 0,66 \text{ cm.}$$

Avec: $I = \frac{l^* e^3}{12}$; $I = \frac{l^* ht^3}{12} = \frac{3.30 * 0.21^3}{12} = 2.25 * 10^{-3} \text{ m}^4$

$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.87 \text{ MPa}$ « voir les caractéristique des matériaux ».

- Plancher à corps creux en béton :

Le plancher le plus chargé, c'est celui de l'étage courant à usage de bureau.

$G = 5.34 \text{ kN/m}^2$ Charge permanente.

$Q = 2.5 \text{ kN/m}^2$ Charge d'exploitation

« Voir Evaluation des charges, Planchers étage courant « corps creux » **figure II.3** »

Ceci nous donne :

$$q = (G+Q) * L = (5.34+2.5) * 3.30 = 25,87 \text{ kN/ml}$$

$$f_{\max} = \frac{5 * 25,87 * 3300^4}{384 * 10818,87 * 2.25 * 10^9} = 1,64 \text{ mm} = 0,164 \text{ cm} \leq \frac{330}{500} = 0.66 \text{ cm.} \dots \text{condition vérifiée}$$

- Plancher à corps creux en polystyrène :

$G = 4.24 \text{ kN/m}^2$ Charge permanente.

$Q = 2.5 \text{ kN/m}^2$ Charge d'exploitation

« Voir Evaluation des charges, Planchers étage courant « corps creux » **figure II.5** »

Ceci nous donne :

$$q = (G+Q) * L = (4.24+2.5)*3.30 = 22,24 \text{ kN/ml}$$

$$f_{\max} = \frac{5*22,24*3300^4}{384*10818,87 * 2.25*10^9} = 1,41 \text{ mm} = 0,141 \text{ cm} \leq \frac{330}{500} = 0.66 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifié}$$

II.2.2- Plancher en dalle pleine (RDC et S.SOL) :

Ce type de plancher est le plus utilisé pour les bâtiments industriels et commerciales car ils subissent des surcharges d'exploitations importantes ($Q \geq 2,5 \text{ kN/m}^2$), c'est le cas pour l'étage de RDC et sous-sol

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

- **Condition de résistance au feu :**
 - $e=7 \text{ cm}$ Pour une heure de coupe-feu,
 - $e=11 \text{ cm}$ Pour deux heures de coupe-feu.

Soit : **$e=11 \text{ cm}$** . Dans notre cas.

- **Isolation acoustique :**

Selon les règles « CBA93 », l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13cm, pour obtenir une bonne isolation acoustique.

La protection contre les bruits aériens exige une épaisseur minimale de ($e \geq 15 \text{ cm}$).

- **Résistance à la flexion:[5]**

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

Dalle reposant sur deux appuis :

$$L_x/35 < e < L_x/30 \quad \text{avec} \quad < 0,4$$

Dalle reposant sur trois ou quatre appuis :

$$L_x/50 < e < L_x/40 \quad \text{avec} \quad \geq 0,4$$

Dalle reposant sur un seul appui :

$$e > L_x/20$$

L_x : La petite portée du panneau le plus sollicité.

Dans notre cas la dalle reposant sur quatre appuis a une portée de $L_x = 360 - 30 = 330$ cm

$$\frac{330}{50} \leq e \leq \frac{330}{40} \quad \rightarrow \quad 6,6 \text{ cm} \leq e \leq 8,25 \text{ cm}$$

Soit : $e = 8 \text{ cm}$

Choix finale :

- L'épaisseur choisie pour la dalle pleine est égale $e \geq \max(8, 11, 13 \text{ cm})$

Soit : $e = 16 \text{ cm}$

- **Condition de la flèche (BAEL91) :**

La condition à vérifier est la suivante : $f_{\max} \leq \frac{L_{\max}(\text{cm})}{1000} + 0,5$ Si la portée $L > 5 \text{ m}$.

$$f_{\max} \leq \frac{l_{\max}(\text{cm})}{500} \quad \text{..... Si la portée } L \leq 5 \text{ m.}$$

Dans notre cas : $L_{\max} = L_x = 330 \text{ cm} \leq 500 \text{ cm}$ « entre nus d'appuis »

$$f_{\max} = \frac{5q L_{\max}^4}{384EI} \leq \frac{l_{\max}(\text{cm})}{500} ; f_{\text{adm}} = 0,66 \text{ cm.}$$

- Pour ce faire, on considère une bande de dalle de largeur $b = 1 \text{ ml}$ avec une épaisseur $e = 16 \text{ cm}$

$$\text{Avec: } I = \frac{b * e^3}{12} ; I = \frac{b * e^3}{12} = \frac{1 * 0,16^3}{12} = 3,41 * 10^{-4} \text{ m}^4 = 3,41 * 10^8 \text{ mm}^4$$

$$E_{ij} = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 10818,87 \text{ MPa} \quad \text{..... « voir les caractéristiques des matériaux »}$$

$$G = 6,4 \text{ kN/m}^2 \quad \text{..... Charge permanente}$$

$$Q = 5 \text{ kN/m}^2 \quad \text{..... Charge d'exploitation}$$

« Voir Evaluation des charges, **RDC, figure II.6** »

Ceci nous donne :

$$q = (G+Q) * b = (6,4+5) * 1 = 11,4 \text{ kN/ml}$$

$$f_{\max} = \frac{5 * 11,4 * 330^4}{384 * 10818,87 * 3,41 * 10^8} = 4,77 \text{ mm} = 0,477 \text{ cm} \leq \frac{330}{500} = 0,66 \text{ cm} \quad \text{..... condition non vérifiée}$$

Remarque :

Puisque l'épaisseur de la dalle « $e = 16 \text{ cm}$ » n'est pas vérifiée, donc on va déterminer l'épaisseur dans la condition de flèche.

Le calcul RDM nous donne : $f_{\max} = \frac{5q L_{\max}^4}{384 EI} \Rightarrow \frac{5q L_{\max}^4}{384 EI} \leq \frac{L_{\max}}{500}$

Avec : $I = \frac{b \times e^3}{12}$ D'où : $e \geq \sqrt[3]{\frac{(60 \cdot q \cdot L_{\max}^4)}{(384 \cdot E \cdot b \cdot f_{\text{adm}})}}$;

$f_{\text{adm}} \leq \frac{330}{500} = 0,66 \text{ cm}$

D'où :

$e \geq \sqrt[3]{\frac{60 \cdot 11,4 \cdot 3300^4}{384 \cdot 10818,87 \cdot 1000 \cdot 6,6}} = 14,36 \text{ cm}$

Soit : **e = 20cm**

Conclusion

Pour le pré dimensionnement des planchers, nous adopterons :

- Pour les planchers à corps creux e =21 cm. Ce qui nous donne un plancher constitué de corps creux de 16 cm et une dalle de compression de 5 cm (16+5)
- Pour les dalles pleines nous adopterons une épaisseur de 20 cm.

II.3. Evaluation des charges

- charge permanent planchers à corps creux en béton:

II.3.1. plancher terrasse « Terrasse inaccessible » :

1. gravillons de protection (5cm).....	0,85KN/m ²
2. Etanchéité multicouche (2cm).....	0,12KN/m ²
3. Forme de pente (10cm).....	2,2KN/m ²
4. Isolation thermique en liège (4cm).....	0,16KN/m ²
5. Plancher à entrevous en béton (16+5)cm.....	2,8KN/m ²
6. Enduit en plâtre (2cm).....	0,24 KN/m ²

$\Sigma G = 6,33 \text{ KN/m}^2$

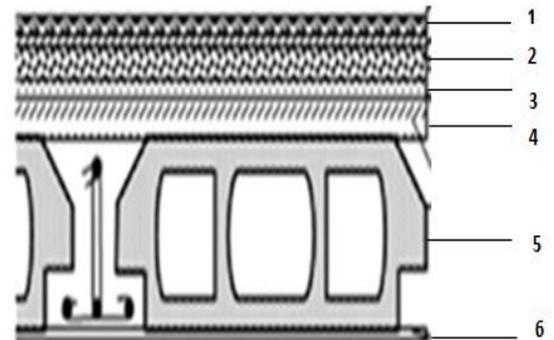


Figure II.2: Détail Plancher inaccessible.

II.3.2 Planchers étage courant « corps creux »

1. Cloison interne (e =10cm).....	1,0 KN/m ²
2. Carrelage+ mortier (e =2cm).....	0,8 KN/m ²
3. lite de sable (e=3cm).....	0,54 KN/m ²
4. Plancher à entrevous en béton (16+5) cm.....	2,8 KN/m ²
5. Enduit en plâtre (2cm).....	0,2 KN/m ²
	<u>ΣG= 5,34 KN/m²</u>

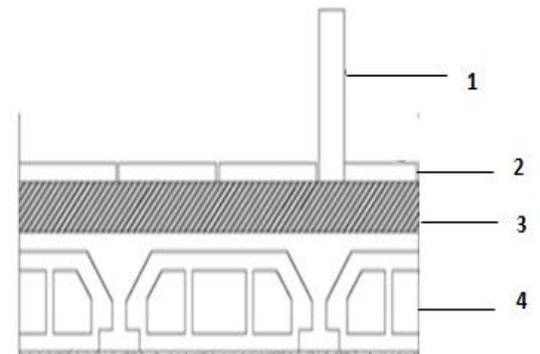


Figure II.3: Détail Plancher courant.

o - planchers à corps creux en polystyrène

II.3.3 plancher terrasse « Terrasse inaccessible » :

1. gravillons de protection (5cm).....	0,85KN/m ²
2. Etanchéité multicouche (2cm).....	0,12KN/m ²
3. Forme de pente (10cm).....	2,2KN/m ²
4. Isolation thermique en liège (4cm).....	0,16KN/m ²
5. Plancher à entrevous en polystyrène (16+5)cm...	1,7 KN/m ²
6. Enduit en plâtre (2cm).....	0,2KN/m ²
	<u>ΣG= 5,23 KN/m²</u>

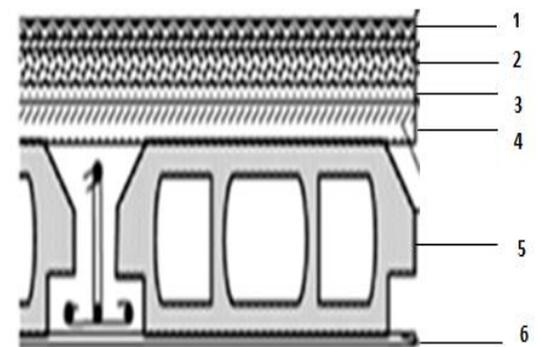


Figure II.4: Détail Plancher inaccessible.

II.3.4 Planchers étage courant « corps creux »

1. Cloison légères (e =10cm).....	1,0KN/m ²
2. Carrelage+ mortier (e =2cm).....	0,8KN/m ²
3. lite de sable (e=3cm).....	0,54KN/m ²
4. Plancher à entrevous en polystyrène(16+5)cm...	1,7KN/m ²
5. Enduit en plâtre (2cm).....	0,2 KN/m ²
	<u>ΣG= 4,24 KN/m²</u>

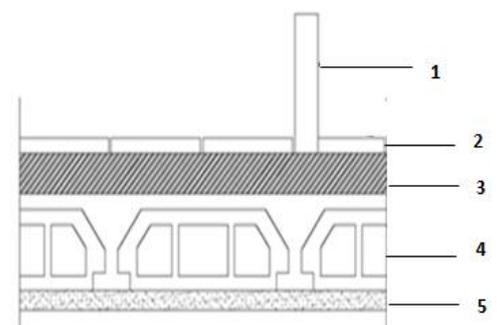


Figure II.5: Détail Plancher courant.

II.3.5. Plancher Dalle pleine « RDC » :

1. Cloison légères (e =10cm).....	1,0 KN/m ²
2. Carrelage+ mortier (e =2cm).....	0,8 KN/m ²
3. lite de sable (e=3cm)	0,36 KN/m ²
4. Plancher à dalle plein (e=20cm).....	5,00 KN/m ²
5. Enduit en plâtre (2cm).....	0,24 KN/m ²

$$\Sigma G = 7,40 \text{ KN/m}^2$$

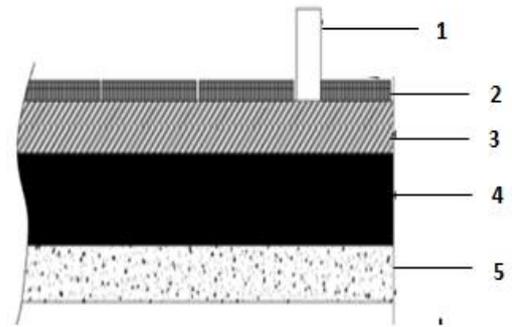


Figure II.6: Détail Plancher RDC.

II.3.6. Maçonnerie :○ **Mur extérieur à double cloison**

1. Enduit en plâtre intérieur (e=2cm).....	0,2 KN/m ²
2. Briques creuses (e=10cm).....	0,9 KN/m ²
3. L'âme d'air (5 cm)	0,00 KN/m ²
4. Briques creuses (e=15cm).....	1,35 KN/m ²
5. Enduit en ciment extérieur(e=2cm).....	0,36 KN/m ²

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

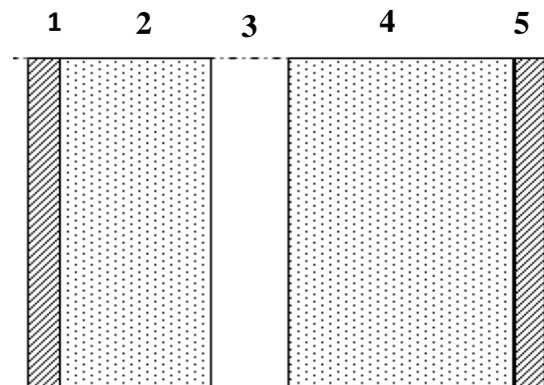


Figure II.7: Mur extérieur.

II.3.7. Plancher sous-sol

1. Couche appelée chape bouchardée (e = 2 cm), avec des joints de fractionnement tous les 1 m ²	1,5 KN/m ²
2. Mortier de pose (e =2cm).....	0,4 KN/m ²
3. lite de sable (e=3cm)	0,54 KN/m ²
4. Plancher à dalle plein (e=20cm).....	5,00 KN/m ²
5. Enduit en plâtre (2cm).....	0,20 KN/m ²

$$\Sigma G = 7,64 \text{ KN/m}^2$$

II.3.8. Balcon ::

- 1. Carrelage0,44kN/m²
- 2. Mortie de pose (e=2cm ; ρ=20kN/m³)..0,40kN/m²
- 3. Lit de sable (e=3cm ; ρ=18kN/m³).....0,54kN/m²
- 4. Dalle pleine (e=16cm).....4,00kN/m²
- 5. Enduit en ciment (e=2cm ; ρ=18kN/m³)..0,36kN/m²
- 6. Gard corps.....0,60 kN/m²

$$G = 6,34 \text{ kN/m}^2$$

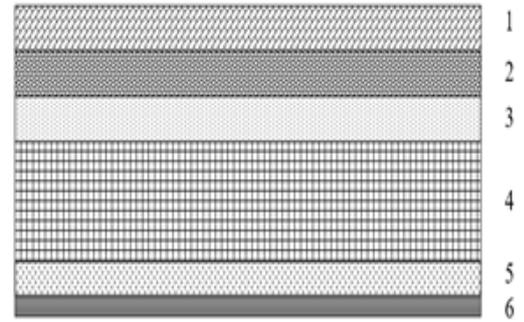


Figure II.8: Coupe verticale du plancher balcon.

II.4. L’acrotère :

II.4.1 charge permanetes:

Le poids propre de l’acrotère pour 1 ml est de $G_1 = \rho_b \cdot s$

ρ_b : Le poids volumique du béton tel que $\rho_b = 25 \text{ kN/m}^3$ S : La surface transversale totale.

$$S = (0,6 \times 0,1) + (0,08 \times 0,01) + ((0,1 \times 0,02) / 2) = 0,069 \text{ m}^2$$

D’où le poids propre de l’acrotère :

$$G_1 = 25 \times 0,069 = 1,725 \text{ KN/ml}$$

Le poids des enduits au ciment (ep=2cm) :

$$G_2 = 0,02 \times 1,2 \times 18 = 0,432 \text{ KN/ml}$$

Le poids total de l’acrotère :

$$G = G_1 + G_2 = 2,157 \text{ kN/m}$$

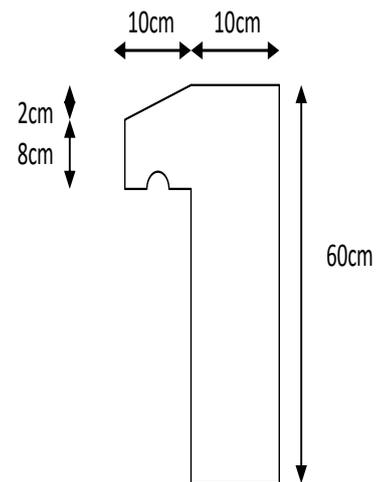


Figure II.9: Dimensions de l’acrotère.

II.4.2.charge d'exploitation

Tableau II.1.Les charge d'exploitation

	Charge d'exploitation kN/m ²
Acrotère	Q = 1,0 kN/ml
Plancher terrasse (inaccessible)	Q = 1,0 kN/m ²
Plancher courant « 10 ^{ème} étage – 2 ^{ème} étage » (habitation)	Q = 1,5 kN/m ²
Plancher courant « 1 ^{ère} étage » (bureaux)	Q = 2,5 kN/m ²
Plancher RDC (commerce)	Q = 5 kN/m ²
Escaliers	Q = 2,5 kN/m ²
(sous-sol)	Q = 2,5 kN/m ²
Balcon	Q = 3,5 kN/m ²

II.5.charge d'exploitation- pré-dimensionnement des poutres :

- Selon les règles BAEL 91 [13]

- 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(ver 2003) pour la zone III : [11]
 - La hauteur h de la poutre doit être : $h \geq 30cm$
 - La largeur b de la poutre doit être : $b \geq 20cm$
 - Le rapport hauteur largeur doit être : $\frac{h}{b} \leq 4$

- **Condition de rigidité :**

On doit vérifier que :

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \dots \dots \dots [13]$$

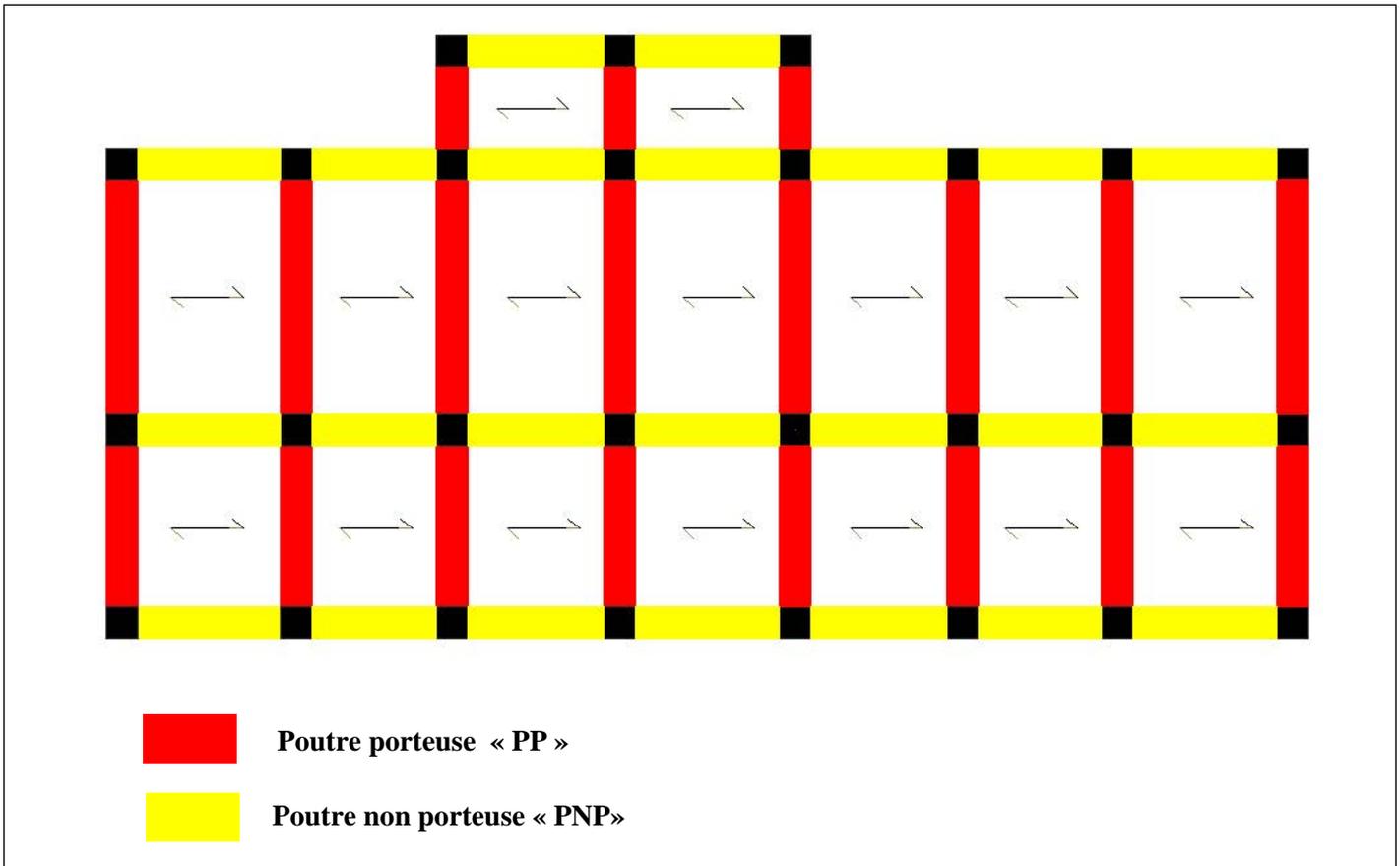


Figure .II.10: Vue en plan avec les différents Types de poutre.

II.5.1.charge d'exploitation- poutre porteuse type (PP) :

- **Selon les règles BAEL 91**

On a : $L_{\max} = 550\text{cm}$

$L_{\max} = 550 - 30 = 520\text{cm}$ « entre nus d'appuis »

$$1) \frac{520}{15} \leq h \leq \frac{520}{10}$$

$$\text{D'où : } 34.67 \leq h \leq 52$$

$$\text{Soit : } h = 50 \text{ cm}$$

$$2) 0.3 \times 50 \leq b \leq 0.7 \times 50$$

$$\text{D'où : } 15 \leq b \leq 35$$

$$\text{Soit : } b = 30\text{cm}$$

On choisit une poutre de : $(b \times h) = (30 \times 50) \text{ cm}^2$

- Selon le RPA 99(ver .03) pour la zone III

$$h = 50 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$$

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

$$h/b = 1,66 < 4$$

Les trois conditions dictées par le RPA99 sont vérifiées

- Condition de rigidité

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16}$$

$$\frac{50}{520} = 0,096 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \text{ok}$$

II.5.2.poutre non porteuse (PNP) :

- Selon les règles BAEL 91

$$\text{On a : } L_{\max} = 360 \text{ cm}$$

$$L_{\max} = 360 - 30 = 330 \text{ cm} \quad \ll \text{ entre nus d'appuis} \gg$$

$$1) \frac{330}{15} \leq h \leq \frac{330}{10}$$

$$\text{D'où : } 22 \leq h \leq 33 \quad \text{Soit : } h = 30 \text{ cm}$$

$$2) 0,3 * 30 \leq b \leq 0,7 * 30$$

$$\text{D'où : } 9 \leq b \leq 21 \quad \text{Soit : } b = 25 \text{ cm}$$

On choisit une poutre de : $(b \times h) = (25 \times 30) \text{ cm}^2$

- Selon le RPA 99(ver .03) pour la zone III

$$\Rightarrow h = 30 \text{ cm} \quad 30 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow b = 25 \text{ cm} \quad 20 \text{ cm}$$

Les trois conditions dictées par le RPA99 sont vérifiées

$$\Rightarrow h/b = 1,20 < 4$$

- Condition de rigidité

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16}$$

$$\frac{30}{330} = 0,090 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \text{ok}$$

Récapitulatifs

- Pour le sens porteur on prend : $b \times h = 30 * 50 (\text{cm}^2)$.
- Pour le sens non porteur on prend : $b \times h = 25 * 30 (\text{cm}^2)$.

II.6. Pré-dimensionnement des poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux destinés principalement à transmettre les charges verticales aux fondations, et à participer au contreventement total ou Partiel des bâtiments.

Le pré dimensionnement des poteaux se fait en considérant que ces derniers travaillent à la compression simple centrée, on procédera par la descente de charge puis par la loi de Dégression de la surcharge d'exploitation on choisissant les poteaux les plus sollicités

❖ Les étapes suivies pour le Pré dimensionnement des poteaux sont :

- Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
- Evaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau.
- La section du poteau est alors calculée aux états limite ultime (**ELU**) vis-à-vis de la Compression simple du poteau.
- La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposées par le « **RPA99 version 2003** ».
- Vérifier la section a l'ELS.
- **D'après l'article B.8.4.1 du CBA 93 :**

La section du poteau est déterminée en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple par la formule suivante :

$$A_s \geq \left(\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r}{0,9} \frac{c28}{\gamma_b} \right) \frac{\gamma_s}{f_e} \dots\dots\dots [12]$$

Avec :

- N_u : Effort normal ultime (compression) = 1,35G+1,5Q.
- α : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité ($\alpha = f(\lambda)$).
- λ : Elancement d'EULER $\left(\lambda = \frac{l_f}{i} \right)$.
- l_f : Longueur de flambement.
- i : Rayon de giration $\left(i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$.
- I : Moment d'inertie de la section $\left(I = \frac{hb^3}{12} \right)$.

- B : Surface de la section du béton.
- γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b = 1,50$).....situation durable.
- γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma_s = 1,15$)..... situation durable.
- f_e : Limite élastique de l'acier ($f_e = 400$ MPa).
- f_{c28} : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28} = 25$ MPa).
- A_s : Section d'acier comprimée.
- Br : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie [Br = (a-0,02) (b-0,02)] m².

➤ Selon le "BAEL 91 modifié 99" : [13]

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

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

$$\circ \quad \left\{ \begin{array}{l} \bullet \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{si } \lambda = 50 \\ \bullet \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \quad \text{si } 50 < \lambda < 100 \end{array} \right.$$

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

On tire de l'équation (1) la valeur de Br. : [12]

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

➤ Le minimum requis par "RPA99 version 2003" : [11]

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \text{Min}(a; b) \geq 30\text{cm} \\ \bullet \text{Min}(a; b) > \frac{h_e}{20} \\ \bullet \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \end{array} \right.$$

Avec :

- (a ; b) : dimensions de la section.
- h_e : hauteur d'étage.

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

➤ **Vérification à l'ELS :**

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

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

Avec :

- N_{ser} : effort normal à l'ELS ($N_{ser} = N_G + N_Q$),
- B : section de béton du poteau,
- A_s : section des armatures ($A_s = 1\%B$),
- n : coefficient d'équivalence $\left(n = \frac{E_s}{E_b} = 15 \right)$.
- σ_{ser} : contrainte de compression à l'ELS.

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

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

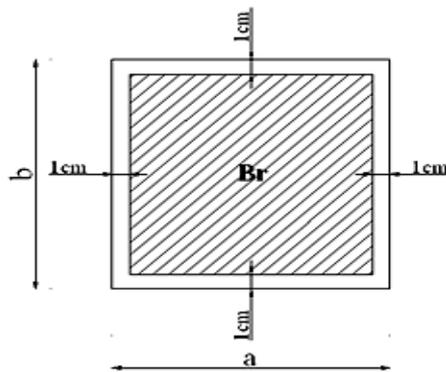


Figure .II.11 : Section Réduite du Poteau Carré.

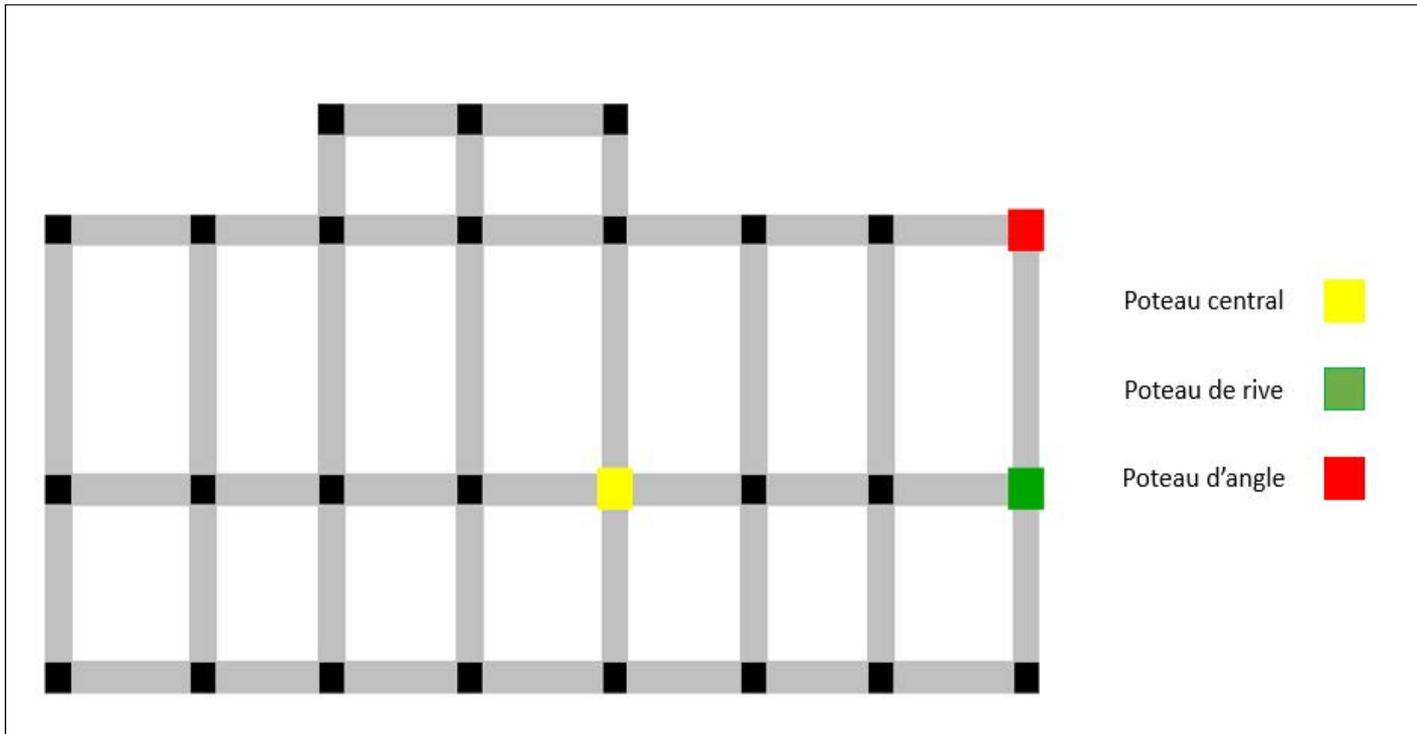


Figure .II.12: Vue en plan « Types de Poteaux ».

Tableau II.2. Surface reprise par Chaque Poteau.

Type de poteau	Niveaux	Surface(m ²)
Poteau central	S.S – 10 ^{ème} étage	16,74
Poteau de rive	S.S – 10 ^{ème} étage	8,55
Poteau d'angle	S.S – 10 ^{ème} étage	4,95

- Loi de dégression : [15]

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

Q : Charge d'exploitation.

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n) \dots \dots \dots [15]$$

Avec :

- n : nombre d'étage.
- Q_0 : la surcharge d'exploitation sur la terrasse.

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

$Q_0 = 1 \text{ kN/m}^2$	« terrasse »
$Q_1, Q_2, \dots, Q_9 = 1,5 \text{ kN/m}^2$	« usage habitation »
$Q_{10} = 2,5 \text{ kN/m}^2$	« usage bureau »
$Q_{11} = 5 \text{ kN/m}^2$	« usage commerce »
$Q_{12} = 2,5 \text{ kN/m}^2$	« sous-sol »

Tableau. II.3. Loi de dégression.

Niveau des planchers	Surcharge	Σ surcharge	Σ surcharge (kN/m ²)
Terrasse	Q ₀	$\Sigma_0=Q_0$	1
P10	Q ₁	$\Sigma_1=Q_0+Q_1$	1+1,5 =2,5
P9	Q ₂	$\Sigma_2=Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$	3,85
P8	Q ₃	$\Sigma_3=Q_0+0,9(Q_1+Q_2+Q_3)$	5,05
P7	Q ₄	$\Sigma_4=Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	6,1
P6	Q ₅	$\Sigma_5=Q_0+0,8(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	7
P5	Q ₆	$\Sigma_6=Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$	7,75
P4	Q ₇	$\Sigma_7=Q_0+0,714(Q_1+\dots\dots\dots+Q_7)$	8,5
P3	Q ₈	$\Sigma_8=Q_0+0,69(Q_1+\dots\dots\dots+Q_8)$	9,28
P2	Q ₉	$\Sigma_9=Q_0+0,67(Q_1+\dots\dots\dots+Q_9)$	10,05
P1	Q ₁₀	$\Sigma_{10}=Q_0+0,65(Q_1+\dots\dots\dots+Q_{10})$	11,40
RDC	Q ₁₁	$\Sigma_{11}=Q_0+0,64(Q_1+\dots\dots\dots+Q_{11})$	14,44
Sous-sol	Q ₁₂	$\Sigma_{12}=Q_0+0,625(Q_1+\dots\dots\dots+Q_{12})$	15,69

- plancher à entrevous en béton :
 - poteau central « entrevous en béton » : S = 16,74 m²

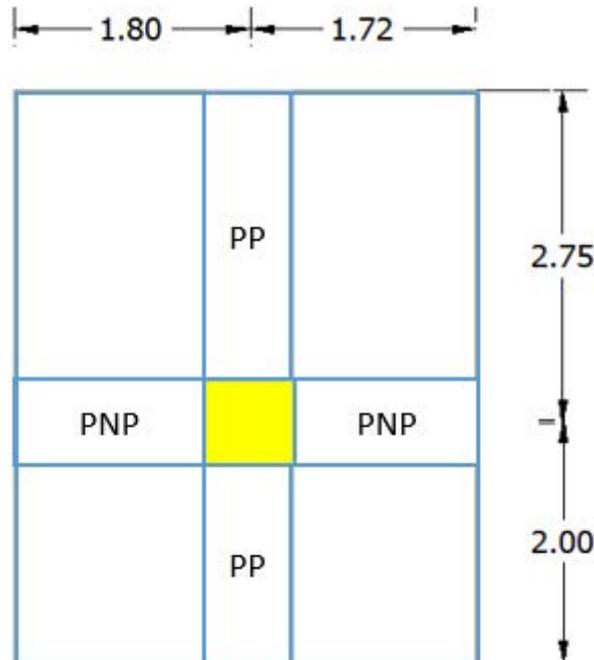


Figure. II.13:Poteau central B5.

Determination des charges

Poids revenant au poteau du 10^{ème} étage

Poids du plancher.....	16.74x 6,33 = 105,96 KN
Poids des poutres porteuses	25x (0,5x0,3x 2,75+ 0,5 x0,3 x2) = 17,81KN
Poids des poutres non porteuses.....	25x (0,3x0,25 x 1,8+0,3 x0,25 x1,72) = 6,6 KN
	G_{Tr} = 130,37 kN

$N_{G10} = G_{Tr} = 130,37 \text{ kN}$

$N_{Q10} = Q_0 \times S = 1 \times 16,74 = 16,74 \text{ kN}$

$N_{u0} = 1,35 N_{G10} + 1,5 N_{Q10} = 201,11 \text{ kN}$

$Br \geq 0,066 N_{u10} \Rightarrow Br \geq 132,27 \text{ cm}^2$ $Br = (a-0,02)(b-0,02)$; On a: $a=b$

Donc: $Br = (a - 0,02)^2 \Rightarrow a = \sqrt{Br} + 0,02 \Rightarrow a = b = 13,50 \text{ cm}$

Le choix: a = b = 30 cm

- **Vérification de la section à l'ELS:**

$$N_{ser} = N_{G10} + N_{Q10} = 147,11 \text{ kN} \quad \text{Avec : } B = a \times b = 900 \text{ cm}^2$$

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

$$\sigma_{ser} = 1,42 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Poids revenant au poteau du 9^{ème} étage

Poids du plancher.....16,74x 5,34 = 89,39 kN

Poids des poutres porteuses 25x (0,5x0,3x 2,75+ 0,5 x0,3 x2) = 17,81kN

Poids des poutres non porteuses25x (0,3x0,25 x 1,8+0,3 x0,25 x1,72) = 6,6 kN

Poids du poteau(3,06-0,50)x(0,30)² x25=5,76 kN

G= 119,56kN

D'où: $G_9 = G + G_{10} = 119,56 + 130,37 = 249,93 \text{ kN}$

- Poids revenant au poteau du 8^{ème} étage : $G_8 = G_9 + G = 369,49 \text{ kN}$
- Poids revenant au poteau du 7^{ème} étage : $G_7 = G_8 + G = 489,05 \text{ kN}$
- Poids revenant au poteau du 6^{ème} étage : $G_6 = G_7 + G = 608,61 \text{ kN}$
- Poids revenant au poteau du 5^{ème} étage : $G_5 = G_6 + G = 728,17 \text{ kN}$
- Poids revenant au poteau du 4^{ème} étage : $G_4 = G_5 + G = 847,73 \text{ kN}$
- Poids revenant au poteau du 3^{ème} étage : $G_3 = G_4 + G = 967,29 \text{ kN}$
- Poids revenant au poteau du 2^{er} étage : $G_2 = G_3 + G = 1086,85 \text{ kN}$
- Poids revenant au poteau du 1er étage : $G_1 = G_2 + G = 1206,41 \text{ kN}$
- Poids revenant au poteau du RDC : $G_{RDC} = G_1 + G = 1325,97 \text{ kN}$

Poids revenant au poteau du S-SOL :

Poids du plancher.....16,74 x 7,4 = 123,88 kN

Poids des poutres porteuses 25x (0,5x0,3x 2,75+ 0,5 x0,3 x2) = 17,81kN

Poids des poutres non porteuses25x (0,3x0,25 x 1,8+0,3 x0,25 x1,72) = 6,6 kN

Poids du poteau (4,08-0,50) x(0,30)² x25=8,055 kN

G'= 156,35 kN

- Poids revenant au poteau du s-sol : $G_{S-S} = G_{RDC} + G' = 1482,32 \text{ kN}$

➤ Les résultats concernant le poteau central (entrevous en béton) sont donnés par le Tableau suivant

Tableau II.4. Choix Final des Poteaux Centraux (entrevous en béton).

niveau	N_G (kN)	N_Q (kN)	N_u (kN)	Br (cm ²)	a=b (cm)	RPA (cm ²)	Le choix	N_{ser} (kN)	σ_{ser} (MPa)	ob s
p10	130,37	41,85	238,77	157,59	14,55	30x30	30x30	172,22	1,66	ok
p9	249,93	64,45	434,08	286,49	18,93	30x30	30x30	314,38	3,04	ok
P8	369,49	84,54	625,62	412,91	22,32	30x30	35x35	454,03	3,22	ok
P7	489,05	102,11	813,38	536,83	25,17	30x30	35x35	591,16	4,20	ok
P6	608,61	117,18	997,39	658,28	27,66	30x30	35x35	725,79	5,15	ok
P5	728,17	129,74	1177,64	777,24	29,88	30x30	35x35	857,91	6,09	ok
P4	847,73	142,29	1357,87	896,19	31,94	30x30	35x35	990,02	7,03	ok
P3	967,29	155,35	1538,87	1015,65	33,87	30x30	40x40	1122,64	6,10	ok
P2	1086,85	168,24	1719,61	1134,94	35,69	30x30	40x40	1255,09	6,82	ok
P.1	1206,41	190,84	1914,91	1263,84	37,55	30x30	40x40	1397,25	7,59	ok
P. RDC	1325,97	241,73	2152,65	1420,75	39,69	30x30	40x40	1567,7	8,52	ok
P.S.S	1482,32	262,65	2395,11	1580,77	41,76	30x30	45x45	1744,97	7,49	ok

➤ Poteau de rive « entrevous en béton » :

$S = 8.55 \text{ m}^2$

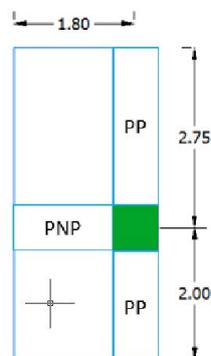


Figure. II.14: poteau de rive.

Poids revenant au poteau du 10^{ème} étage

- Poids du plancher.....8,55x 6,33 = 54,121 KN
 - Poids des poutres porteuses0.5x0.30x25x 4,75 = 17,81 KN
 - Poids des poutres non porteuses.....0.3x0.25x25x 1,80 = 3,38 KN
 - Poids de l'acrotère.....2,157 x 4,75=10,25 KN
- G₁₀ = 85,56 kN**

$$N_{G10} = G_{10} = 85,56 \text{ kN}$$

$$N_{Q10} = Q_0 \times S = 1 \times 8,55 = 8,55 \text{ kN}$$

Poids revenant au poteau du 9^{ème} étage

Poids du plancher.....	$8,55 \times 5,34 = 45,66 \text{ KN}$
Poids des poutres porteuses	$0,5 \times 0,30 \times 25 \times 4,75 = 17,81 \text{ KN}$
Poids des poutres non porteuses.....	$0,3 \times 0,25 \times 25 \times 1,80 = 3,38 \text{ KN}$
Poids du poteau	$(3,06 - 0,5) \times (0,30)^2 \times 25 = 5,76 \text{ kN}$
Mur extérieur.....	$2,81 \times 4,75 \times (3,06 - 0,5) = 34,17 \text{ kN}$
	G = 106,78 kN

$$D'où: G_9 = G + G_{10} = 106,78 + 85,56 = 192,34 \text{ kN}$$

- Poids revenant au poteau du 8^{ème} étage : $G_8 = G_9 + G = 299,12 \text{ kN}$
- Poids revenant au poteau du 7^{ème} étage : $G_7 = G_8 + G = 405,9 \text{ kN}$
- Poids revenant au poteau du 6^{ème} étage : $G_6 = G_7 + G = 512,68 \text{ kN}$
- Poids revenant au poteau du 5^{ème} étage : $G_5 = G_6 + G = 619,46 \text{ kN}$
- Poids revenant au poteau du 4^{ème} étage : $G_4 = G_5 + G = 726,24 \text{ kN}$
- Poids revenant au poteau du 3^{ème} étage : $G_3 = G_4 + G = 833,02 \text{ kN}$
- Poids revenant au poteau du 2^{ème} étage : $G_2 = G_3 + G = 939,8 \text{ kN}$
- Poids revenant au poteau du 1^{er} étage : $G_1 = G_2 + G = 1046,58 \text{ kN}$
- Poids revenant au poteau du RDC : $G_{RDC} = G_1 + G = 1153,36 \text{ kN}$

Poids revenant au poteau du S-SOL :

Poids du plancher.....	$8,55 \times 7,4 = 63,27 \text{ KN}$
Poids des poutres porteuses	$0,5 \times 0,30 \times 25 \times 4,75 = 17,81 \text{ KN}$
Poids des poutres non porteuses	$0,3 \times 0,25 \times 25 \times 1,80 = 3,38 \text{ KN}$
Poids du poteau	$(4,08 - 0,50) \times (0,30)^2 \times 25 = 8,06 \text{ kN}$
Mur extérieur.....	$2,81 \times 4,75 \times (4,08 - 0,50) = 47,78 \text{ kN}$
	G' = 140,30 kN

- Poids revenant au poteau du s-sol : $G_{S,S} = G_{RDC} + G' = 1293,66 \text{ kN}$

- Les résultats concernant le poteau de rive (entrevous en béton) sont donnés par le tableau suivant :

Tableau II.5.Choix Final des Poteaux de Rives (entrevous en béton).

niveau	N_G (kN)	N_Q (kN)	N_u (kN)	Br (cm ²)	a=b (cm)	RPA (cm ²)	Le choix	N_{ser} (kN)	σ_{ser} (MPa)	obs
p10	85,56	21,38	147,58	97,40	11,87	30x30	30x30	106,94	1,03	ok
P9	192,34	32,92	309,04	203,97	16,28	30x30	30x30	225,26	2,18	ok
P8	299,12	43,18	468,58	309,26	19,59	30x30	30x30	342,3	3,31	ok
P7	405,9	52,16	626,21	413,30	22,33	30x30	35x35	458,06	3,25	ok
P6	512,68	59,85	781,89	516,05	24,72	30x30	35x35	572,53	4,06	ok
P5	619,46	66,26	935,66	617,54	26,85	30x30	35x35	685,72	4,87	ok
P4	726,24	72,68	1089,44	719,03	28,81	30x30	35x35	798,92	5,67	ok
P3	833,02	79,34	1243,59	820,77	30,65	30x30	35x35	912,36	6,48	ok
P2	939,8	85,93	1397,63	922,44	32,37	30x30	40x40	1025,73	5,57	ok
P.1	1046,58	97,47	1559,09	1028,99	34,08	30x30	40x40	1144,05	6,22	ok
P.RDC	1153,36	123,46	1742,23	1149,87	35,91	30x30	40x40	1276,82	6,94	ok
P.S.S	1293,66	134,15	1947,67	1285,46	37,85	30x30	40x40	1427,81	7,76	ok

- Poteau d'angle « entrevous en béton » :

$$S = 4,95 \text{ m}^2$$

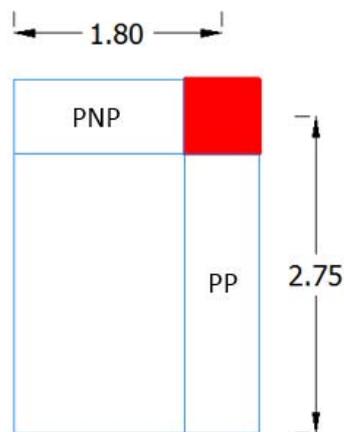


Figure. II.15 : poteau d'angle.

Poids revenant au poteau du 10^{ème} étage

Poids du plancher.....4,95x 6,33= 31,33 KN

Poids des poutres porteuses0.5x0.30x25x 2,75=10,31 KN

Poids des poutres non porteuses.....0.3x0.25x25x 1,80 = 3,38 KN

Poids de l'acrotère.....2,157 x4,55 = 9,81 KN

$$\mathbf{G_{Tr} = 54,83kN}$$

$$N_{G10} = G_{Tr} = 54,83 \text{ kN}$$

$$N_{Q10} = Q_0 \times S = 1 \times 4,95 = 4,95 \text{ kN}$$

Poids revenant au poteau du 9^{ème} étage

Poids du plancher.....4,95x 5,34 = 26,43 KN

Poids des poutres porteuses0.5x0.30x25x 2,75 = 10,31 KN

Poids des poutres non porteuses..... 0.3x0.25x25x 1,80 = 3,38 KN

Poids du poteau(3,06-0,50)x(0,30)² x25=5,76 kN

Mur extérieur..... 2,81 x 4,55 x (3,06 – 0.50) = 32,73kN

$$\mathbf{G = 78,61 \text{ kN}}$$

$$D'où: G_9 = G + G_{10} = 78,61 + 54,83 = 133,44 \text{ kN}$$

- Poids revenant au poteau du 8^{ème} étage : $G_8 = G_9 + G = 212,05 \text{ kN}$
- Poids revenant au poteau du 7^{ème} étage : $G_7 = G_8 + G = 290,66 \text{ kN}$
- Poids revenant au poteau du 6^{ème} étage : $G_6 = G_5 + G = 369,27 \text{ kN}$
- Poids revenant au poteau du 5^{ème} étage : $G_5 = G_6 + G = 447,88 \text{ kN}$
- Poids revenant au poteau du 4^{ème} étage : $G_4 = G_5 + G = 526,49 \text{ kN}$
- Poids revenant au poteau du 3^{ème} étage : $G_3 = G_4 + G = 605,1 \text{ kN}$
- Poids revenant au poteau du 2^{ème} étage : $G_2 = G_3 + G = 683,71 \text{ kN}$
- Poids revenant au poteau du 1^{er} étage : $G_1 = G_2 + G = 762,32 \text{ kN}$
- Poids revenant au poteau du RDC : $G_{RDC} = G_1 + G = 840,93 \text{ kN}$

Poids revenant au poteau du S-SOL :

Poids du plancher.....	4,95x 6,4 = 31,68 KN
Poids des poutres porteuses	0.5x0.30x25x 2,75 = 10,31 KN
Poids des poutres non porteuses	0.3x0.25x25x 1,80 = 3,38 KN
Poids du poteau	(4,08-0,50)x(0,30) ² x25=8,06 kN
Mur extérieur.....	2,81 x 4,55 x (4,08 – 0.50) = 45,77kN

$$G' = 99,20 \text{ KN}$$

- Poids revenant au poteau du s-sol : $G_{S-S} = G_{RDC} + G' = 940,13 \text{ KN}$

➤ **Les résultats concernant le poteau d'angle (entrevous en béton) sont donnés par le tableau suivant :**

Tableau. II.6. Choix Final des Poteaux d'angle (entrevous en béton).

Sous Niv	N_G (kN)	N_Q (kN)	N_u (kN)	Br (cm ²)	a=b (cm)	RPA (cm ²)	Le choix	N_{ser} (kN)	σ_{ser} (MPa)	obs
p10	54,83	12,38	92,59	61,11	9,82	30x30	30x30	67,21	0,65	ok
P9	133,44	19,06	208,73	137,76	13,74	30x30	30x30	152,5	1,47	ok
P8	212,05	24,99	323,75	213,68	16,62	30x30	30x30	237,04	2,29	ok
P7	290,66	30,20	437,69	288,88	19	30x30	30x30	320,86	3,10	ok
P6	369,27	34,65	550,49	363,32	21,06	30x30	35x35	403,92	2,87	ok
P5	447,88	38,36	662,18	437,04	22,91	30x30	35x35	486,24	3,45	ok
P4	526,49	42,08	773,88	510,76	24,6	30x30	35x35	568,57	4,04	ok
P3	605,1	45,94	885,80	584,63	26,18	30x30	35x35	651,04	4,62	ok
P2	683,71	49,75	997,63	658,44	27,66	30x30	35x35	733,46	5,21	ok
P.1	762,32	56,43	1113,78	735,09	29,11	30x30	35x35	818,75	5,81	ok
P.RDC	840,93	71,48	1242,48	820,04	30,64	30x30	35x35	912,41	6,48	ok
P.S.S.	940,13	77,67	1385,68	914,55	32,24	30x30	40x40	1017,8	5,53	ok

○ **Conclusion**

D'après l'article 7.4.1 dans l'ARPA99 version 2003:

Les poteaux de rives et d'angle doivent avoir des sections comparables a celles des poteaux centraux pour des raisons techniques de realisation et rapidite d'execution ,et pour leur conferer une meilleure resistance aux sollicitations sismique.

Le choix final des sections des poteaux :

Tableau. II.7. Choix Final des Poteaux.

Etage	Sections carrées (axb) cm ²
10 ^{ème}	30X30
9 ^{ème}	30X30
8 ^{ème}	35X35
7 ^{ème}	35X35
6 ^{ème}	35X35
5 ^{ème}	35X35
4 ^{ème}	35X35
3 ^{ème}	40X40
2 ^{ème}	40X40
1 ^{ère}	40X40
RDC	40X40
S-sol	45X45

II.7.Pré dimensionnement des voiles

Les voiles sont des éléments en béton armé préfabriqués ou coulés en place, ils sont destinés à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des actions horizontales et reprendre une partie des charges verticales.

Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant à la condition $l \geq 4a$.

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

Avec :

l: Longueur du voile.

a: Epaisseur du voile

h_e : hauteur de l'étage.

D'après le « RPA 99 modifié en 2003 », L'épaisseur minimale est de 15cm. [2], De plus,

l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

$$a \geq (h_e / 25, h_e / 22, h_e / 20).$$

Dans Notre cas : $a \geq \max (15\text{cm} ; h_e / 20)$.

$$h_{(e_max)} = h - h_t$$

Avec :

h : La hauteur libre de l'étage.

h_t : Epaisseur de poutre.

➤ **Pour étage courant (habitation): $h=3,06\text{m}$**

$$h_e = 3,06 - 0,5 = 2,56\text{m}$$

$$a \geq \max (15\text{cm} ; 256 / 20) \implies a = 12,8\text{cm} \implies a \geq 15\text{cm} .$$

➤ **Pour RDC(commerce) et sous-sol : $h=4,08\text{m}$**

$$h_e = 4,08 - 0,5 = 3,58\text{m}$$

$$a \geq \max (15\text{cm} ; 358 / 20) \implies a = 17,9\text{cm} \implies a \geq 15\text{cm}.$$

➤ **Conclusion :**

D'après le « **RPA 99 modifié en 2003** »: $a_{\min} = 15\text{ cm}$ Donc On adopte l'épaisseur des voiles :

$a = 20\text{ cm}$ sur toute la hauteur de la structure.

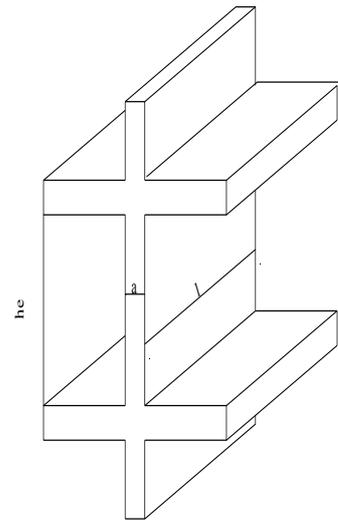


Figure II.16 :Schéma du voile.

CHAPITRE III

CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1.Introduction :

Fcpu'wp'g'utwewt'g's wneqps w'qp'f kwp' w'f gwz 'v' r gu'f ø r' o gpw'<

- Ngu' 2 r' o gpw' r qtvgwtu' r t'p'ekr cwz " s wk" eqpvt'kdwgpv' f kt'gevg' o gpv' au contreventement.
- Ngu' 2 r' o gpw' ugeqpf ckt'gu' s wk" pg" eqpvt'kdwgpv' r cu" f kt'gevg' o gpv' au contreventement.

Fcpu'ng'r t'2 ugpv'ej cr kt'g'pqwu'eqpukf' 2 t'qpu'n' w'f g'f gu'2 r' o gpwus w'g'eqo r qt'w'p'qvt'g'd' w'ko gpv'0' P'qwu'ek'qpu'n'cet'q'3 t'g. 'ngu'g'uecr'kt'u. 'ngu'r' r'c'pej' gtu. ""'f' q'p'v'n' w'f g'gu'v'lpf' 2 r' g'p'f' c'p'v'g' ""'f' g' 'n'c'e'v'k'p' " ukuo' k' s' w'g. 'o' c'k'u'k'u' u'q'p'v'eq'p'uk' 2 t'2 u'eqo' o' g'f' 2 r' g'p'f' c'p'v'f' g' 'r' 'i' 2 q'o' 2 t'k'g' 'k'p'v'g't'p'g'f' g' 'r' 'u't'w'ew't'g'0'

Ng'ecr'ew'f' g' 'e'g'u'2 r' o gpw' u'g' h'g'ew'g' u'w'k'c'p'v'ng' t'3 i' ngo gpv' "BAEL 91 modifié 99" gp't'gur' g'ew'c'p'v' ng' t'3 i' ngo gpv' r' c't'c'ukuo' k' s' w'g' C'ni' 2 t'k'p' "RPA 99 version 2003".

III.2.l'acrotère

- **Définition :**

N'cet'q'3 t'g'gu'v'wp'2 r' o gpv'ugeqpf ckt'g'f' g'u'2 ewt'k'2 "gp'v'q'w't'c'p'v'rc' 'v'g't't'c'u'ug'0'Ng'ecr'ew'f'ug' 'h'ck' '<'rc' " h'g'z'k'p' "eqo' r' q'u'2' g' 'r' q'w't' 'w'p'g' 'd'c'p'f' g' 'f' g' '3' o' "f' g' 'n'p'i' w'g'w't' "

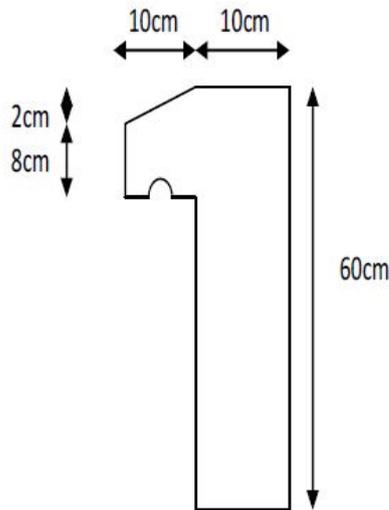


Figure III.1 : Acrotère.

III.2.1.Calcul Des Charges Sollicitant L’acrotère

III.2.1.1.Charge Permanente et Surcharge D’exploitation

- Evaluation des charges :

a.1.Charges permanentes :

$$G = 2.157 \text{ kN/ml}$$

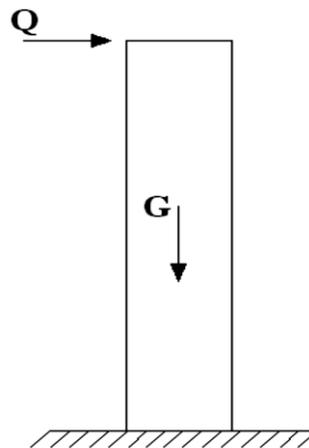


Figure III.2 : Charges et surcharges agissent sur l’acrotère.

a.2.Charge d’exploitation :

$$S = 3.22 \text{ kN/ml}$$

- Force horizontale d’origine sismique agissant sur l’acrotère :

Norme de calcul des structures en béton armé (BAEL 91) :
 $H_r = 60 C_e R \gamma \dots$ [2]

Avec :

$$C_e = \dots [2]$$

$$R = \dots [2]$$

$\gamma = 4.157 \text{ kN/ml}$.

$$H_r = 6 \cdot 2.47 \cdot 2 \cdot 4.157 \rightarrow F_p = 1,73 \text{ kN/ml} > 1,5Q = 1,5 \text{ kN/ml.}$$

$$S_j = 3.75 \cdot H_r \rightarrow S_j = 1.73 \text{ kN/ml}$$

• Détermination des efforts :

ELU :

G_u = 2.91 kN

M_u = 1.56 kNm

T_u = 2.60 kN

ELS :

G_s = 4.157 kN

M_s = 1.04 kNm

T_s = 1.73 kN

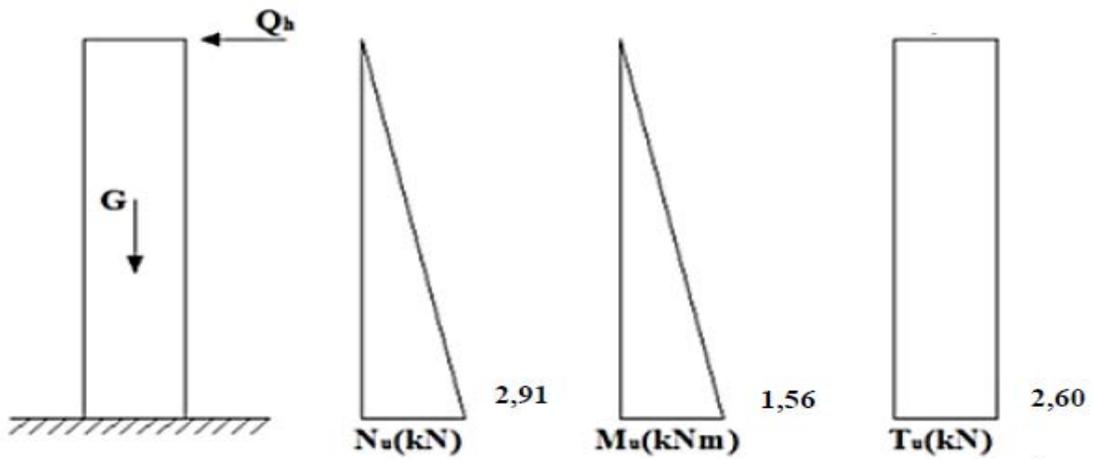


Figure III.3: Diagramme des efforts à l'ELU.

III.2.2.Ferrailage de la section (acrotère) :

Ng'ecrewlf w'httkmci g'ug'hck'r qw'wpg'dcpf g'f g'3'o 'f g'rcti gwt.'rc'ugekqp'r rcpg'«² wf lgt " ugtc'f g'322 32'eo 0'

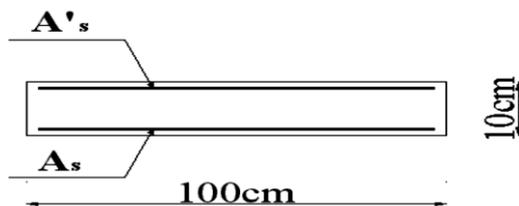


Figure III.4 : Diagramme des efforts à l'ELU.

Données :

ELU :

d' = 322 mm

he4 = 470 mm

hg"? "622"O Rc. "σ_d"? "36.4"O Rc. "σ_u"? "56: O Rc"

- Calcul de l'excentricité « e »

$$e_2 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,56}{2,91} = 53,61 \text{ cm} \left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} e_2 > \frac{h}{4} - c' \Rightarrow \text{Ugevkqp"r ct vkgmgo gpv'eqo r tlo }^2 \text{ g0'è"URE"i}$$

$$\frac{h}{4} - c' = \frac{32}{4} - 2 = 3 \text{ cm}$$

Ng'egpvtg'f g'r t gukqp"ug"tqw xg"«ngz v tkgw'f g'rc"ugevkp0"

Ngu'cto cwtgu'ugtqp'ecrewf gu'«rc"ngzkqp"uko r ng'gp'^2 s wkdtpv'rg'o qo gpv'hekh'O h0'

- Calcul du moment fictif « M_f » :

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{4} - c' \right) = 1,65 \text{ kNm}$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^4 \sigma_{bc}} = 2,2182$$

$$\mu < \mu_R = 2,5; 4 \Rightarrow A_s' = 2 \text{ Ngu'cto cwtgu'armatures tendues seulement0}$$

$$\alpha = 3,47 \left(3 - \sqrt{3 - 4\mu} \right) = 2,243$$

$$Z = d(3 - 2,6\alpha) = 7,93 \text{ cm}$$

$$\mu = 0,392 \quad 0,0182 \Rightarrow \zeta_s = 32\% \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 56: \text{MPa}$$

$$\left[\begin{array}{l} A_{sf} = f(M_f) \\ A_{sf} = \frac{M_f}{Z\sigma_s} = 59,79 \text{ mm}^4 \\ \bullet A_{s3} = A_s' = 2 \\ \bullet A_{s4} = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 53,43 \text{ mm}^4 \\ \text{Donc : } \left\{ \begin{array}{l} A_{s3} = 2 \text{ cm}^4 \\ A_{s4} = 2,51 \text{ cm}^4 \end{array} \right. \end{array} \right.$$

- Vérification de la section d'acier selon le BAEL91 : [13]

Kihcw'x² tkhgt "C_u"cxge'rc"ugevkp'o kpkc r g'lo r qu² g'r ct'rc't³ i ng'f w'o knk³ o g'gv'r ct'rc't³ i ng'f g" pqp'ttci knk² <"

$$A_s^{\circ} \geq \text{Max} \left\{ \frac{bh}{3222} \quad 2,45bd \frac{f_{t4}}{f_e} \right\}$$

Avec :

$$A_s^{min} \geq \text{Max} \{ 3 \text{ cm}^4 ; 2,51 \text{ cm}^4 \} = 3 \text{ cm}^4$$

Donc $S_t = 322 / 7 = 46 \text{ cm}^2$

Cxge "wp" gur cego gpv"

- Armatures de répartition : $S_t = 322 / 7 = 46 \text{ cm}^2$

$$A_r \geq \frac{A_s}{6} \Rightarrow A_r \geq 0,425 \text{ cm}^4$$

Qp"ej qkuk" $S_t = 60 / 5 = 12 \text{ cm}^2$

Cxge "wp" gur cego gpv" $S_t = 60 / 5 = 12 \text{ cm}^2$

- Vérification des à L'E.L.S

- Détermination de l'axe neutre

Nc "hkuwtcvkqp" guv'eqpuk² t² g'eqo o g'r t² lwf lekcdrg0'

$$e_2 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{3,04}{4,157} = 48,22 \text{ cm}$$

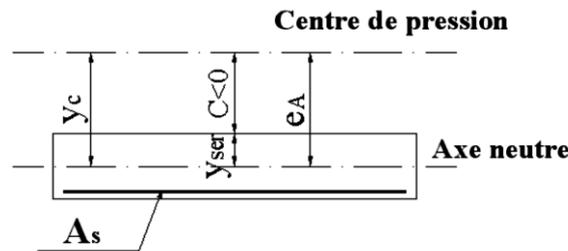


Figure III.5 : Distance de l'axe neutre.

$$Qp"e_2 < \frac{h}{4} - c \Rightarrow Nc"ugevqp" guv' r ct vgmgo gpv'eqo r tko^2 g'URE +0'$$

E" < Nc" f kwcpeg" gptv g'ng" egpvt g'f g'r tguukqp" gv'rc" hkd g'rc" r nu'eqo r tko^2 g0'
E? f/gc"

$$\text{Avec : } e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{4} \right) = 51,22 \text{ cm} \Rightarrow C = -43,22 \text{ cm} \quad (C < 2)$$

F ør t³ u'ng" « BAEL 91 modifié 99 » . "qp" f qk' t² uqwf tg' h² s wcvkqp" uwkcpv' <

$$y_c^5 + py_c + q = 2''$$

$$y_c = 37$$

Avec :

$$n = 37; \left\{ \begin{array}{l} p = -5c^4 + 8n(c - c') \frac{A'_s}{b} + 8n(d - c) \frac{A_s}{b} = -5580,40 \\ q = -4c^5 - 8n(c - c')^4 \frac{A'_s}{b} - 8n(d - c)^4 \frac{A_s}{b} = 160263,01 \end{array} \right.$$

Calcul des racines de l'équation

$$\left[\begin{array}{l} \Delta = q^2 + \left(\frac{6p^5}{49} \right) = 6,07.32^7 \\ \cos \varphi = \frac{5q}{4p} \sqrt{\frac{-5}{p}} = -2,; ; \Rightarrow \varphi = 393; ; ^\circ \\ a = 4 \sqrt{\frac{-p}{5}} = 86,26 \end{array} \right.$$

$$\left[\begin{array}{l} y_3 = a \cos \left(\frac{\varphi}{5} + 342 \right) = -86,16 \text{ cm} \\ y_4 = a \cos \left(\frac{\varphi}{5} \right) = 46,61 \text{ cm} \\ y_5 = a \cos \left(\frac{\varphi}{5} + 462 \right) = 39,56 \text{ cm} \end{array} \right.$$

La racine positive est $y_c = 46,61 \text{ cm}$

$$Y_{ser} = Y_e + C = 3,39 \text{ cm}$$

Donc $\left\{ \begin{array}{l} y_{ser} = 3,39 \text{ cm} \\ y_c = 46,61 \text{ cm} \end{array} \right.$

a. Calcul du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{5} y_{ser}^5 + n \left[A_s (d - y_{ser})^4 + A'_s (y_{ser} - c)^4 \right] \quad n = 37$$

Avec $C_u = 0,19 \text{ cm} \Rightarrow I = 1461,19 \text{ cm}^6$

• **Vérification des contraintes :**

○ **Contrainte du béton :**

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) y_{ser} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 2,8 f_{c4} = 37 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{2,157.10^3.46,61.10}{1461,19.30^4} \right) \times 33,9 = 2,33 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

○ **Contraintes de l'acier :**

$$\sigma_s = n \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) (d - y_{ser}) \leq \bar{\sigma}_s \text{ Acier tendu}$$

$$\sigma'_s = n \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) (y_{ser} - c) \leq \bar{\sigma}_s \text{ Acier comprimé}$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{4}{5} f_e = \text{Max} * 2.7 f_e = 332 \sqrt{\eta \sigma_{f_{ij}}} \right) = 423.85 \text{ MPa} \dots \dots \dots \eta = 3.8 \text{ pour les aciers HA+}$$

$$\sigma_s = 47,58 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\sigma'_s = 14,35 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

• **Vérification à l'effort tranchant :**

Nc'eqpvtckpv'f g'ekuckngo gpv'guv'f qpp² g'r ct'rc'hqto wg'uwxcpvg"<

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \{ 2,3 f_{c4} ; 6 \text{ MPa} \} = 4,7 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{2,60.32^3}{32^3.80} = 2,2325 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

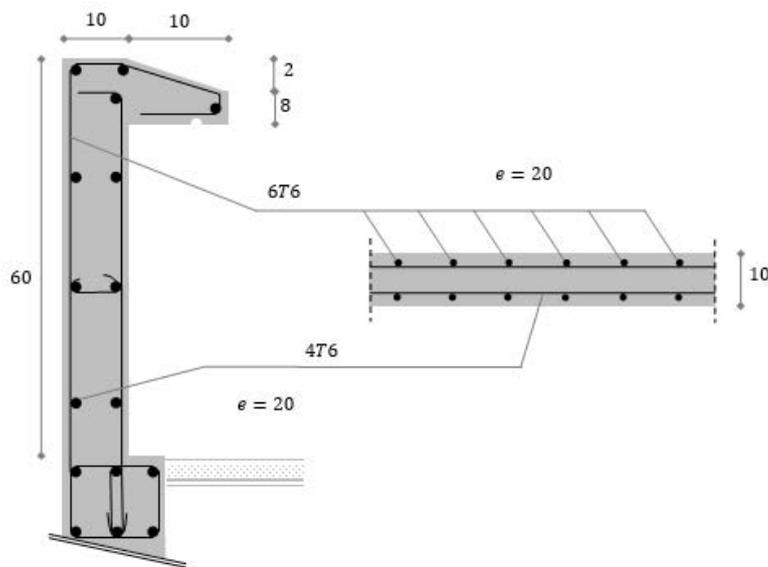


Figure III.6 : Ferrailage de l'acrotère.

III.3. Etude des planchers

III.3.1 Introduction :

Ngu'r npej gtu'upv'f gu'² r' o g'pu'r n'pu'j qtk' qpvcwz 'gv's wk'qp'wp't'1/2'g'ko r qtvcv'f cpu'rc" utwewtg"<"

- ↳ Kiqrc'kqp'f gu'f kh' tgpw'² vci gu'f w'r qkp'f g'xwg'yj gto ks wg'gv'ceqwunks wg'0
- ↳ T²r ct'kt 'rgu'ej cti gu'j qtk' qpvcgu'f cpu'rgu'eqvtgxgpvgo g'pu'0
- ↳ Cuwtgt'rc'eqo r cvdkk'z 'f gu'f² r n'ego g'pu'j qtk' qpvcwz'0

Fcpu'pqtg'utwewtg.'qp'c'f gwz 'v'f g'f g'r npej gt"<"

- ↳ Rnpej gt"<"eqtr u'etgwz."
- ↳ Fcmg'r r'gkpg'0

III.3.2- Plancher à corps creux :

Qp'c'wp'ugw'v'f r g'f g'r npej gt'gp'eqtr u'etgwz 'f Ø r ckugwt'21cm0 Ecrcw'ugtc'hck'r qwt'f gwz '² r' o g'pu'<"

- ↳ Rqwtgmg="
- ↳ Nc'vcdrg'f g'eqo r tguukqp'0

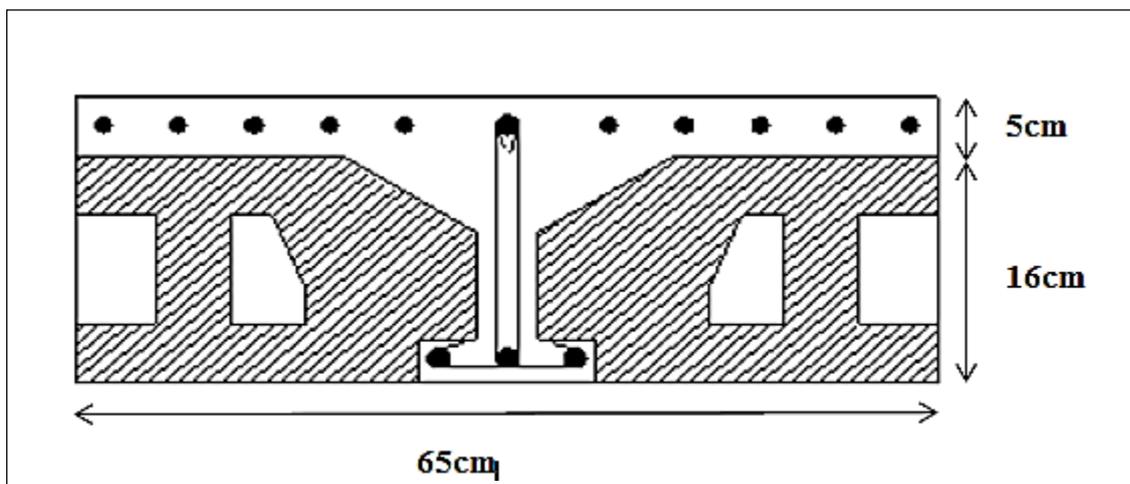


Figure III.7 : Eqw g'f w'r npej gt'gp'eqtr u'etgwz.

III.3.2.1. Pré dimensionnement des poutrelles

$R_{qwtgmg} \leq 23 \text{ t} \cdot \text{cx}^2 \text{ gu}$
 $R_{qwtgmg} \leq 27 \text{ t} \cdot \text{cx}^2 \text{ gu}$

$R_{qwtgmg} \leq 23 \text{ t} \cdot \text{cx}^2 \text{ gu}$

$R_{qwtgmg} \leq 27 \text{ t} \cdot \text{cx}^2 \text{ gu}$

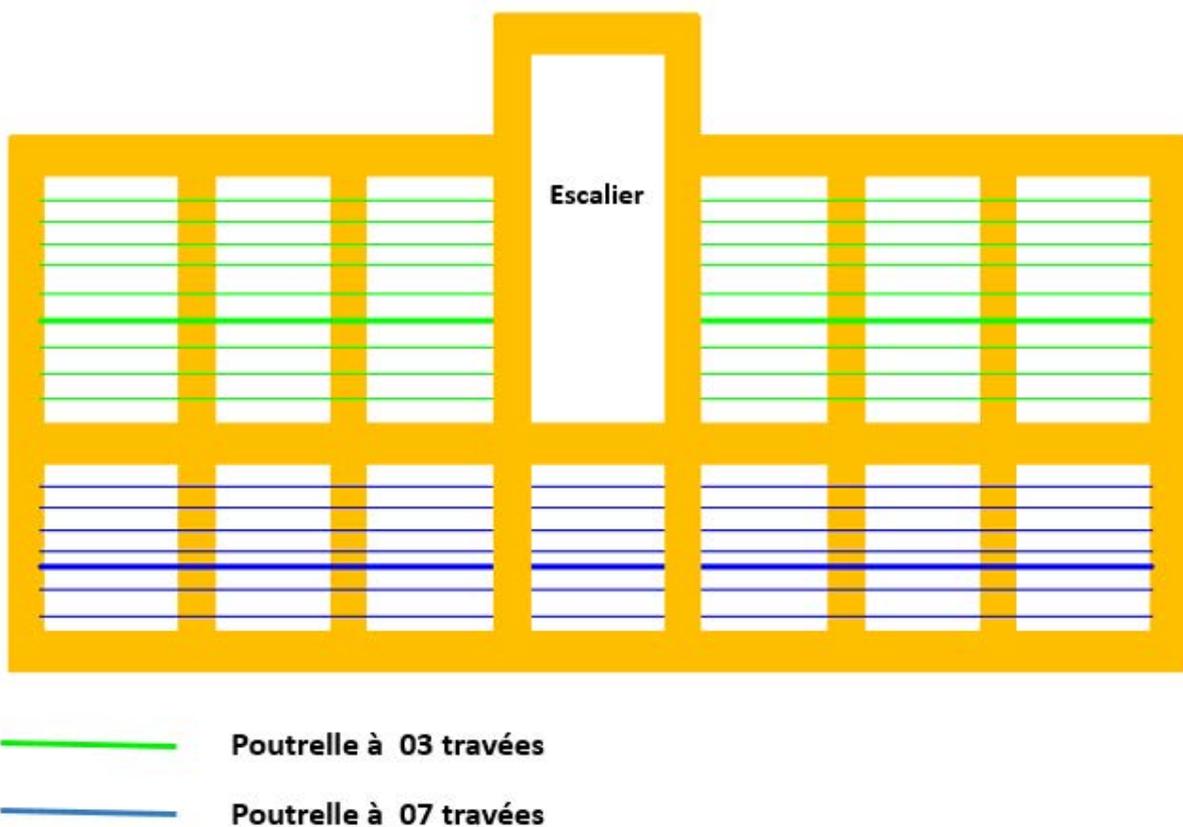


Figure .III.8 : Les types des poutrelles.

a. Dimensions des poutrelles

$d_2 \geq 206 \sqrt{f_c}$

Avec :

f_c : résistance caractéristique du béton

d_2 : diamètre des armatures

$$d_3 \geq \left(\frac{L_x}{4} ; \frac{L_y}{32} \right)$$

Tel que :

L_x : longueur de la poutrelle

L_y : largeur de la poutrelle

$d_1 \geq 4d_2$

$d_2 \geq 2.6 \sqrt{f_c}$

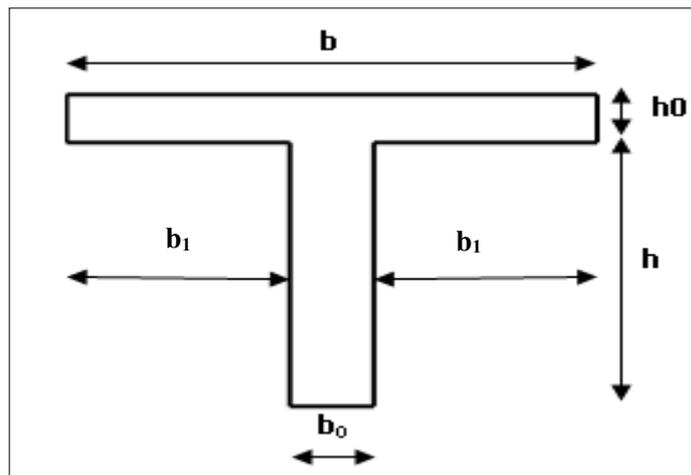


Figure III.9 : Schéma de poutrelle.

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

$$b_3 = \frac{b-b_2}{4} \leq 0,4 \cdot \frac{l_x}{4} \cdot \frac{l_y}{32} \Rightarrow b \leq 40 \cdot \frac{l_x}{4} \cdot \frac{l_y}{32} + b_2$$

$N_z = 87,34 \text{ kN}$

$L_y = 550 - 30 = 520 \text{ cm}$

$$b_3 = \min\left(\frac{75}{4}; \frac{520}{32}\right) = 48,7 \text{ cm} \Rightarrow d = 480 - 34 = 87 \text{ kN}$$

Uqk < b = 65cm

b. Les Différents types des poutrelles :

↳ **Type 1** : 3 travées

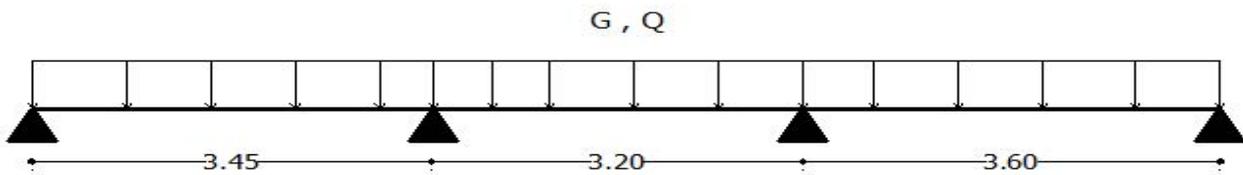


Figure III.10 : Schéma Statique de type 1 , poutrelle de 3 travées.

↳ **Type 2**: 7 travées

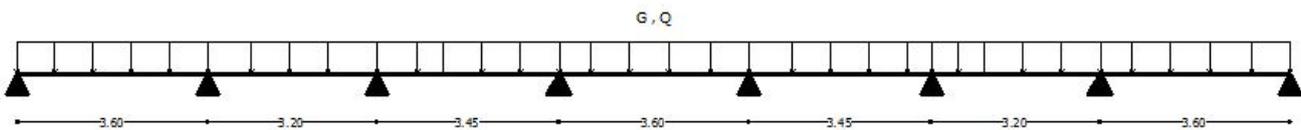


Figure III.11 : Schéma Statique de type 2 , poutrelle de 7 travées.

a. Calcul Des Poutrelles :

Cr t³ u'ng"eqwæi g'gv'f wtekuugo gpv'f w'd² vqp'f g'rc'f cmg'f g'eqo r tguukqp.'rc'r qwtgmg'tcxclmgtc" eqo o g'wpg'r qwtg'gp"ë"V²'i 0'

↳ **Evaluation des charges et surcharges revenants aux poutrelles :**

- A PELU : $q_u = 3.571 \text{ kN/m} - 3.75 \text{ kN/m}$ $P_u = 2.87 \text{ kN}$
- A PELS : $q_s = 1 \text{ kN/m} - 5 \text{ kN/m}$ $P_s = 2.87 \text{ kN}$

a.1. Méthode forfaitaire [1]

➤ **Condition d'application :**

""Egwg'o 2 vj qf g'guv'wkkk' g'uk'hgu'eqpf kkkpu'uwkxcpvgu'uqpv'x²t^{kk}g' <
 30k^hcw's wg'ig'r rpej gt'uqk'«'uwtej cti g'o qf²t²g' <S 'Ö*4Q . '722P lo 4+
 40ngu'o qo gpv'f dpgt'kgu'f gu'uge'kpu'tcpuxgtucngu'uqpv'ngu'o 'o g'f cpu'ngu'f k^ht^gpgvu
 t^{cx}g' gu'gp'eqp'k²0"
 50Ngu'r qt^v gu'uwegukx'gu'uqpv'f cpu'wp'tcr r qtv'eqo r tku'gpvtg'².: "gv'3.47

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$$

 60Hkuwt'kqp'guv'pqp'r t²lwf k^hcdrg0
 F cpu'ig'ecu'q'Á'wpg'f g'egu'eqpf kkkpu'p^ogu'r cu'x²t^{kk}g'qp'cr r nks wg'ic'o 2 vj qf g'f g'Ecs wq'0'

a.2. Méthode de CAQUOT [1]

""Egwg'o 2 vj qf g'guv'cr r nks w²g'ngtus wg'ngpg'f gu'eqpf kkkpu'f g'ic'o 2 vj qf g'hqthckck'g'p^ogu'r cu'
 x²t^{kk}g'0'
 Gng'guv'dcu²g'uw't'ic'o 2 vj qf g'f gu'r qwt'gu'eqp'k²pgu.
 Gzr qu²'f g'ic'o 2 vj qf g' <
 O qo gpv'uw't'cr r wku' <

$$M_a = 0.15M_0$$
 ""Cr r wku'f g'tkxg0'

$$M_a = \frac{q_w l_w^3 + q_e l_e^3}{8.5(l_w + l_e)} \text{ Cr r wku'lpvgt}^2 \text{ f kckg}^0$$

$$C_x g_e \text{ } \text{ } M_2 = \frac{q l^4}{:}$$

❖ **Moment en travée :**
$$M_i \text{ } *x += -\frac{qx^4}{4} + \left(\frac{ql}{4} + \frac{M_e - M_w}{l} \right) x + M_w$$

Avec :

- M₀ <'ic'x'cngw't'o czk^o crg'f w'o qo gpv'h^hej ku^ocpv'f cpu'ej cs wg't^{cx}g'g' *o qo gpv'ku^oquc'vs wg+0
- (M_w ; M_e) <'ngu'x'cngwtu'cduqng'gu'f gu'o qo gpw'uw't'cr r wku'f g'i cwej g'gv'f g'f tqkg'tgur ge'v'xgo gpv'
 f cpu'ic't^{cx}g'eqpuk'²t²g'0'
- q_w <'ej cti g't²r ct'kg'«'i cwej g'f g'h^hcr r wk'eqpuk'²t²0"
- q_e <'ej cti g't²r ct'kg'«'f tqkg'f g'h^hcr r wk'eqpuk'²t²0'

Qp'ecrewn'f'g'ej cs wg'e^{1/2} 'f'g'nrcr r vk'ngu'iqpi wgwu'f'g'vcx² gu'he'vx'gu'ny'»'«'i cwej g'gv'ē' m_g¹ «' f tqkg.'cxge'<

/'m? n.....r qwt'wpg'vcx² g'f'g'tkx'g'

/m? 2.: ní 000 000 qwt'wpg'vcx² g'kpvgto ²f'kkt'g'

QÁ^ē'n' tgr t²ugpw'rc'r'qt^v g'f'g'rc'vcx² g'kdt'g'

a. Effort tranchant :

$$\begin{cases} T_w = \frac{ql}{4} + \frac{(M_w - M_e)}{l} \\ T_e = -\frac{ql}{4} + \frac{(M_w - M_e)}{l} \end{cases}$$

Avec :

-T_w < g'htv'tcpej cpv'«'i cwej g'f'g'nrcr r vk'eqpk² t²."

-T_e < g'htv'tcpej cpv'«'f tqkg'f'g'nrcr r vk'eqpk² t²0'

a.1.1. Vérification des conditions d'applications de méthode forfaitaire :

❖ **Plancher en corps creux (16+5)**

❖ **Plancher terrasse inaccessible**

I ? 8.55MP m²

S ? 3'MP m²

S ≤ max(2G; 5KN/m²+ī í í í 0x²t^{kk} g0

❖ **Plancher étages courants**

I ? 7.56MP m²

S ? 3.7MP m²

S ≤ max(2G; 5KN/m²+ī í í í 0x²t^{kk} g0

❖ Ngu'o qo gpw'f'qpgt'kgu'f'gu'uge'kpu'vcpxgtucrgu'uqpv'ngu'o 'o g'f'cpu'ngu'f'k^h t'gpygu vtcx² gu'gp'eqpv'kw² í í í í í 0X²t^{kk} g0

➤ **Poutrelle de type 01** : 25"tcx² gu

❖ Ngu'r qt v' gu' uweeguikx gu' uqp v' f' cpu' wp' tcr r qt v' eqo r tku' gpvt g' 2.: "gv' 3.47

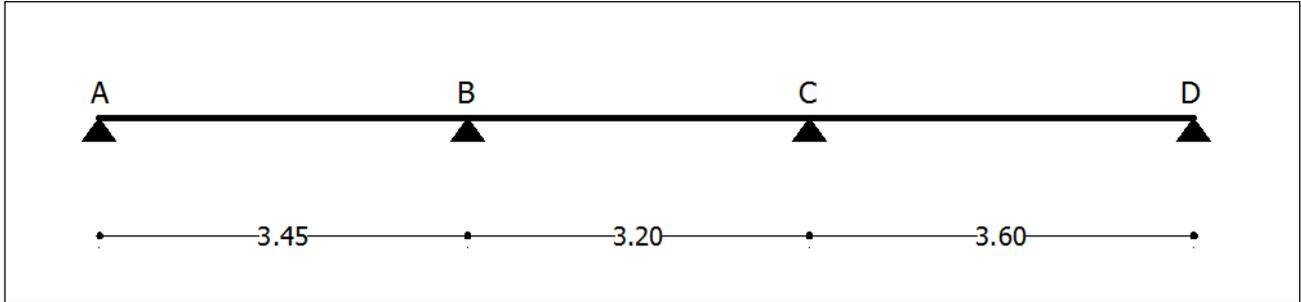


Figure III.12 : V{r g'3.'r qwtgmg'f g'5"tcx² gu0

➤ **Poutrelle de type 2** : 29"tcx² gu

❖ Ngu'r qt v' gu' uweeguikx gu' uqp v' f' cpu' wp' tcr r qt v' eqo r tku' gpvt g' 2.: "gv' 3.47

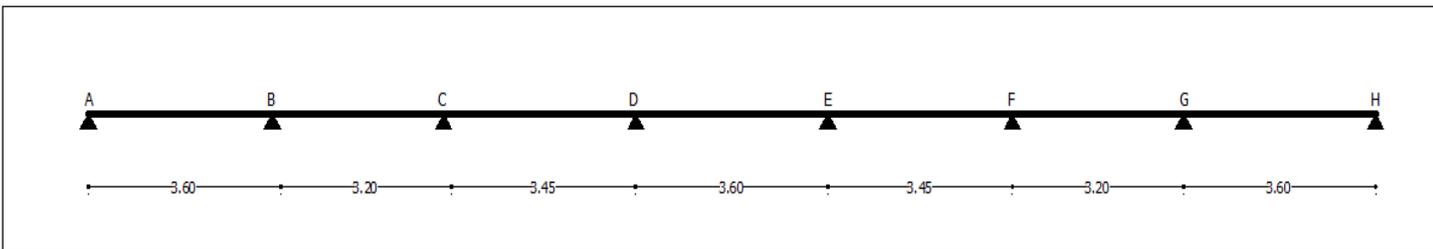


Figure III.13 : V{r g'4.'r qwtgmg'f g'9"tcx² gu.

"F qpe"qp" c" qwlqwtu" < 0,8 ≤ $\frac{L_i}{L_{i+1}}$ ≤ 1,25"í í í í 0x² t hgt 0'

F cpu' eg' ecu' qp" cr r nks wg' **la méthode forfaitaire.**

➤ **Exposée de la méthode**

Ng' r t kpek r g' eqpukng' c' wqt kugt' hg' t' cpuhgt v' f' g' o qo gpv' gpvt g' hgu' uge v' kpu' lwt' cr r wku. "gv' gp' t' cpuhgt v' f' g' o qo gpv' gpvt g' hgu' uge v' kpu' lwt' cr r wku. "gv' gp' t' cx² gu" gv' t² ek r tqs wgo gpv' 0'

❖ **Calcul des moments**

Uqkv" $\alpha = \frac{q}{q+g}$

Ng'u'o qo gpw'gp'tcx² gu'gv'gp'cr r wku'f qkx'gpv'x² tkhgt'<

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max\{(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0\} \quad ."$$

$$M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0 \dots \dots \dots \text{(cas d'une travée de rive) =}$$

$$M_{t1} \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0 \dots \dots \dots \text{(cas d'une travée intermédiaire);}$$

Avec :

/"M₀" <"xcrgwt"o czko crg" f w"o qo gpv' hř ej kuucpv' f cpu"ej cs wg" txc² g" *eoguv' mg" o qo gpv' kuqucvks wg+""

/M_g"gv'M_d <"gu'xcrgwtu'cduqmwgu'f gu'o qo gpw'uw'cr r wku'f g'i cwej g'gv'f g'f tqkg't gur ge'v'xgo gpv' f cpu'rc" txc² g'eqpuk² t² g'=""

- M_t <"g'o qo gpv'o czko cr'gp" txc² g'f cpu'rc" txc² g'eqpuk² t² g'=""
- O " ? " 2.37M₀ í í í í í í í í í " Cr r w'k'f g'tkxg'=""
- O " ? " 2.8M₀ í í í í í í í í í " Rqwt'wpg'r qwtg" <"f gwz" txc² gu'=""
- O " ? " 2.7M₀ í í í í í í í í í " Rqwt'igu'cr r wku'xqkukpu'f gu'cr r wku'f g'tkxg'f owpg r qwtg" <"r nw'f g'f gwz" txc² gu'=""

/O " ? " 2.6M₀ í í í í " Rqwt'igu'cwtgu'cr r wku'kpvtgto² f kckt gu'f owpg'r qwtg" <"r nw'f g'25" txc² gu'0

❖ **Calcul des efforts tranchants**

$$\left\{ \begin{array}{l} T_w = \frac{ql}{2} + \frac{(M_e + M_w)}{l} \\ T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{(M_e + M_w)}{l} \end{array} \right.$$

Avec :

$$T_w <"Ghqtv'tcpej cpv'<"i cwej g'f g'ncr r w'k'eqpuk² t²."$$

$$T_e <"Ghqtv'tcpej cpv'<"f tqkg'f g'ncr r w'k'eqpuk² t²."$$

b. Evaluation des charges et surcharges

Tableau III.1 : Gxncwvklpp'f gu'ej cti gu'gv'wtej cti gu.

Plancher	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	q _u = (1,35G + 1,5Q) * 0,65	q _{ser} = (G + Q) * 0,65
Terrasse	8.55	3.22	8.75	6.98
Etage Courant	7.56	3.7	8.37	6.67
Etage service (bureau)	5,34	2,50	7.12	5,096

Le plancher courant « à usage bureau » est le plus sollicité.

- Application

- ❖ Plancher terrasse inaccessible

- Calcul à l'ELU

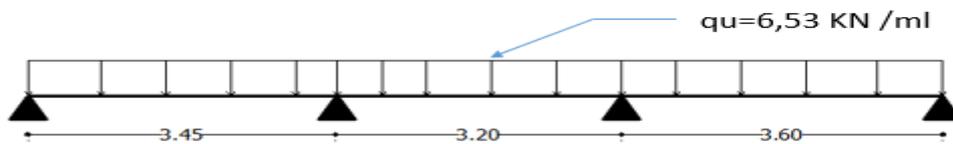


Figure III.14 : uej² o c'uvvks wg'f g'Rqwtgmg'«'25'v'cx² gu0

Avec :

- ❖ Moment isostatique : $*M_0)_{ij} = \frac{q_u \times l_{ij}^2}{8} \dots \dots \dots d'ou:$

- ✓ $*M_0)_{AB} = 9,72 \text{ KN.m.}$
 - ✓ $*M_0)_{BC} = 8,36 \text{ KN.m.}$
 - ✓ $*M_0)_{CD} = 10,58 \text{ KN.m.}$

❖ Moment aux appuis

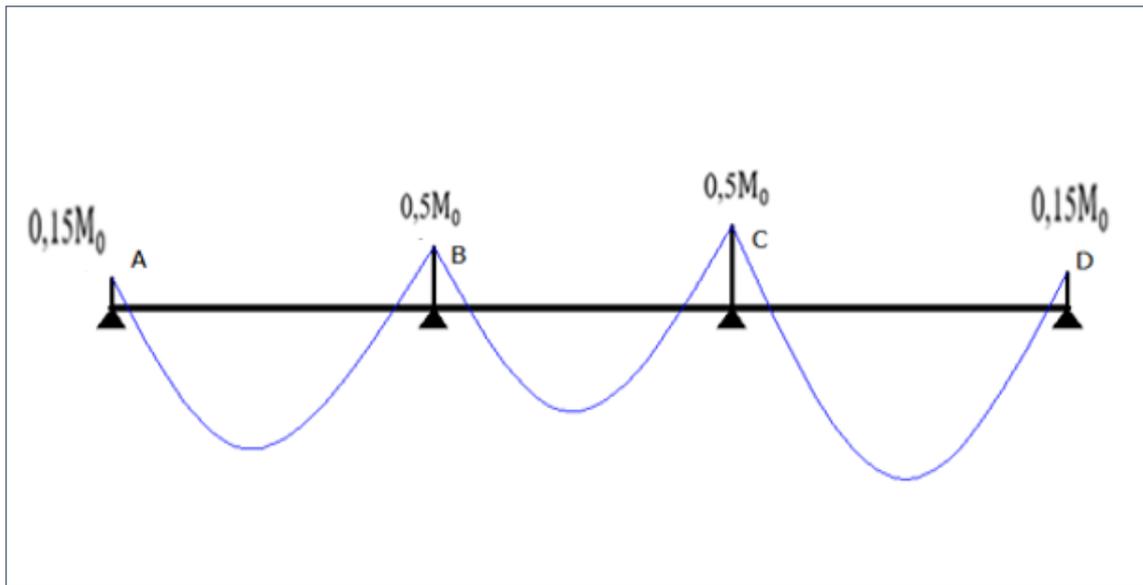


Figure III.15 <F kci tco o g'f gu"o qo gpw'hrf ej kuocpv"<"nGNW.

F αÁ"ž

- ✓ $M_A = 1,46KN.m.$
- ✓ $M_B = 4,18KN.m.$
- ✓ $M_C = 5,29KN.m.$
- ✓ $M_D = 1,59KN.m.$

• Moment en travée : (M_t^{max})

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{2,5}{2,5+5,34} = 0,32"$$

$$\begin{cases} (1 + 0,3\alpha) = 1,09 \\ \frac{1+0,3\alpha}{2} = 0,55 \\ \frac{1,2+0,3\alpha}{2} = 0,65 \end{cases}$$

✓ Vtcx² g"CD" *tcx² g'f g'tkxg+!"<

- $M_t \geq \max \left\{ \begin{matrix} 1,05M_0 \\ (1 + 0,3\alpha)M_0 \end{matrix} \right\} - \frac{M_w+M_e}{2} \Rightarrow M_t \geq 7,83KN.m$
- $M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0 \Rightarrow M_t \geq 6,3KN.m"$

F αÁ"ž ($M_t)_{AB} = 7,83KN.m.$

✓ Vtcx² g"DE" *tcx² g'lpvto ² fcktg+!"<

- $M_t \geq \max \left\{ \begin{matrix} 1,05M_0 \\ (1 + 0,3\alpha)M_0 \end{matrix} \right\} - \frac{M_w + M_e}{2} \Rightarrow M_t \geq 4,43KN.m$
- $M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0 \Rightarrow M_t \geq 4,58KN.m$

Fonction de $(M_t)_{BC} = 4,58KN.m$.

✓ Vitesse g'EF "tcx² g'f g'tkxg+<

- $M_t \geq \max \left\{ \begin{matrix} 1,05M_0 \\ (1 + 0,3\alpha)M_0 \end{matrix} \right\} - \frac{M_w + M_e}{2} \Rightarrow M_t \geq 8,16KN.m$
- $M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0 \Rightarrow M_t \geq 6,86KN.m$

Fonction de $(M_t)_{CD} = 8,16KN.m$.

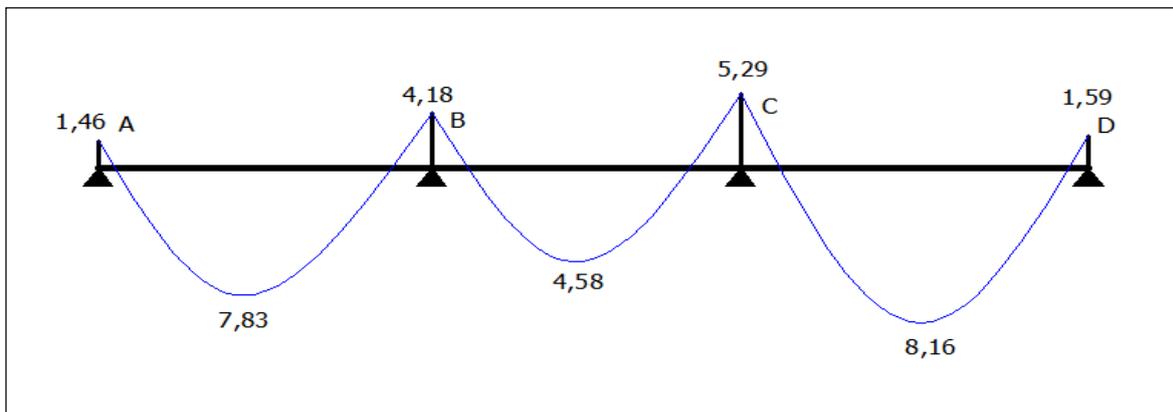


Figure III.16 : Fonction de moment de la poutre hyperstatique

✓ Effort tranchant

- Vitesse g'CD "tcx² g'f g'tkxg+<

$$\begin{cases} T_A = \frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{l} = 12,05KN. \\ T_B = -\frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{l} = -10,47KN. \end{cases}$$

- Vitesse g'DE "tcx² g'f g'tkxg+<

$$\begin{cases} T_B = \frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{l} = 10,80KN. \\ T_C = -\frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{l} = -10,10KN. \end{cases}$$

- Vitesse g'EF "tcx² g'f g'tkxg+<

$$\left\{ \begin{aligned} T_C &= \frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{l} = 10,72 \text{ KN.} \\ T_D &= -\frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{l} = -12,78 \text{ KN.} \end{aligned} \right.$$

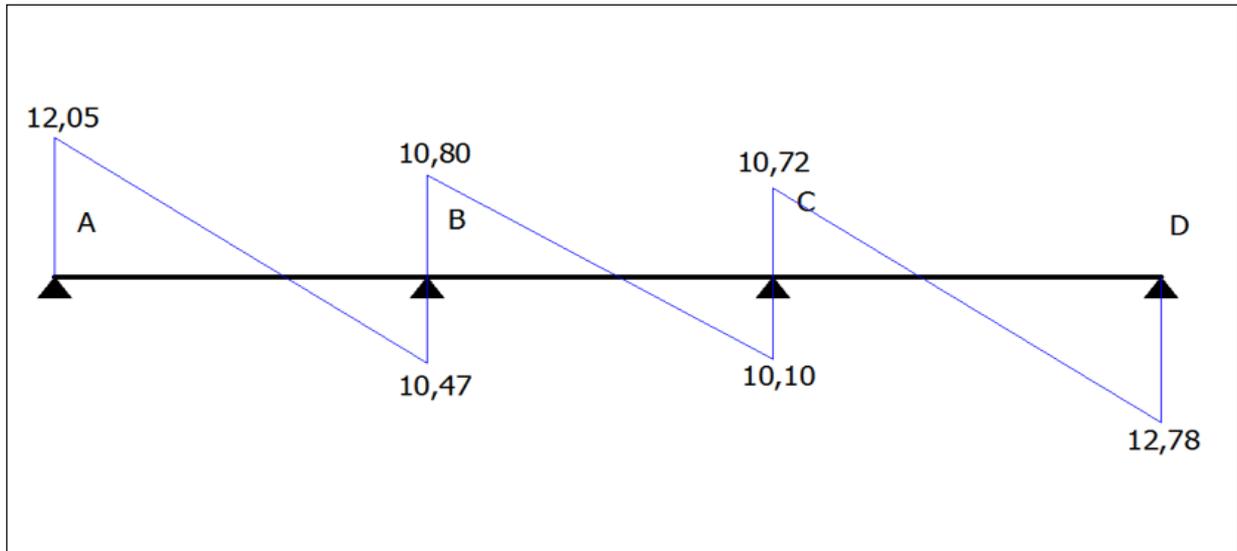


Figure III.17 : Réactions d'appui

Calcul des moments et des réactions

Tableau III.2 : Moments et réactions

Travée	L (m)	q_u (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	T_g (KN)	T_d (KN)
AB	5.67	8.75	1.94	3.68	6.3	9.5	34.27	32.69
BC	5.42	8.75	1.58	6.3	7.4	6.7	32.2	32.32
CD	5.82	8.75	32.7	7.4	3.7	8.3	32.94	34.9

➤ Calcul à l'ELS

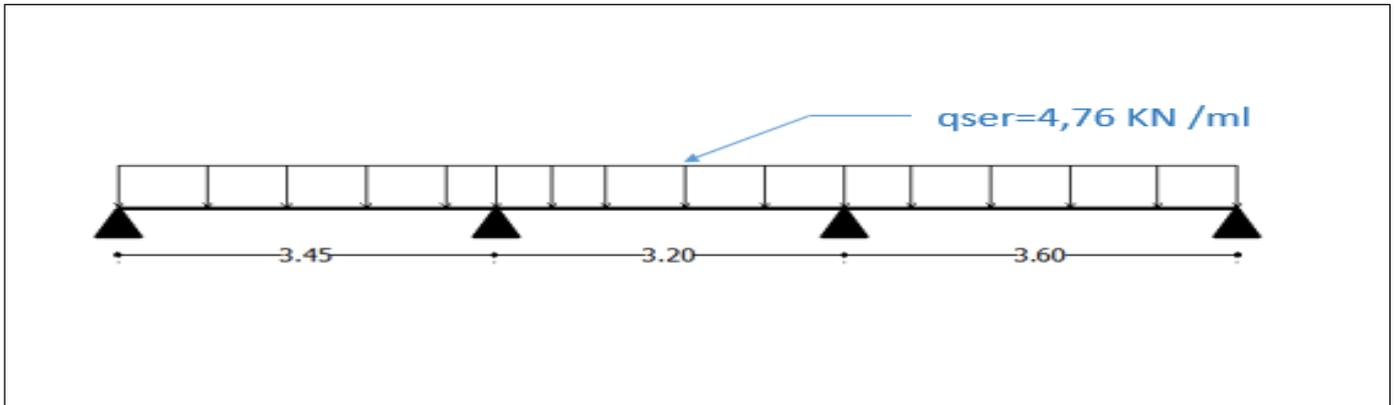


Figure III.18 : uej² o c'uvvks wg'f g'Rqwtgmg'«'25'tcx² gu0

Cxge'«'

- **Moment isostatique :** $*M_0)_{ij} = \frac{q_u \times l_{ij}^2}{8} \dots \dots \dots d'ou:$
 - ✓ $*M_0)_{AB} = 7,08 \text{ KN.m.}$
 - ✓ $*M_0)_{BC} = 6,09 \text{ KN.m.}$
 - ✓ $*M_0)_{CD} = 7,71 \text{ KN.m.}$

• **Moment aux appuis**

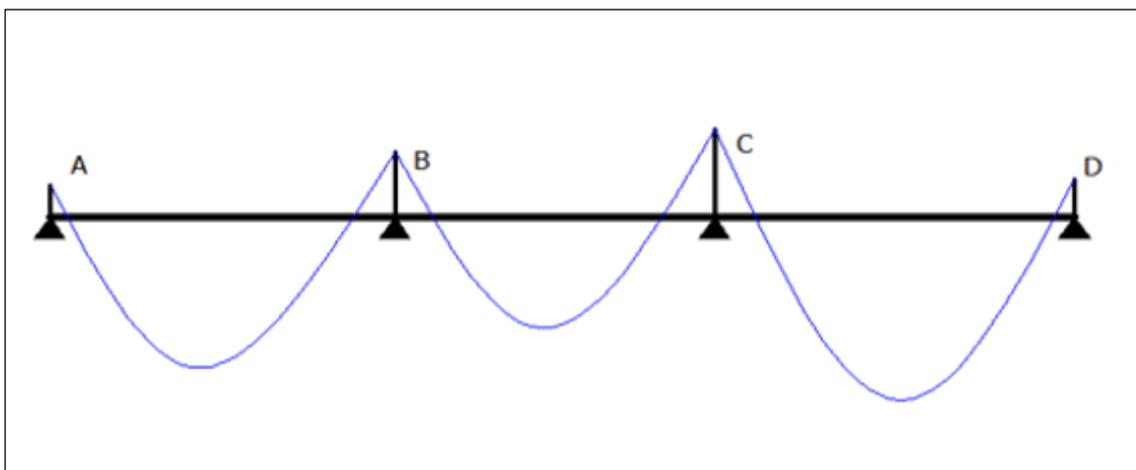


Figure III.19 : Fkci tco o g'f gu'o qo gpv'h'f ej kuicpv'«'nGNU.

Fonction

- ✓ $M_A = 1,06KN.m.$
- ✓ $M_B = 3,05KN.m.$
- ✓ $M_C = 3,86KN.m.$
- ✓ $M_D = 1,16KN.m.$

• **Moment en travée : (M_t^{max})**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1,5}{1,5+5,35} = 0,32$$

$$\left\{ \begin{array}{l} (1 + 0,3\alpha) = 1,09 \\ \frac{1+0,3\alpha}{2} = 0,55 \\ \frac{1,2+0,3\alpha}{2} = 0,65 \end{array} \right.$$

✓ Vitesse de calcul

- $M_t \geq \max \left\{ \frac{1,05M_0}{(1 + 0,3\alpha)M_0} \right\} - \frac{M_w+M_e}{2} \Rightarrow M_t \geq 5,7KN.m$
- $M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0 \Rightarrow M_t \geq 4,59KN.m$

Fonction (M_t)_{AB} = 5,7KN.m.

✓ Vitesse de calcul

- $M_t \geq \max \left\{ \frac{1,05M_0}{(1 + 0,3\alpha)M_0} \right\} - \frac{M_w+M_e}{2} \Rightarrow M_t \geq 3,21KN.m$
- $M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0 \Rightarrow M_t \geq 3,34KN.m$

Fonction (M_t)_{BC} = 3,34KN.m.

✓ Vitesse de calcul

- $M_t \geq \max \left\{ \frac{1,05M_0}{(1 + 0,3\alpha)M_0} \right\} - \frac{M_w+M_e}{2} \Rightarrow M_t \geq 5,94KN.m$
- $M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0 \Rightarrow M_t \geq 4,23KN.m$

Fonction (M_t)_{CD} = 5,94KN.m.

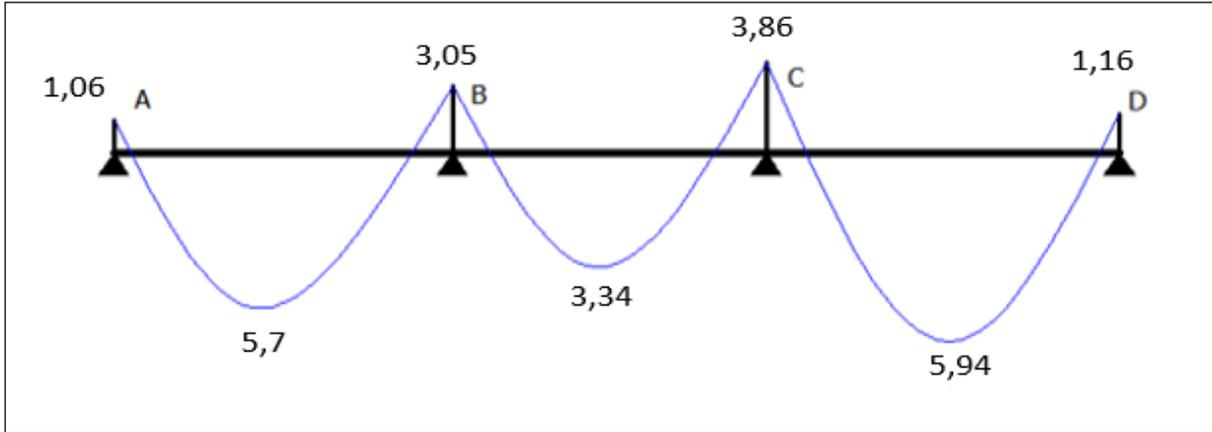


Figure III.20 : Effort tranchant

✓ Effort tranchant

- Effort tranchant à l'appui A

$$\begin{cases} T_A = \frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{l} = 8,79KN. \\ T_B = -\frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{l} = -7,63KN. \end{cases}$$

- Effort tranchant à l'appui B

$$\begin{cases} T_B = \frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{l} = 7,87KN. \\ T_C = -\frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{l} = -7,37KN. \end{cases}$$

- Effort tranchant à l'appui C

$$\begin{cases} T_C = \frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{l} = 7,82KN. \\ T_D = -\frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{l} = -9,32KN. \end{cases}$$

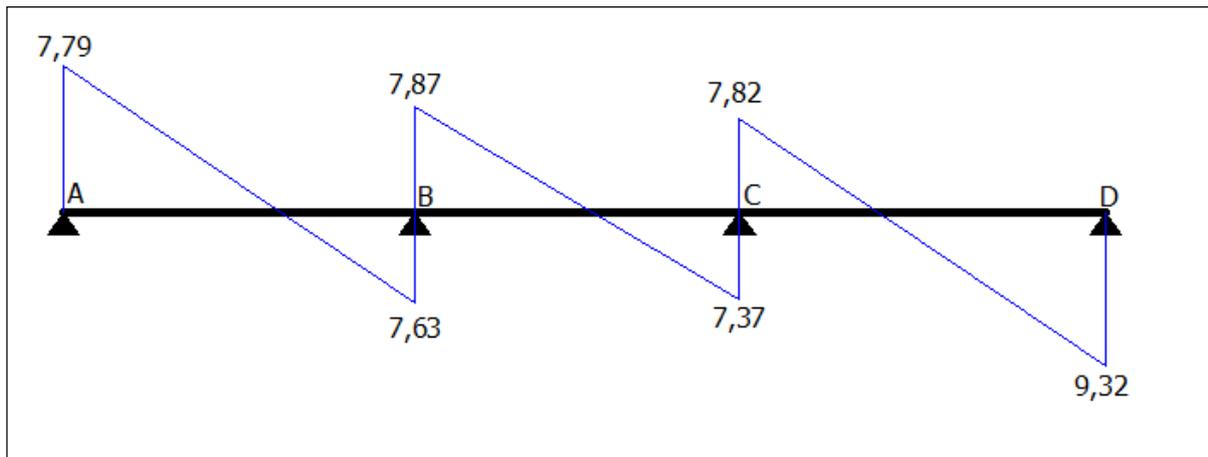


Figure III.21 : Réactions d'appui

Calcul des moments et des tractions

Tableau III.3 : Moments et tractions

Travée	L (m)	q_u (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	T_g (KN)	T_d (KN)
AB	5.67	6.98	9.2	3.28	5.27	7.9	9	9.85
BC	5.4	6.98	8.2	5.27	5.8	5.56	9.9	9.59
CD	5.8	6.98	9.93	5.8	3.38	7.6	9.4	9.54

❖ Plancher étages courants :

➤ Calcul à l'ELU :

Calcul des moments et des tractions

Tableau III.4 : Moments et tractions

Travée	L (m)	q_u (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	T_g (KN)	T_d (KN)
AB	5.67	8.36	9.36	3.59	5.5	9.59	33.55	9.7
BC	5.4	8.36	9.8	5.5	6.8	6.53	32.37	9.6
CD	5.8	8.36	9.7	6.8	3.6	9.89	32.2	34.24

➤ Calcul à l'ELS :

Ngu't² uwncv'uqpv'tgi tqw² u'f cpu'hg'cdrgcw'uwkcpv'<

Tableau III.5 : Ngu'uqmekcwkqpu'f cpu'rc'r qwtgmg'f g'v'r g'3"<hGNU.

Travée	L (m)	q_u (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	T_g (KN)	T_d (KN)
AB	5.67"	6.66"	8.83"	2.; ; "	4.: 6"	7.54"	: .4"	/9.34"
BC	5.4"	6.66"	7.8: "	4.: 6"	5.8"	5.33"	9.56"	/8.: 8"
CD	5.8"	6.66	9.3; ; "	5.8"	3.2: "	7.76"	9.4; ; "	/: .8; ; "

❖ Plancher étages service :

➤ Calcul à l'ELU :

Ngu't² uwncv'uqpv'tgi tqw² u'f cpu'hg'cdrgcw'uwkcpv'<

Tableau III.6 : Ngu'uqmekcwkqpu'f cpu'rc'r qwtgmg'f g'v'r g'3"<hGNW0

Travée	L (m)	q_u (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	T_g (KN)	T_d (KN)
AB	5.67"	9.34"	32.7; ; "	3.7; ; "	6.78"	: .74"	35.36"	/33.64"
BC	5.4"	9.34"	; .33"	6.78"	7.99"	6.; ; "	33.99"	/33.23"
CD	5.8"	9.34	33.75"	7.99"	3.95"	: .58"	33.8; ; "	/35.; ; 6"

➤ Calcul à l'ELS :

Ngu't² uwncv'uqpv'tgi tqw² u'f cpu'hg'cdrgcw'uwkcpv'<

Tableau III.7 : Ngu'uqmekcwkqpu'f cpu'rc'r qwtgmg'f g'v'r g'3"<hGNU.

Travée	L (m)	q_u (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	T_g (KN)	T_d (KN)
AB	5.67"	7.2; 8"	9.7: "	3.36"	5.48"	8.33"	; .6"	/: .3: "
BC	5.4"	7.2; 8"	8.74"	5.48"	6.35"	5.79"	: .64"	/9.: : "
CD	5.8"	7.2; 8	: .48"	6.35"	3.46"	8.59"	: .59"	/; .; ; 9"

➤ Poutrelle de type 02 : 29"tcx² gu

c. Evaluation des charges et surcharges :

Tableau III.8 : Gxcncvkwq'f gu'ej cti gu'gv'wtej cti g0

Plancher	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	$q_u = (1,35G + 1,5Q) * 0,65$	$q_{ser} = (G + Q) * 0,65$
Terrasse	8.55	3	8.75	6.98
Etage courant	7.56	3.7	8.37	6.67
Etage service	7.56	4.7	9.34	7.2; 8

Application

❖ Plancher terrasse inaccessible

➤ Calcul à l'ELU

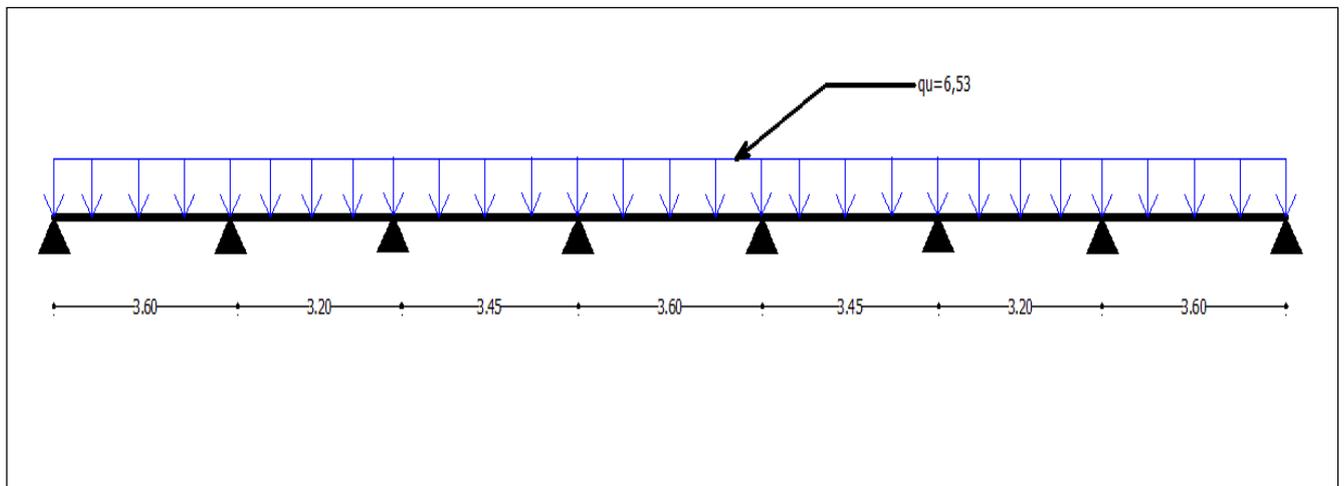


Figure III.22 : Uej 2 o c'wvkw g'f g'Rqwt grng'«'7"tcx² gu0

- **Moment isostatique :** $(M_0)_{ij} = \frac{q_u \times l_{ij}^2}{8} \dots \dots \dots d'ou:$
 - ✓ $(M_0)_{AB} = (M_0)_{DE} = (M_0)_{GH} = 10,58 \text{ KN.m.}$
 - ✓ $(M_0)_{BC} = (M_0)_{FG} = 8,36 \text{ KN.m.}$
 - ✓ $(M_0)_{CD} = (M_0)_{EF} = 9,72 \text{ KN.m.}$

• **Moment aux appuis**

Fonction

- ✓ $M_A = 1,59 \text{ KN.m.}$
- ✓ $M_B = 4,18 \text{ KN.m.}$
- ✓ $M_C = 3,89 \text{ KN.m.}$
- ✓ $M_D = 4,23 \text{ KN.m.}$
- ✓ $M_E = 3,89 \text{ KN.m.}$
- ✓ $M_F = 3,34 \text{ KN.m.}$
- ✓ $M_G = 5,29 \text{ KN.m.}$
- ✓ $M_H = 1,59 \text{ KN.m.}$

• **O qo gpv'gp'v'cx² g'<(M_t^{max})**

$$\alpha = \frac{q}{q+G} = \frac{2,5}{2,5+5,34} = 0,32$$

$$\begin{cases} (1 + 0,3\alpha) = 1,09 \\ \frac{1+0,3\alpha}{2} = 0,55 \\ \frac{1,2+0,3\alpha}{2} = 0,65 \end{cases}$$

- ✓ $V_{cx^2} \text{ g'CD' } \dots \dots \dots$

- $M_t \geq \max \left\{ \frac{1,05M_0}{(1 + 0,3\alpha)M_0} \right\} - \frac{M_w+M_e}{2} \Rightarrow M_t \geq 8,71 \text{ KN.m}$
- $M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0 \Rightarrow M_t \geq 6,86 \text{ KN.m}$

Fonction $(M_t)_{AB} = 8,71 \text{ KN.m.}$

- ✓ $V_{cx^2} \text{ g'DE' } \dots \dots \dots$

- $M_t \geq \max \left\{ \frac{1,05M_0}{(1 + 0,3\alpha)M_0} \right\} - \frac{M_w+M_e}{2} \Rightarrow M_t \geq 5,12 \text{ KN.m}$
- $M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0 \Rightarrow M_t \geq 5,42 \text{ KN.m}$

Fonction $(M_t)_{BC} = 5,42 \text{ KN.m.}$

✓ Vtcx² g'EF "tcx² g'lpvgt^o 2 f kctg+"<

- $M_t \geq \max \left\{ \frac{1,05M_0}{(1 + 0,3\alpha)M_0} \right\} - \frac{M_w + M_e}{2} \Rightarrow M_t \geq 6,55KN.m$
- $M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0 \Rightarrow M_t \geq 5,33KN.m$

FøqÁ"¿(M_t)_{CD} = 6,55 KN.m.

✓ Vtcx² g'FG "tcx² g'lpvgt^o 2 f kctg+"<

FøqÁ"¿(M_t)_{DE} = 7,53 KN.m.

✓ Vtcx² g'GH "tcx² g'lpvgt^o 2 f kctg+"<

FøqÁ"¿(M_t)_{EF} = 7,04 KN.m.

✓ Vtcx² g'HI "tcx² g'lpvgt^o 2 f kctg+"<

FøqÁ"¿(M_t)_{FG} = 4,84 KN.m.

✓ Vtcx² g'IJ "tcx² g'f'g'tkxg+"<

FøqÁ"¿(M_t)_{GH} = 8,15 KN.m.

✓ **Effort tranchant**

- Vtcx² g'CD "tcx² g'f'g'tkxg+"<

$$\begin{cases} T_A = \frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{l} = 12,47KN. \\ T_B = -\frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{l} = -11,03KN. \end{cases}$$

- Vtcx² g'DE "tcx² g'lpvgt^o 2 f kctg+"<

$$\left. \begin{matrix} \dots\dots\dots\dots\dots\dots \\ \dots\dots\dots\dots\dots\dots \end{matrix} \right\} \begin{cases} T_B = \frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{l} = 10,36KN. \\ T_C = -\frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{l} = -10,54KN. \end{cases}$$

- Vtcx² g'EF "tcx² g'lpvto² fcktg+<

$$\left\{ \begin{array}{l} T_C = \frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{l} = 11,36KN. \\ T_D = -\frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{l} = -11,16KN. \end{array} \right.$$

- Vtcx² g'FG "tcx² g'lpvto² fcktg+<

$$\left\{ \begin{array}{l} T_D = \frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{l} = 11,66KN. \\ T_E = -\frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{l} = -11,84KN. \end{array} \right.$$

- Vtcx² g'GH "tcx² g'lpvto² fcktg+<

$$\left\{ \begin{array}{l} T_E = \frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{l} = 11,10KN. \\ T_F = -\frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{l} = -11,42KN. \end{array} \right.$$

- Vtcx² g'HI "tcx² g'lpvto² fcktg+<

$$\left\{ \begin{array}{l} T_C = \frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{l} = 11,06KN. \\ T_D = -\frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{l} = -9,84KN. \end{array} \right.$$

- Vtcx² g'IJ "tcx² g'f'g'tkxg+<

$$\left\{ \begin{array}{l} T_G = \frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{l} = 10,72KN. \\ T_H = -\frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{l} = -12,78KN. \end{array} \right.$$

Ngu't²uwncu'uqpv'tgi tqw²u'fcpu'g'v'cdrgcw'uwkcpv'<

Tableau III.9 : Ngu'uqmkckv'qpu'fcpu'rc'r qwtgmg'f g'v'f r g'4"«'nGNW

Travée	L (m)	q_u (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	T_g (KN)	T_d (KN)
AB	5.8"	8.75"	32.7: "	3.7; "	6.3: "	: .93"	34.69"	/33.25"
BC	5.4"	8.75"	: .58"	6.3: "	5.: ; "	7.64"	32.58"	/32.76"
CD	5.67"	8.75"	; .94"	5.: ; "	6.45"	8.77"	33.58"	/33.38"
DE	5.8"	8.75"	32.7: "	6.45"	5.: ; "	9.75"	33.88"	/33.: 6"
EF	5.67"	8.75"	; .94"	5.: ; "	5.56"	9.26"	33.32"	/33.64"
FG	5.4"	8.75"	: .58"	5.56"	7.4; "	6.: 6"	33.28"	/; :. 6"
GH	5.8"	8.75"	32.7: "	7.4; "	3.7; "	: .37"	32.94"	/34.9: "

➤ **Calcul l'ELS**

Ngu't²uwncu'uqpv'tgi tqw²u'fcpu'g'v'cdrgcw'uwkcpv'<

Tableau III.10 <Ngu'uqmkckv'qpu'fcpu'rc'r qwtgmg'f g'v'f r g'4"«'nGNU

Travée	L (m)	q_s (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	T_g (KN)	T_d (KN)
AB	5.8"	6.98"	9.93"	3.38"	5.27"	8.57"	; .3"	/: .26"
BC	5.4"	6.98"	8.2; "	5.27"	4.: 5"	5.; 7"	9.77"	/9.8; "
CD	5.67"	6.98"	9.2: "	4.: 5"	5.2: "	6.: 3"	: .4: "	/: .36"
DE	5.8"	6.98"	9.93"	5.2: "	4.: 5"	7.72"	: .7"	/: .86"
EF	5.67"	6.98"	9.2: "	4.: 5"	4.66"	7.35"	: .32"	/: .54"
FG	5.4"	6.98"	8.2; "	4.66"	5.: 8"	5.; 7"	: .28"	/9.3: "
GH	5.8"	6.98"	9.93"	5.: 8"	3.38"	7.; 6"	9.: 4"	/; .54"

Plancher étages courants

➤ **Calcul l'ELU**

Ngu't² uwncvu'upv'tgi tqwr² u'f cpu'hg'cdrgcw'uwkcpv'<

Tableau III.11 <Ngu'uqmkckvqpu'f cpu'rc'r qwt gmg'f g'v{r g'4'<'nGNWO

Travée	L (m)	q_u (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	T_g (KN)	T_d (KN)
AB	5.8"	8.37"	; ; 8"	3.6; "	5.; 6"	: .42"	32.5; "	/33.97"
BC	5.4"	8.37"	9.: 9"	5.; 6"	5.88"	7.32"	; .97"	/; ; 5"
CD	5.67"	8.37"	; .37"	5.88"	5.; : "	8.43"	33.92"	/32.74"
DE	5.8"	8.37"	; ; 8"	5.; : "	5.88"	9.3"	32.; ; "	/33.37"
EF	5.67"	8.37"	; .37"	5.88"	5.37"	8.85"	32.68"	/32.98"
FG	5.4"	8.37"	9.: 9"	5.37"	6.; : "	7.3"	32.63"	/; .49"
GH	5.8"	8.37"	; ; 8"	6.; : "	3.6; "	9.8: "	32.32"	/34.26"

➤ **Calcul l'ELS**

Ngu't² uwncvu'upv'tgi tqwr² u'f cpu'hg'cdrgcw'uwkcpv'<

Tableau III.12 <Ngn'uqnlkcvkqpu'fcpu'rc'r qwtgmg'f'g'v{r g'4"<"mGNUO

Travée	L (m)	q_s (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	T_g (KN)	T_d (KN)
AB	5.8"	6.67"	9.43"	3.2: "	4.: 7"	7.; 6"	: .72"	/9.74"
BC	5.4"	6.67"	7.92"	4.: 7"	4.87"	5.8; "	9.28"	/9.3: "
CD	5.67"	6.67"	8.84"	4.87"	4.: : "	6.72"	9.97"	/9.83"
DE	5.8"	6.67"	9.43"	4.: : "	4.87"	7.36"	9.; 7"	/: .29"
EF	5.67"	6.67"	8.84"	4.87"	4.4: "	6.: 2"	9.79"	/9.9; "
FG	5.4"	6.67"	7.92"	4.4: "	5.83"	5.8; "	9.76"	/8.92"
GH	5.8"	6.67"	9.43"	5.83"	3.2: "	7.78"	9.53"	/: .93"

Plancher étages service

➤ Calcul l'ELU

Ngn't²uwncv'uqpv'tgi tqwr²u'fcpu'rg'cdrgcw'uwkcpv'<

Tableau III.13 <Ngn'uqnlkcvkqpu'fcpu'rc'r qwtgmg'f'g'v{r g'4"<"mGNWO

Travée	L (m)	q_u (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	T_g (KN)	T_d (KN)
AB	5.8"	9.34"	33.75"	3.95"	6.78"	; .6; "	35.83"	/34.25"
BC	5.4"	9.34"	; .33"	6.78"	6.46"	7.; 2"	33.4; "	/33.6; "
CD	5.67"	9.34"	32.7; "	6.46"	6.83"	9.3; "	34.5; "	/34.39"
DE	5.8"	9.34"	33.75"	6.83"	6.46"	: .44"	34.94"	/34.; 4"
EF	5.67"	9.34"	32.7; "	6.46"	5.86"	9.88"	34.33"	/34.67"
FG	5.4"	9.34"	; .33"	5.86"	7.99"	7.; 2"	34.28"	/32.94"
GH	5.8"	9.34"	33.75"	7.99"	3.95"	: : ; "	33.92"	/35.; 4"

➤ Calcul l'ELS

Ng'u't² uwnxw'uqpv'tgi tqw² u'f cpu'hg'vcdrgw'uwkxcpv'<

Tableau III.14 <Ng'uqmkckvkpu'f cpu'rc'r qwtgmg'f g'v{r g"4"<"nGNUO

Travée	L (m)	q_s (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	T_g (KN)	T_d (KN)
AB	5.8"	7.2; 8"	: .48"	3.46"	5.48"	8.: 2"	; Ø5"	/: .83"
BC	5.4"	7.2; 8"	8.74"	5.48"	5.25"	6.44"	: .2: "	/: .44"
CD	5.67"	7.2; 8"	9.7: "	5.25"	5.52"	7.37"	: .: 9"	/: .93"
DE	5.8"	7.2; 8"	: .48"	5.52"	5.25"	7.: : "	; .2; "	/; .47"
EF	5.67"	7.2; 8"	9.7: "	5.25"	4.83"	7.37"	: .89"	/: .: ; 3"
FG	5.4"	7.2; 8"	8.74"	4.83"	6.35"	6.44"	: .85"	/9.89"
GH	5.8"	7.2; 8"	: .48"	6.35"	3.46"	8.59"	: .59"	/; .: ; 9"

• Ferrailage des poutrelles

Ng'ecrewi'ug'htc'r qwt'wpg'ugevkqp'gp"V"uqwo ku"<"wpg'hrzkqp"uko r ng0'

UK'< $M_u \leq M_{tu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \Rightarrow$ "nczg'pgwtg'r cuug'r ct'rc"vcdrg'f g'eqo r tguikqp"=>'rc'ugevkqp'gp"V"
ugtc'ecrewi'f'eqo o g'wpg'ugevkqp'tgevcpi wrckg"*d, j -0'

UK'< $M_u \geq M_{tu} \Rightarrow$ "nczg'pgwtg'r cuug'r ct'rc'pgtxwtg'"=>'ng'ecrewi'ug'htc'r qwt'wpg'ugevkqp'gp"V0'

• Ferrailage longitudinal

Ng'httckmci g'ug'htc'gp'hrzkqp"uko r ng'uqwu'ngu'uqmkckvkpu'ngu'r nwu'f² hcxqtcdrngu0'

• Planche corps creux (16+5)

➤ V{r g"23"<r qwtgmg'c"25"vtx² gu"<

❖ Plancher terrasse

❖ En travée

$$M_{t\max} = 8,16 \text{ KN.m}$$

$$M_{tu} = bh_0 f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_{tu} = 650 \times 50 \times 14,17 \times \left(189 - \frac{50}{2} \right) = 75,53 \text{ KN.m}$$

$$Q_{p^2} < M_{t\max} = 8,16 \text{ KN.m} \leq M_{tu} = 75,53 \text{ KN.m} \Rightarrow \text{ecre wlf } \sigma_{pg} \text{ uge vqp' tgevcpi wrktg}$$

$$*87,43 \text{ cm}^2.$$

$$\mu_u = \frac{M_{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{8,16 \times 10^6}{650 \times 189^2 \times 14,17} = 0,025$$

$$\mu_u = 0,025 \leq \mu_l = 0,392 \text{ (FeE 400)} \Rightarrow A'_s = 0 \Rightarrow \text{Ngu'cto cwt gu'eqo rtko }^2 \text{ gu'pg' uqpvr cu}$$

$$p^2 \text{ eguuct gu'}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u} \right) = 2,25$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 3,89 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_{\max}}{Z \times \sigma_s} = 1,26 \text{ cm}^2$$

$$F_{qpe} < A_s = 1,26 \text{ cm}^2$$

$$U_{qk} < A_s = 3T10 = 2,36 \text{ cm}^2$$

• Ferrailage en appuis

$$\text{Ngu't}^2 \text{ uwnw'uqpvtgi tqw}^2 \text{ u'f cpu'hg'cdrgcw'wkwcpv'}$$

Tableau. III.15

	M_u (KN.m)	μ	$\mu < \mu_R$	A'_s (cm ²)	α	Z (cm)	A_s (cm ²)	Choix	A_s (cm ²)
Travée	8,16"	0,025"	Qwk'	2"	2.25"	3: .89"	1,26"	3T10"	2,36"
Appuis	7.4;	2.238"	Qwk'	""2"	2.24"	3: .97"	2.: 3"	3V34- "3V32"	3.; 4"

1. Vérification à l'ELU

➤ Condition de non fragilité

$$A_s \geq A_{s\ min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \geq [1]$$

Tableau. III.16

Position	A_s (choisi)	$A_{s\ min}$	Observation
Travée	2,36	1,48	Vérifiée
Appuis	1,92	1,48	Vérifiée

➤ Effort tranchant

Rqwt "nghqtvtcej cpv"rc"x²tkhecvqp'f wekuckngo gpvug'htc'f cpu'g'ecu'g'r muf²hcxtcdrg"
eoguv«/fktg»

$$Qp'f\ qk/x^2\ tktgt's\ wg < \tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) = 3,33\text{O Rc'í í í Hkuwtcvqp'r gw'pwkukdrg0}$$

$$Vgr's\ wg < \tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d}$$

Tableau. III.17 : X²tkhecvqp'f g'nghtvtcej cpv

Appuis	T_u^{max} (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
Travée	32.: 2"	2.2: : "	5.55"	X ² tktg"
Rive	34.9: "	2.326"	5.55"	X ² tktg"

2. Vérification à l'ELS

➤ **Vérification des contraintes des armatures**

Nc' hkuwt cvkp'2 vcpv' r gw'pwkudng. 'f qpe' r cu' f g'x² tkhecvkp' «' n² cv' f g' n² qwx gt wt g' f gu' hkuwt gu. " gv'gng' ug' rko kg' «' egng' eqpegt pcpv' n² cv' f g' eqo r t gukqp' f w'd² vqp0'

➤ **Vérification des contraintes du béton**

Uqk'è' { 'i' 'r' f kucpeg' f w'egpv' g' g' i' tckx² ' f g' r' ugecvkp' } qo qi³ pg' r ct' rgs wgn' r cuug. ' ncz g' pgwt g' «' r' hdt g' r' n² u' eqo r tko² 0'

Nc' ugecvkp' 2 vcpv' uqwo kug' «' wp' o qo gpv M_{ser}. 'r' eqpv' ckpv' «' wp' g' f kucpeg' è' { 'i' 'f' g' ncz g' pgwt g' <' "

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

F ær t³ u' n² qti cpki tco o g' f g' r' x² tkhecvkp' f øwp' g' ugecvkp' t gevpi wck g' «' n² GNU. ' qp' f qk' x² tkhg' s wg' <' "

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa [1]}$$

• **Determination de l'axe neuter**

Qp' uwr r qug' s wg' ncz g' pgwt g' ug' t qwx g' f cpv' r' vcdng' f g' eqo r t gukqp' <' "

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

$$Cxge' <' p? \frac{E_S}{E_B} = 15 \text{ =d? } 87eo \text{ '*tcx}^2 \text{ g+} = b_0? 34eo \text{ '*cr r wku+} = e? \text{ 'c'? } '4.3eo$$

{ "<' guv' r' uqnvkqp' f g' n² s wcvkp' f w' f gwz k³ o g' f gi t² ' uwkcpv' g' r wku' qp' ecwv' g' r' g' o qo gpv' f øp' gt vkg0'

$$\begin{cases} by^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(dA_s + c'A'_s) = 0 \\ I = \frac{b}{3} y^3 + 15A_s(d - y)^2 - 37A'_s(y - c')^2 \end{cases}$$

$$UK' \{ < h_0 \Rightarrow n² j \{ r qj³ ug' guv' x² tkh² g' "$$

$$UK' \{ > h_0 \Rightarrow r' f kucpeg' è' \{ 'i' " gv' r' g' o qo gpv' f øp' gt vkg' è' " K² i' " ug' ecwv' gpv' r' ct' r' gu' hqto wrgu' s wk' uwkcpv' <' "$$

$$\begin{cases} b_0 y^2 + [2(b - b_0)h_0 + 30(A_s - A'_s)]y - [(b - b_0)h_0^2 + 30(dA_s + c'A'_s)] = 0 \\ I = \frac{b_0}{3} y^3 + \frac{(b-b_0)h_0^3}{12} + (b + b_0)h_0(y - \frac{b_0}{2})^2 + 15[A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2] \end{cases}$$

Tableau. III.18 : X2 tklk2 g" f g"rc"eqpvc kpv g" d2 vq p0

	$M_{ser} (KN.m)$	$A_s (cm^2)$	Y (cm)	$\sigma_{bc} (MPa)$	Vérification
Travée	7.; 6"	4.58"	6.25"	4.7; "	X2 tklk2 g"
Appuis	5.: 8"	3.; 4"	5.89"	3.: 5"	X2 tklk2 g"

➤ Vérification de la flèche

Nc"x2 tklk2 g" f g"rc" h2 ej g'p2gv'r cu'p2 eguuck g'uk'rgu'eqpf kkp'u'w kcpv'u'qpv"x2 tklk2 g" gu"<

- $\frac{h}{L} \geq \frac{3}{38}$
- $\frac{A_s}{b_2 d} \leq \frac{6.4}{fe}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{32M_2}$

Avec:

j ?43eo = d2?34eo = f?3: .; eo = N?5.77o = O_vgt?5.; 3nP o = O_2?8.49nP o = C_u?4.58eo 4=" hg?622O Rc0'

Alors :

- $\frac{h}{L} = 2.27: > 2.2847(\text{non vérifiée})$
- $\frac{A_s}{b_2 d} = 2.2326 < 2.2327(\text{vérifiée})$
- $\frac{h}{L} = 2.27: > 2.299(\text{non vérifiée})$

Rvkus wg'rgu'f gwz "eqpf kkp'u'p'g'u'qpv'r cu'x2 tklk2 g" gu.'ki'gv'p2 eguuck g'f g'ecre wgt'rc' h2 ej g0'

H2 ej g'vqvcg"< "[1]"

Vgr's wg"< $\bar{f} = \frac{L}{722} = 2.94cm$ *L < 7m+

$$f_i < \text{Nc} \cdot h^3 \text{ ej g'f wg'cwz 'ej cti gu'kpucpvc}^2 \text{ gu} \text{ '}$$

$$f_v < \text{Nc} \cdot h^3 \text{ ej g'f wg'cwz 'ej cti gu'f g'np} \text{ i wgu'f wt}^2 \text{ g} \text{ '}$$

- Position de l'axe neutre "y₁" : [1]

$$y_3 = \frac{bh_2 \frac{h_2}{4} + (h - h_2)b_2 \left(\frac{h - h_2}{4} + h_2 \right) + 37A_s d}{bh_2 + (h - h_2)b_2 + 37A_s}$$

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

$$I_2 = \frac{b}{5} y_3^5 + \frac{b_2}{5} (h - y_3)^5 - \frac{(b - b_2)}{5} (y_3 - h_2)^5 + 37A_s (d - y_3)^4$$

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

$$I_{fi} = \frac{33I_2}{3 + \lambda_i \mu} = I_{fv} = \frac{I_2}{3 + \lambda_v \mu}$$

Avec :

$$\lambda_i = \frac{2.27 f_{t4} \cdot \text{Rqwt'rc'f}^2 \text{ hqto cvkp'kpucpvc}^2 \text{ g} \text{ '}}{\delta \left(4 + 5 \frac{b_2}{b} \right)}$$

$$\lambda_v = \frac{2.24 f_{t4} \cdot \text{Rqwt'rc'f}^2 \text{ hqto cvkp'f kh}^2 \text{ t}^2 \text{ g} \text{ '}}{\delta \left(4 + 5 \frac{b_2}{b} \right)}$$

$$\delta = \frac{A_s}{b_2 d} \cdot \text{Rqwtgpc} \text{ i g'f gu'cto cwtgu} \text{ '}$$

$$\mu = 3 - \frac{3.97 f_{c4}}{6\delta\sigma_s + f_{t4}}$$

$$\sigma_s < \text{Eqpvc} \text{ kpvg'f g'vcecvkp'f cpv'rc} \text{ to cwtg'eqttgur qpf cpv'cw'ecu'f g'ej cti g'2 wf k} \text{ g} \text{ '}$$

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

Ngut² uwncu' uqpv^{t2} ecr kwf² u'f cpu'eg' \cdrgw' <

Tableau. III.19 : T² ecr kwrc^{wh} f w'ecrewlf g'rc' h² ej g0

M_{ser} "	A_s "	Y_1 "	δ "	σ_s "	λ_i "	λ_v "	μ "	I_0 "	I_{fi} "	I_{fv} "
*MP @	*cm ²	*eo		*O Rc+				*cm ⁴ +	*cm ⁴ +	*cm ⁴ +
+	+	+								
7.; 6"	4.58"	9.42"	2.2	355.3	6.3	3.8	2.72	45479.3	: 53: .3	34943.5
			3"	9"	3"	6"	7"	4"	5"	4"

- Calcul des modules de déformation :

$$E_i = 332225 \sqrt{f_{c4}} = 54386.42 MPa$$

$$E_v = 59225 \sqrt{f_{c4}} = 32: 3: .: 9 MPa$$

- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :

$$f_i = \frac{M_{ser} l^4}{32 E_i I_{fi}} = 2.4: : cm \quad *L = 5.82m+$$

- Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$$f_v = \frac{M_{ser} l^4}{32 E_v I_{fv}} = 2.77; cm$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 2.493cm < \bar{f} = 2.94cm \text{ vérifiée}$$

- Calcul des armatures transversales et l'espacement :

*****Nœkgt'ej qkuk'r qwt'ngu'cto cwtgu'tcpuxgtucrgu'gu'f g'v'r g'tqpf "rkuug'f g'pwcpeg" HgG46*****

*hg? 457O Rc+

➤ « BAEI 91 modifié 99 » : [1]

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{b_2 S_t} \geq \frac{\tau_u - 2.5 f_{tj} K}{2 f_e} \quad *K = 3 \text{ pas de reprise de bétonnage} \\ \bullet S_t \leq \text{Min}(2.; d=62\text{cm}) \\ \bullet \frac{A_t f_e}{b_2 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{4} = 2.6\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

➤ « RPA 99 version 2003 » : [2]

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 2.225 b_2 \\ \bullet S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{6} = 34\phi_t\right) \text{ Zone nodale} \\ \bullet S_t \leq \frac{h}{4} \text{ Zone courante} \end{array} \right.$$

*****C_{xge}"<

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{57} = \phi_t = \frac{b}{32}\right)$$

Ó_n'F kco ³ vtg'o kpklo wo 'f gu'cto cwt gu'rqpi kwf kpcrgu0'

Ó_v'Ö0 k³ 2.8eo "3eo "3.4eo +? 2.8eo "

*****Qp"cf qr vg"<Ó_v? 8o o "

➤ Selon le « BAEI 91 modifié 99 » : [1]

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 5.63 \times 10^{-4} \text{ cm} \\ \bullet S_t \leq 39.23\text{cm} \\ \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 4.26 \times 10^{-4} \text{ cm} \end{array} \right.$$

➤ Selon le « RPA 99 version 2003 » : [2]

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 2.258 \\ \bullet S_t \leq 7.47\text{cm} \text{ Zone nodale} \\ \bullet S_t \leq 32.7\text{cm} \text{ Zone courante} \end{array} \right.$$

Choix des armatures :

$$Q_p \leq q_r \leq C_v \cdot 4.08 \cdot 2.79 e_0^4$$

Choix des espacements :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 2.257 \Rightarrow S_t \leq 37.5 \text{ cm}$$

$$\text{Donc } \begin{cases} S_t = 7.47 \text{ cm} & \text{Zone nodale} \\ S_t = 32.7 \text{ cm} & \text{Zone courante} \end{cases}$$

Tableau. III.20 : Ngu'cto cwtgu'tcpuxgtucrgu"gv'høgur cego gp\0

Ferrailage longitudinale			Ferrailage transversal			
Poutrelle		A_s (cm^2)	Barres	A_t (cm^2)	S_t (cm)	
					Zone nodale	Zone courante
Etage courante	Travée	4.58"	5V32"	4Ó8	7.47"	32.7"
	Appuis	3.; 4"	3V34- 3V32"	4Ó8"		

❖ **Plancher étage courant**

Ngu't² uwxcvu'uqpv'tgi tqwr² u'f cpu'hg"cdrgcw'uwkxcpv'<

Tableau. III.21 <T² ecr kwrcvkp" f w'ecrewif gu'ugevkpu'f øcto cwtgu"gp"tcx² g0

	M_u (KN.m)	μ	$\mu < \mu_R$	A_s " * cm^2 +	α "	"\ " " "eo +"	A_s " * cm^2 +	Ej qkz "	A_s " * cm^2 +
travée	9.89	2.245"	Qwk'	"2"	2.25"	3: .89"	3.3: "	5V32"	4.59"
Appuis	6.; :	2.237"	Qwk'	"2"	2.24"	3: .97"	2.98"	3V34- " ""3V32"	3.; 4"

1. Vérification à l'ELU

➤ Condition de non fragilité

$$A_s \geq A_{s\ min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \geq 0,40 \times [1]$$

Tableau.III.22 : X² tkhcvkp'f g'rc'eqpf kkp'f g'pqp'ltci kx² 0

Position	A _s (choisi)	A _{s min}	Observation
Travée	2,36	1,48	Vérifiée
Appuis	1,92	1,48	Vérifiée

➤ Effort tranchant

Tableau. III.23 <X² tkhcvkp'f g'rc'eqpf kkp'f g'pqp'ltci kx² 0

Appuis	T _u ^{max} (KN)	τ _u (MPa)	τ̄ _u (MPa)	Observation
Travée	32.37"	2.2: 5"	5.55"	X ² tkhcvkp'f g'rc'eqpf kkp'f g'pqp'ltci kx ² 0
Rive	34.24"	2.2; : "	5.55"	X ² tkhcvkp'f g'rc'eqpf kkp'f g'pqp'ltci kx ² 0

2. Vérification à l'ELS

➤ Vérification des contraintes des armatures

Nc' hkuwtcvkp'2 vcp'rgw'pwlkdrg. 'f qpe'rcu'f g'x² tkhcvkp'< "h² cv'f g'rc'eqpf kkp'f g'pqp'ltci kx² 0

➤ Vérification des contraintes du béton

Tableau. III.24 : "X² tkhcvkp'f g'rc'eqpf kkp'f g'pqp'ltci kx² 0

	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	σ _{bc} (MPa)	Vérification
Travée	7.76"	4.58"	6.25"	4.63"	X ² tkhcvkp'f g'rc'eqpf kkp'f g'pqp'ltci kx ² 0
Appuis	5.8"	3.; 4"	5.89"	3.92"	X ² tkhcvkp'f g'rc'eqpf kkp'f g'pqp'ltci kx ² 0

Tableau. III.27 <T² ecr kwrc vkp'f w'ecrewif gu'ugevkpu'f æto cwtgu'gp'tcx² g0

	M_u (KN.m)	μ	$\mu < \mu_R$	A_s'' *cm ² +	α''	""\ "	A_s'' *cm ² +	Ej qkz''	A_s'' *cm ² +
travée	: .74	2.248''	Qvk''	""2''	2.25''	3: .89''	3.53''	5V32''	4.59''
Appuis	7.99	2.23; ''	Qvk''	""2''	2.24''	3: .97''	2.: : ''	3V34- '' ""3V32''	3.; 4''

1. Vérification à l'ELU

> Condition de non fragilité

$$A_s \geq A_{s\ min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \text{ [1]}$$

Tableau.III.28 : X² tkecvkp'f g'r'nc'eqpf kkp'f g'pqp'itci k²0

Position	A_s (choisi)	$A_{s\ min}$	Observation
Travée	2,36	1,48	Vérifiée
Appuis	1,92	1,48	Vérifiée

> Effort tranchant

Tableau. III.29 <X² tkecvkp'f g'r'ng'htv'tcpej cp0

Appuis	T_u^{max} (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
Travée	33.99''	2.2; 8''	5.55''	X ² tkecvkp'f g''
Rive	35.; 6''	2.335''	5.55''	X ² tkecvkp'f g''

2. Vérification à l'ELS

> Vérification des contraintes des armatures

Nc' hkuwtcvkp'2 vcpv'r gw'pwkudg. 'f qpe'r cu'f g'x² tkecvkp' < h² v'f g' hqwxgtwtg'f gu' hkuwtgu. ''
g'v'gmg'ug'rko kg' < egmg' eqpegtcpv' h² v'f g' eqo r tgu'kp'f w'd² vqp0

➤ Vérification des contraintes du béton

Tableau. III.30 : Vérification des contraintes du béton

	$M_{ser} (KN.m)$	$A_s (cm^2)$	Y (cm)	$\sigma_{bc} (MPa)$	Vérification
Travée	8.59	4.58	6.25	4.9	X
Appuis	6.35	3.; 4	5.89	3.; 8	X

➤ Vérification de la flèche

Vérification de la flèche

Tableau. III.31 : Vérification de la flèche

M_{ser} *MPa	A_s *cm ²	Y_1 *eo	δ	σ_s *O Rc+	λ_i	λ_v	μ	I_0 *cm ⁴	I_{fi} *cm ⁴	I_{fv} *cm ⁴
8.59	4.58	9.42	2.2 3	364.4 3	6.3 3	3.8 6	2.74 :	45479.3 4	: 292.2 ;	34686.3 8

$$\left. \begin{aligned} f_i &= 0,318 \text{ cm} \\ f_v &= 0,612 \text{ cm} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0,294 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{360}{500} = 0,72 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \Delta f_T = 0,294 \text{ cm} < \bar{f} = 0,72 \text{ cm} \quad \text{X}$$

• Calcul des armatures transversales et l'espacement

Vérification des armatures transversales

Tableau. III.32 <N'gu'cto cwt gu'tcpuxgtucrgu'gv'ngur cego gpw0

Ferrailage longitudinale		Ferrailage transversal				
Poutrelle		A_s (cm^2)	Barres	A_t (cm^2)	S_t (cm)	
					Zone nodale	Zone courante
Etage courante	Travée	2,37	3T10	4Ó8	7.47"	32.7"
	Appuis	3.; 4"	3V34- 3V32"	4Ó8"		

➤ Type 02 : poutrelle 07travées :

❖ Plancher terrasse

Ngu't² uwxw'uqpv'tgi tqw² u'f cpu'ng'cdrgcw'uwkcpv'<

Tableau. III.33 : T² ecr kwrcvkpp'f w'ecrwif gu'ugevkppu'f æto cwt gu'wt 'cr r wku0

	M_u (KN.m)	μ	$\mu < \mu_R$	A_s'' * cm^2+	α''	""\ "	A_s'' * cm^2+	Ej qkz''	A_s'' * cm^2+
travée	: .93	2.25"	Qwk'	""2"	2.26"	3: .82"	3.57"	5V32"	4.58"
Appuis	7.4;	2.24"	Qwk'	""2"	2.25"	3: .89"	2.: 3"	3V34- ""3V32"	3.; 4"

1. Vérification à l'ELU

➤ Condition de non fragilité

$$A_s \geq A_{s\ min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \text{ "CtV'C6408+[1]}$$

Tableau. III.34 <X²tkkcvkpp'f g'r'eqpf kvkpp'f g'pqp'htci kvk²0

Position	A_s (choisi)	$A_{s\ min}$	Observation
Travée	2,36	1,48	Vérifiée
Appuis	1,92	1,48	Vérifiée

➤ Effort tranchant

Tableau. III.35 $X^2 t k k g'' f g'' h q t v' t c p e j c p 0$

Appuis	T_u^{max} (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
Travée	33.: 6"	2.2; "	5.55"	$X^2 t k k g''$
Rive	34.9: "	2.32"	5.55"	$X^2 t k k g''$

2. Vérification à l'ELS

➤ Vérification des contraintes des armatures

Nc' hkuwt cvkp'2 cvp'r gw'pwukdrg. 'f qpe'r cu'f g'x² t k k e c v k p' h^2 cv'f g' h q w x g t w t g' f g u' h k u w t g u. "

g v' g m g' u g' r k o k g' $e g m g' e q p e g t p c p v' h^2$ cv'f g' e q o r t g u k q p' f w' d² v q p 0'

➤ Vérification des contraintes du béton

Tableau. III.36 : $X^2 t k k e c v k p' f g' r' e q p t c k p v g' f g' d^2 v q p 0$

	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	Vérification
Travée	8.57"	4.58"	6.25"	4.99"	$X^2 t k k g''$
Appuis	5.: 8"	3.; 4"	5.89"	3.: 5"	$X^2 t k k g''$

➤ Vérification de la flèche

Ngu't² u w x c v i' u q p v' t² e c r k w r' u' f c p u' e g' v c d r g c w' e

Tableau. III.37 T^2 e c r k w r' u' f w' e c r e w i' f g' r' h' e j g 0

M_{ser} "	A_s "	Y_1 "	δ "	σ_s "	λ_i "	λ_v "	μ "	I_0 "	I_{fi} "	I_{fv} "
*MP 0 +"	*cm ² +	*eo +"		*O Rc +"				*cm ⁴ +	*cm ⁴ +	*cm ⁴ +
8.57"	4.58"	9.42"	2.23"	364.58"	6.33"	3.86"	2.74; "	45479.34"	: 27; .86"	34675.43"

$$\left. \begin{aligned} f_i &= 0,317 \text{ cm} \\ f_v &= 0,611 \text{ cm} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0,294 \text{ m}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{360}{500} = 0,72 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \Delta f_T = 0,294 \text{ cm} < \bar{f} = 0,72 \text{ cm}$$

• Calcul des armatures transversales et l'espacement

Ngũt² uwncpvu'upvtgi tqw² u'f cpu'ig'cdrgcw'uwkcpv'<

Tableau. III.38 : Ngũcto cwtgu'tcpuxgtucgu'gvngur cego gpv0

Ferrailage longitudinale			Ferrailage transversal			
Poutrelle		A _s (cm²)	Barres	A _t (cm²)	S _t (cm)	
					Zone nodale	Zone courante
Etage courante	Travée	2,36	3T10	4Ø8	7.47"	32.7"
	Appuis	3.; 4"	3V34- 3V32"	4Ø8"		

❖ Plancher étage courant

Ngũt² uwncvu'upvtgi tqw² u'f cpu'ig'cdrgcw'uwkcpv'<

Tableau. III.39 : T² ecr kwrcvkp'f w'ecrewif gu'ugevkpu'f æcto cwtgu'uw'cr r wku0

	M _u (KN.m)	μ	μ < μ _R	A' _s " *cm²+	α"	""\ " "eo +"	A _s " *cm²+	Ej qkz"	A _s " *cm²+
travée	: .42	2.24"	Qvk'	"2"	2.25"	3: .89"	3.48"	5V32"	4.58"
Appuis	6.; :	2.24"	Qvk'	""2"	2.25"	3: .89"	2.99"	3V34- " ""3V32"	3.; 4"

1. Vérification à l'ELU

➤ Condition de non fragilité

$$A_s \geq A_{s \text{ min}} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \text{ [1]}$$

Tableau. III.40 : X² tklkcvkp'f'g'r'eqpf kkp'f'g'pqp'ltci kkk²0

Position	A _s (choisi)	A _{s min}	Observation
Travée	2,36	1,48	Vérifiée
Appuis	1,92	1,48	Vérifiée

➤ Effort tranchant

Tableau. III.41 <X² tklkcvkp'f'g'r'ghqt'vtcpej cp0

Appuis	T _u ^{max} (KN)	τ _u (MPa)	τ̄ _u (MPa)	Observation
Travée	33.92"	2.2; 7"	5.55"	X ² tklk ² g"
Rive	34.26"	2.2; : "	5.55"	X ² tklk ² g"

2. Vérification à l'ELS

➤ Vérification des contraintes des armatures

Nc' hkuwtcvkp'2 vcpv'r gw'pwukdrg.'f qpe'r cu'f'g'x² tklkcvkp'«'n² cv'f'g' hqwxgtwtg'f'gu' hkuwtgu." g'v'gng'ug' hko kg"«'egng'eqpegtcpv'n² cv'f'g'eqo r tguukp'f'w'd² vqp0

➤ Vérification des contraintes du béton

Tableau. III.42 : X² tklkcvkp'f'g'r'eqpvtkpvg'f'g'd² vqp0

	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	σ _{bc} (MPa)	Vérification
Travée	7.; 6"	4.58"	6.25"	4.7; "	X ² tklk ² g"
Appuis	5.83"	3.; 4"	5.89"	3.93"	X ² tklk ² g"

➤ Vérification de la flèche

Ngut² uwncvu' uqpv^{t2} ecr kwf² u'f cpu'eg' vcdrgcw' <

Tableau. III.43 <T² ecr kwncv' h'f w'ecrewif g'rc' h'ej g0

M_{ser} *MP 0 +"	A_s *cm ² +	Y_1 *eo +"	δ "	σ_s *ORc +"	λ_i "	λ_v "	μ "	I_0 *cm ⁴ +	I_{fi} *cm ⁴ +	I_{fv} *cm ⁴ +
7.; 6"	4.58"	9.42"	2.23"	355.39"	6.33"	3.86"	2.727"	45479.34"	: 53: .35"	34943.54"

$$\left. \begin{aligned} f_i &= 0,288 \text{ cm} \\ f_v &= 0,559 \text{ cm} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0,271 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{360}{500} = 0,72 \text{ cm} \Rightarrow \Delta f_T = 0,271 \text{ cm} < \bar{f} = 0,72 \text{ cm}$$

• Calcul des armatures transversales et l'espacement

Ngut² uwncpvu' uqpv^{tgi} tqw² u'f cpu'hg' vcdrgcw' uwkxcpv' <

Tableau. III.44 <rgu'cto cwtgu' t'cpuxgtucrgu' gv' h'gur cego gp0

Ferrailage longitudinale			Ferrailage transversal			
Poutrelle		A_s (cm ²)	Barres	A_t (cm ²)	S_t (cm)	
					Zone nodale	Zone courante
Etage courante	Travée	2,36	3T10	4Ø8	7.47"	32.7"
	Appuis	3.; 4"	3V34- 3V32"	4Ø8"		

❖ Plancher étage service

Ngut² uwncu' uqpvtgi tqwr² u'f cpu'hg' cdr gcw' uwkxcpv' <

Tableau. III.45 : T² ecr kwrc vkp' f w' ecrewif gu' uge vkpu' f øcto cwt gu' uw' "er r wku

	M_u (KN.m)	μ	$\mu < \mu_R$	A'_s " *cm ² +	α "	" " " "eo +"	A_s " *cm ² +	Ej qkz "	A_s " *cm ² +
travée	; .6;	2.25"	Qwk'	"2"	2.26"	3: .82"	3.69"	5V32"	4.58"
Appuis	7.99	2.24"	Qwk'	"2"	2.25"	3: .89"	2.: ; "	3V34- " "3V32"	3.: 4"

1. Vérification à l'ELU

➤ Condition de non fragilité

$$A_s \geq A_{S\ min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \text{ "Ct'v' C6040 + [1]"}$$

Tableau. III.46 : X² tkk' ec vkp' f g' r' eqpf kkp' f g' pqp' tci k² 0

Position	A_s (choisi)	$A_{S\ min}$	Observation
Travée	2,36	1,48	Vérifiée
Appuis	1,92	1,48	Vérifiée

➤ Effort tranchant

Tableau. III.47 < X² tkk' ec vkp' f g' r' g' h' t' v' t' c' p' e' j' c' p' 0

Appuis	T_u^{max} (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
Travée	34.; 4"	2.327"	5.55"	X ² tkk' g"
Rive	35.; 4"	2.335"	5.55"	X ² tkk' g"

2. Vérification à l'ELS

➤ Vérification des contraintes des armatures

Nc' hkuwtv'kp'2 v'p'v' r' gw'p'w'k'ud'g' 'f' q'p' e' r' cu' f' g' x'2 t' h' e' c' v' k' p' < ' h' 2' v' v' f' g' h' q' w' x' g' t' w' t' g' f' g' u' h' k' u' w' t' g' u' . "

g'v'g'm'g'ug' h'k' k'g' < " e'g'm'g' e'q'p' e'g' t' p' c' p' v' h' 2' v' v' f' g' e' q' o' r' t' g' u' l' k' p' f' w' d'2' v' q' p' 0'

➤ Vérification des contraintes du béton

Tableau. III.48 : X² t' h' e' c' v' k' p' f' g' r' e' q' p' t' c' k' p' v' g' f' g' d'2' v' q' p' 0

	$M_{ser} (KN.m)$	$A_s (cm^2)$	Y (cm)	$\sigma_{bc} (MPa)$	Vérification
Travée	8.; 2"	4.58"	6.25"	4.; 8"	X ² t' h' e' c' v' k' p' g' "
Appuis	6.35"	3.; 4"	5.89"	3.; 8"	X ² t' h' e' c' v' k' p' g' "

➤ Vérification de la flèche

Ngu' t'2 u'w'w'c' u' u' q' p' v' t'2 e' c' r' k' w' r' u' f' c' p' u' e' g' ' v' c' d' r' g' c' w' < "

Tableau. III.49 < T'2 e' c' r' k' w' r' u' h' f' w' e' c' r' e' w' i' f' g' r' e' h' 2' e' j' g' 0

$M_{ser} "$ *MP 0 +"	$A_s "$ *cm ² +	$Y_1 "$ *eo +"	$\delta "$	$\sigma_s "$ *O Rc +"	$\lambda_i "$	$\lambda_v "$	$\mu "$	$I_0 "$ *cm ⁴ +	$I_{fi} "$ *cm ⁴ +	$I_{fv} "$ *cm ⁴ +
8.; 2"	4.58"	9.42"	2.23"	374.67"	6.33"	3.86"	2.774"	45479.34"	9: 48.78"	34428.89"

$$\left. \begin{array}{l} f_i = 0,350 \text{ cm} \\ f_v = 0,667 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0,317 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{360}{500} = 0,72 \text{ cm} \Rightarrow \Delta f_T = 0,317 \text{ cm} < \bar{f} = 0,72 \text{ cm} \text{ 'í í í í í 0'X²t' h' e' c' v' k' p' g' "$$

➤ Selon le «BAEL 91 modifié 99» : [1]

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq -5.57 \times 10^{-4} \text{ cm} \\ \bullet S_t \leq 39.23 \text{ cm} \\ \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 4.26 \times 10^{-4} \text{ cm} \end{array} \right.$$

➤ Selon le «RPA 99 version 2003» : [2]

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 2.258 \\ \bullet S_t \leq 7.47 \text{ cm} \text{ Zone nodale} \\ \bullet S_t \leq 32.7 \text{ cm} \text{ Zone courante} \end{array} \right.$$

Choix des armatures :

$Q_p \leq q_r \leq C_v \cdot 4 \cdot 10^{-4} \cdot 2.79 \cdot e_o^4$

Choix des espacements :

$\frac{A_t}{S_t} \geq 2.257 \Rightarrow S_t \leq 37.5 \text{ cm}$

Donc $\left\{ \begin{array}{l} S_t = 7.47 \text{ cm} \text{ Zone nodale} \\ S_t = 32.7 \text{ cm} \text{ Zone courante} \end{array} \right.$

Tableau. III.50 : Nomenclature des armatures longitudinales et transversales

Ferrailage longitudinale			Ferrailage transversal			
Poutrelle		A _s (cm ²)	Barres	A _t (cm ²)	S _t (cm)	
					Zone nodale	Zone courante
Etage courante	Travée	4.58"	5V32"	4Ø8	7.47"	32.7"
	Appuis	3.; 4"	3V34- 3V32"	4Ø8"		

• **Ferrailage de la table de compression :**

Ng' hgttcknci g'f g'rc'f cmg'f g'eqo r tguakp'f qk'ug'hct g'r ct "wp"s wcf tknci g'f qpvr'gu'f ko gpukqpu' f gu'bo ckngu'pg'f qkxgpvr'cu'f² r cuugt'<

42"eo "<f cpu'ng'ugpu'r etcm³ ng'cwz 'r qwtgngu0'

52"eo "<f cpu'ng'ugpu'r gtr gpf kwcktg'cwz 'r qwtgngu0

$$UK' \left\{ \begin{array}{l} 72 \leq L \leq 80cm \Rightarrow A_1 = \frac{4L}{f_e} \\ N \leq 50cm \Rightarrow A_2 = \frac{200}{f_e} \end{array} \right. \quad [1] (\text{art. 6.8.4.2.3})$$

Avec :

N'<f kwcpvg'gpvt g'cz gu'f gu'r qwtgngu''''

C3"<cto cwtgu'r gtr gpf kwcktg'cwz 'r qwtgngu'

C4"<cto cwtgu'r etcm³ ngu'cwz 'r qwtgngu''''

Tel que :

N?87eo "H?4570 Rc"*celgt'tqpf "kuug+''''

F qe"qp"qdvkpv"<C3?"3.33eo 4 lo r0''

Qp'r tgpf "<6T5=1,18cm²

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

• **Armatures de répartition :**

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0,56 \text{ cm}^2$$

Soit : 6T6=1,18cm² St =20cm.

Rqwt "rg" hgttkmci g" f g" r" f cmg" f g" eqo r t gukqp. "qp" cf qr vg" wp" t gkku" uqwf² u" f qp v" r" f ko gpukqp" f gu" o c kngu" guv² i cmg" «'42eo "uwkcpv' i gu" f gwz " ugpu0

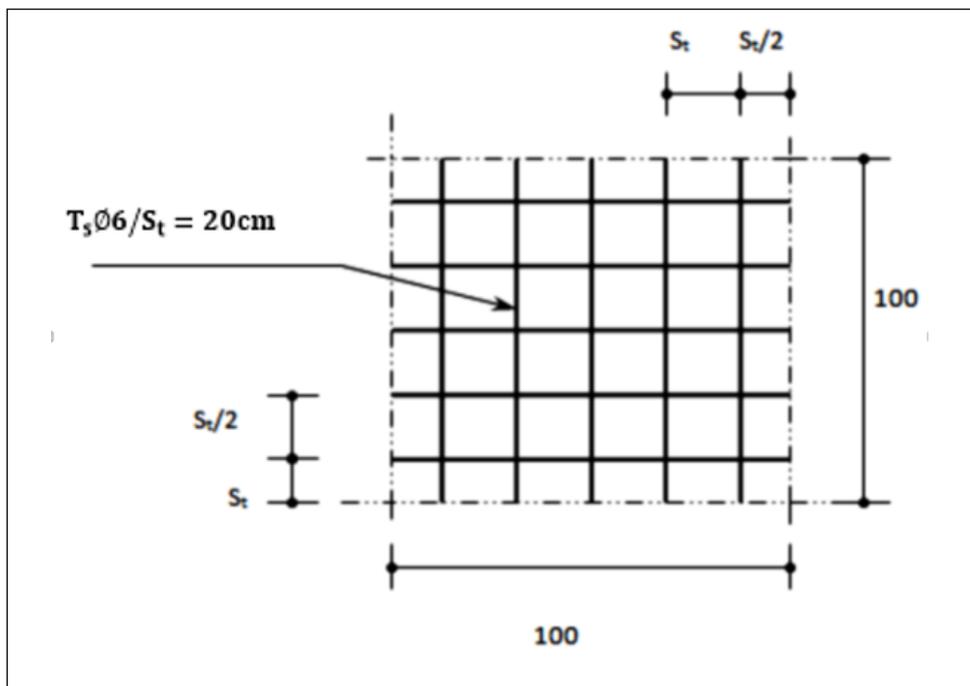


Figure III.23 : F kur qukqp" eqput wekxg" f gu" cto cwt gu" f g" r" "cdrg" f g" eqo r t gukqp0

- Schémas de ferrailage des poutrelles
 - Type 01 : (même ferrailage pour les trois types des planchers)

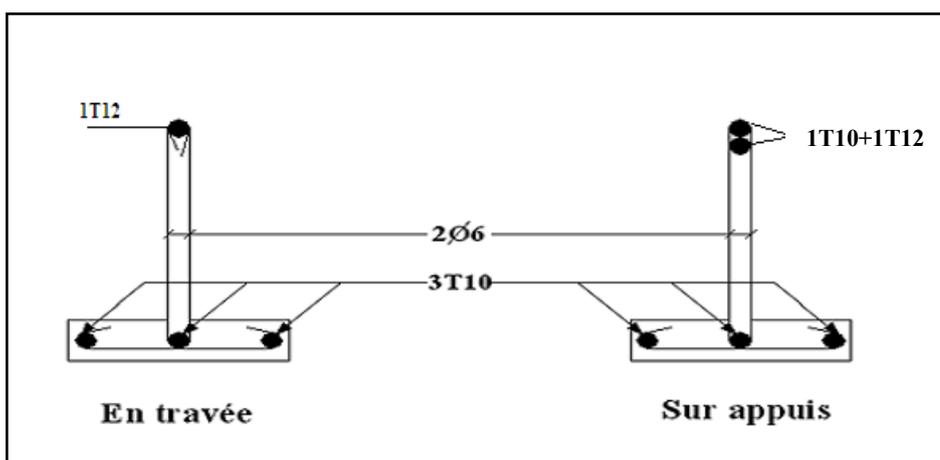


Figure.III.24 : Uej² o c' tgr t² ugpvc h' f w hgttkmci g" f gu" r qwt gngu0

➤ Type 02 : (même ferrailage pour les trois types des planchers)

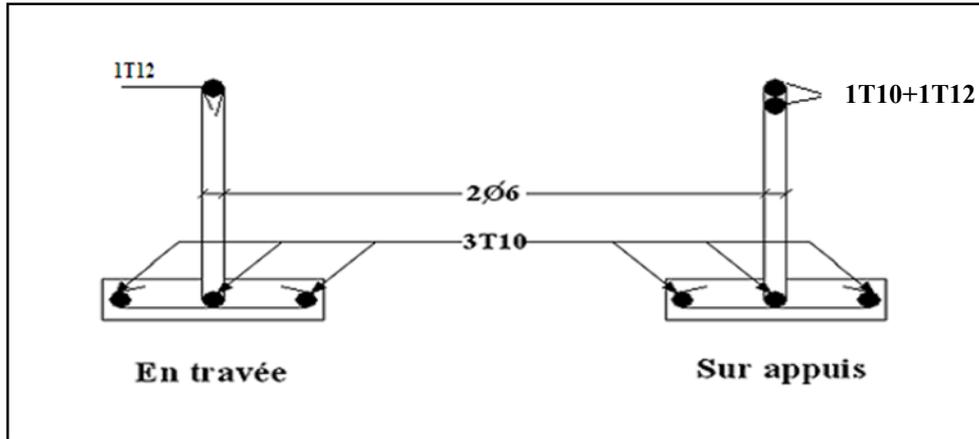


Figure. III.25 <Uej 2 o c'tgr t² ugpvc kh'f w'httc knci g'f gu'r qwt grngu0

III.3.3.PLANCHER EN DALLE PLEINE

Ngu'f cmgu'r ngkpgu'uqpv'f gu'2 r? o gpw'f Ø r ckugwt'hckdng'r ct "ter r qt v'cwz "cwt gu'f ko gpukqpu." ej cti 2 g'r gtr gpf kwck go gpv'«'rgw'r rcp'o q { gp'tgr qucpv'uw'f gwz. 'tqku'qw's wctg'cr r wku0"

Fcpu'pqtg'utwewtg."qp'c"< /"f gu'f cmgu'r ngkpgu'uqwu'hqto g'tgevcpi wcktg's wktgr qugpv'uw'f gwz "gv's wctg'cr r wku0"

• Méthode de calcul :

""Ng"ecrewi'ug'hck'gp"hgzkqp"ulo r ng'r qwt"wpq"dcpg'f'g"3o ."ngu'o qo gpw'ugtqpv'ecrew'f'u" eqphqto 2 o gpv'cwz 't3i ngo gpw'\$BAEL 91 modifié 99 "[1]'r qwt'rc'f2 vgtto kpcv'qp'f gu'o qo gpw' kuquc'ks wgu0 "

Dalle pleine rectangulaire :

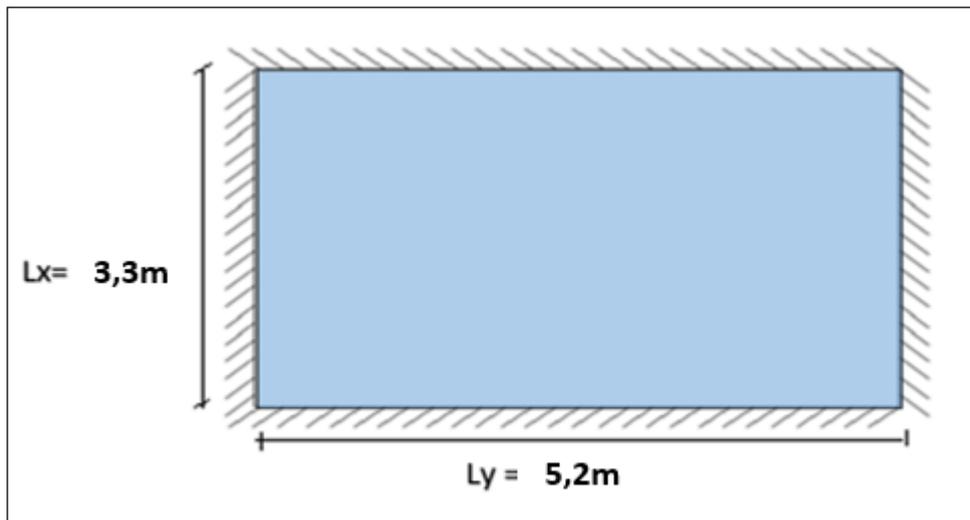


Figure III.26 : F ko gputqpu'f øwp'f cmg'r r'gkpg'tgevcpi wrck g0

- Evaluation des charges

Tableau III.51 <Gvcnøvkqp'f gu'e'j cti gu0

Plancher	G (KN/m)	Q(KN/m)	ELU (KN/m ²)	ELS (KN/m ²)
RDC	9.6"	7"	39.6; "	34.6"

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5.52}{7.42} = 2.85 > 2.6 \Rightarrow \text{"Nc'f cmg'tcxckmg'f cpu'ngu'f gwz 'ugpu0'}$$

- Calcul des moments :

- F cpu'ng'ugpu'f g're'r g'v'g'r qt'v'g' $M_x = \mu_x q_u L_x^4$

- F cpu'ng'ugpu'f g're'i t'c'p'f g'r qt'v'g' $M_y = \mu_y M_x$

"Ngu'eqghk'k'g'p'u" z'gv' { 'u'q'p'v'g'p'f'q'p'v'k'q'p'f'g' $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ g'v'f'g' 0'

"μEqghk'k'g'p'v'f'g'r'q'k'u'q'p'" $\begin{cases} 2 & \text{à l)ELU} \\ 2.4 & \text{à l)ELS} \end{cases}$

z'gv' { 'u'q'p'v'f'q'p'p'2'ur'ct'hc'dcs'wg'f'g'ec'r'w'lf'gu'f'cm'gu't'gevcpi'wrck'gu'è'BAEL91 modifié 99ⁱ [1]

..... $\rho = 2.85 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 2.2: 87 \\ \mu_y = 2.47: 4 \end{cases}$

$M_x = \mu_x q_u L_x^4 = 38.6: kNm$

$M_y = \mu_y M_x = 6.48kNm$

• **Moments en travées :**

$$O_{z/z} = 70_z \cdot 36.23 \text{ mPo} "$$

$$O_{\{/\{}} = 70_{\{ } \cdot 5.84 \text{ mPo} "$$

• **Moments sur appuis :**

$$O_{cz} = O_{c\{ } \cdot 2.70_z = .46 \text{ mPo} "$$

➤ **Ferrailage de la dalle :**

d?322eo "≡?42eo "≡f?3: eo "≡h?622O Rc"≡h4: ?47O Rc"≡h4: ?4.3O Rc"≡"" u?56: O Rc"

Ngut² uwnæu'uqpv^{t2} ecr kwf u'f cpu'ig'vcdrgcw'uwkxcpv'<

Tableau III.52 : Hgttckmci g'f g'nc'f cmg'r ngkpg'tgevcpi wrckg0

	Sens	M _u (kNm)	μ	A _s ' (cm ²)	α	Z (cm)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	z/z"	36.23"	2.253"	2"	2.25: "	39.95"	4.49"	6V34"	6.74"	47"
	{/{"	5.84"	2.22: "	2"	2.23"	39.; 5"	2.7: "	6V32"	5.36"	47"
Appuis	z/z"	.46"	2.23: "	2"	2.245"	39.: 5"	3.55"	6V32"	5.36"	47"
	{/{"									

Espacement :

Travée :

▪ $\frac{U_{gpu} z/z}{6} = \frac{322}{6} = 47 \text{ cm} < \text{Min}(5h-55 \text{ cm}) = 55 \text{ cm} \text{ } \text{vérifiée}$

▪ $\frac{U_{gpu} \{/\{ } }{6} = \frac{322}{6} = 47 \text{ cm} < \text{Min}(6h-67 \text{ cm}) = 67 \text{ cm} \text{ } \text{vérifiée}$

Appuis :

▪ $\frac{U_{gpu} z/z}{6} = \frac{322}{6} = 47 \text{ cm} < \text{Min}(5h-55 \text{ cm}) = 55 \text{ cm} \text{ } \text{vérifiée}$

▪ $\frac{U_{gpu} \{/\{ } }{6} = \frac{322}{6} = 47 \text{ cm} < \text{Min}(6h-67 \text{ cm}) = 67 \text{ cm} \text{ } \text{vérifiée}$

- Vérification à l'ELU : [1]

Condition de non fragilité :

$$\begin{cases} A_x \geq \rho_2 \frac{5 - \rho_2}{4} bh = 3.3 ; cm^4 \\ A_y \geq \rho_2 bh = 3.8 cm^4 \end{cases}$$

$$C_{xge} < \begin{cases} \rho_2 = 2.22 \text{ pour les barres à haute adhérence} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 2.85 \end{cases}$$

Travée :

- $\frac{M_{xge}}{I_x} < A_x = 6.74 cm^4 > A_s^{op} = 3.3 ; cm^4$ vérifiée
- $\frac{M_{yge}}{I_y} < A_y = 6.74 cm^4 > A_s^{op} = 3.8 cm^4$ vérifiée

Appuis :

- $\frac{M_{xap}}{I_x} < A_x = 6.74 cm^4 > A_s^{op} = 3.3 ; cm^4$ vérifiée
- $\frac{M_{yap}}{I_y} < A_y = 5.36 cm^4 > A_s^{op} = 3.8 cm^4$ vérifiée

- Calcul des armatures transversales : [1]

On a : $\tau_u = \frac{T_u^{oz}}{bd} < \bar{\tau}_u = 2.27 f_{c4} = 3.47 MPa$

$$\tau_u = \frac{T_u^{oz}}{bd} < \bar{\tau}_u = 2.27 f_{c4} = 3.47 MPa$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{4L_x + L_y} = \frac{39.6 ; \times 5.5 \times 7.42}{4 \times 5.5 + 7.42} = 47.65 kN$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{5} = \frac{39.6 ; \times 5.5}{5} = 3.46 kN$$

$$T_u^{oz} = \text{Max}(T_x, T_y) = 47.65 kN$$

$$\tau_u = \frac{47.65 \times 32^5}{3222 \times 3 \times 2} = 2.363 MPa < \bar{\tau}_u = 3.47 MPa$$
 vérifiée

• Vérification à l'ELS : [1]

/Evaluation des sollicitations à l'ELS :

$$\frac{L_x}{L_y} = 2.85 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 2.2: 87 \\ \mu_y = 2.47: 4 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_{ser} L_x^4 = 33.8: kNm \\ M_y = \mu_y M_x = 50.4: kNm \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{tx} = 2.: 7M_x = ; .: 5kNm \\ M_{ty} = 2.: 7M_y = 4.79kNm \\ M_a = 2.7M_x = 7.: 6kNm \end{cases}$$

/Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 2.8 f_{c4} = 37MPa$$

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 0.8 f_{e4} = 2.7 f_{e332} \sqrt{14} = 423.8MPa$$

["r qukkp'f'ncz'pgwt'f² vto k² g'r ct'n² s wckp'wxc'p'v'<

$$\frac{b}{4} y + nA_s (y - d) + nA_s (d - y) = 2 "$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{5} y^5 + nA_s (y - d)^3 + nA_s (d - y)^3 "$$

'Ng'cdngcw'wxc'p'v't² ecr kwrg'igu't² uwx'w'tqwx² u'<

Tableau III.53 : X² tkk'v'q'f'gu'eqpt'ck'p'v'g'u'<'nGNU0

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm²)	Y (cm)	I (cm⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Vérification
Travée	z/z''	; ; 5''	6.74''	6.53''	37597.7: ''	4.9: ''	37''	x² tkk''
	{/{''	4.79''	6.74''	6.53''	37597.7: ''	2.94''		
Appuis	z/z''	7.: 6''	5.36''	5.89''	3353; .84''	3.: ; ''	37''	x² tkk''
	{/{''							

• Vérification de la flèche :

"K'p'oguv'r cu'p² eguuck g'f g'hct g'rc'x² tkk'vqp'f g'rc'h³ ej g.'uk'hgu'vtqku'eqpf kkkpu'ek² gu'
ek'f guuqwu'uqpv'x² tkk² gu'uko wncp² o gp'0

$$\left. \begin{aligned} \frac{h}{L_x} &\geq \frac{M_t}{42M_x} \\ \frac{h}{L_x} &\geq \frac{3}{49} \text{ à } \frac{3}{57} \\ \frac{A_s}{bd} &\leq \frac{4}{f_e} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \begin{cases} 2.283 > 2.264 \text{ vérifié} \\ 2.283 > 2.24 : \text{à } 2.259 \text{ vérifié} \\ 3.96 \times 10^{-5} < 7 \times 10^{-5} \text{ vérifié} \end{cases}$$

Ngu'vtqku'eqpf kkkpu'uqpv'x² tkk² gu.'f qpe'rg'ecrew'f g'rc'h³ ej g'p'oguv'r cu'p² eguuck g'

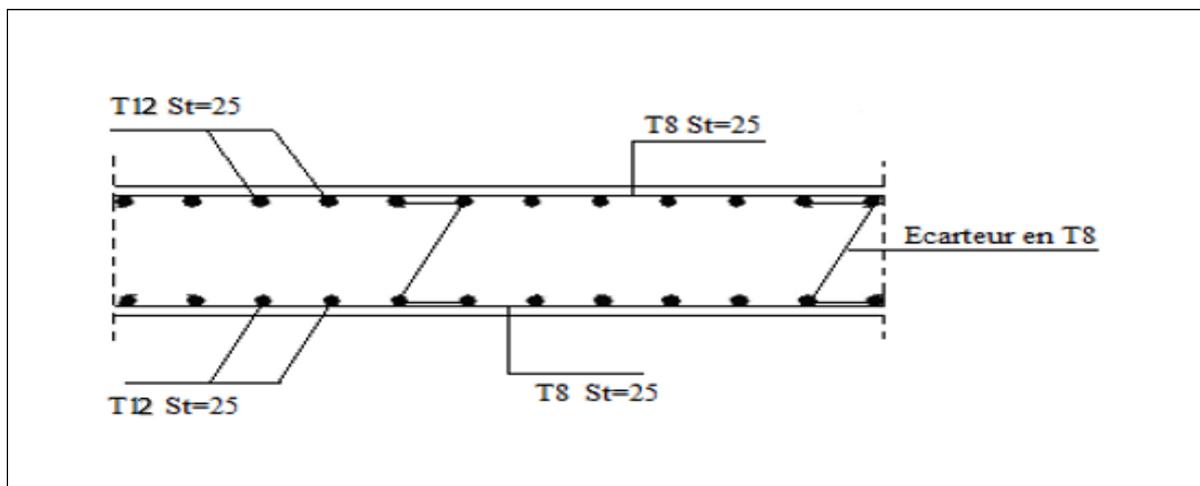


Figure III.27 : Hgttcknci g'f g'rc'f cmg'r rlg'g'tgevcpi wcktg0

III.4. Étude des escaliers

. Introduction

"Ngu" guecrigtu"uqpV" f gu"² rfo gpvu"eqpuvw² u" f øpg" uweeguukqp" f g"i tcf kpu. "ku"r gto gwgpv" rg" r cuuci g"«r kgf "gpvtg" f khf tgpvu'pkxgcwz "f w'd-ko gpv0'

. Pré dimensionnement d'escalier : (Plancher courant)

1. Définition :

Wp"guecrigt "guvwp'g'uwkg" f g'r rpu'j qtk qpvcwz "f kur qu² u"gp"i tcf kpu. "chp" f g'r gto gwtg"hg"r cuuci g" «r kgf "gpvtg"ngu" f khf tgpvu'pkxgcwz "f w'd-ko gpv0'F cpu'pqtg'utwewtg"kn' { "gp"wp'ugwi'v{r g"««24" xqif gu"

2. Terminologie

- (1) <Gr ckugwt "f w'r crigt "f g'tgr qu" *g+0
 - (2) <r tqlgevkp"j qtk qpvcrg" f g'r ckrcuug" *N+
 - (3) <Ncti gwt "f g'rc"o ctej g « I kqp"i " *i +
 - (4) <J cwgt "f g'rc"eqvtg"o ctej g" *h+
 - (5) <J cwgt "f g'rc" xqif g" *h+
 - (6) <Kpckuqp "f g'rc"r ckrcuug" * +
 - (7) <Go o ctej go gpv
- J " <J cwgt "f ø vci g"

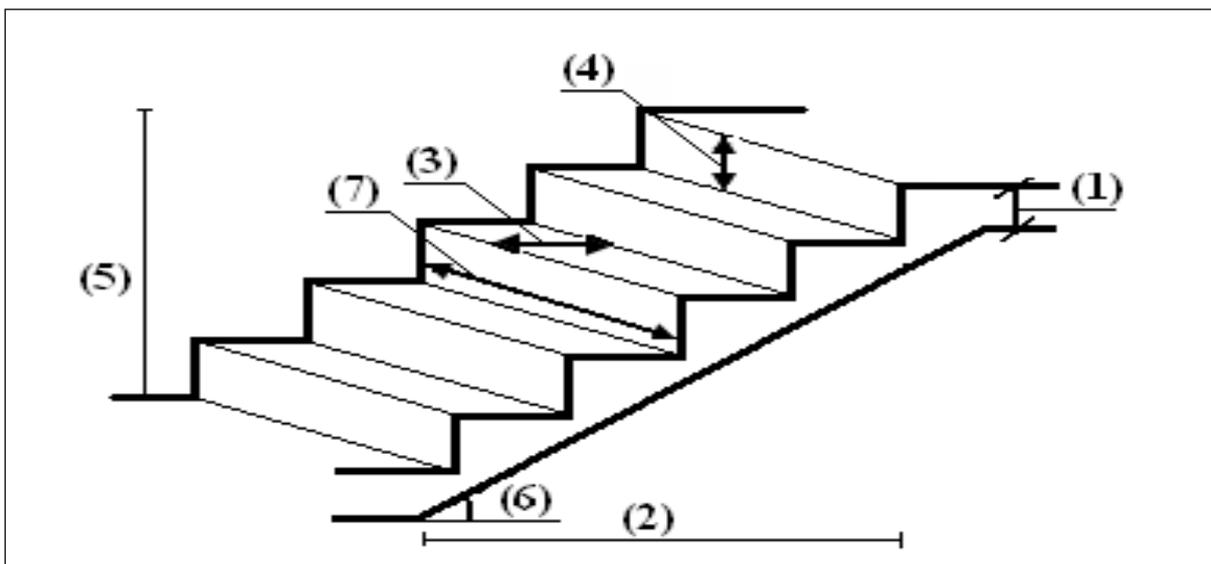


Figure III.28 : Uej ²o c'f g'nguecrigt0

Rqwt "wpg"t² crkucvkqp'kf² crg"gv'eqphqt vcdrg"qp" f qk'cxqkt "4j - i ? 86"

Qp"qdvkpv."rg"pqo dtg"f gu"o ctej gu"gv'rgw" f ko gpukqp"r ct "rgu'tgrvkqpu"uwkxcpvgu" <

4j - i ? 86"í í í í í í í í 0*3+"

∞ í í í í í í í í 0*4+"

*p/3+i ? N"í í í í í í í í í "5+"

Cxge" <

p" < Ng"pqo dtg"f gu"eqpv" g"o ctej gu"

*p/3+ < Ng"pqo dtg"f gu"o ctej gu"

Gp"tgo r m±cpv"4+ "gv"5+ "f cpu"3+ "qp"qdvkpv" <

86p /p"86- 4J - N+ - 4J ? 2"

Cxge" <

p" < Nc"tcelpg" f g"nø" s wcvkqp"

2.Schéma statique de l'escalier :

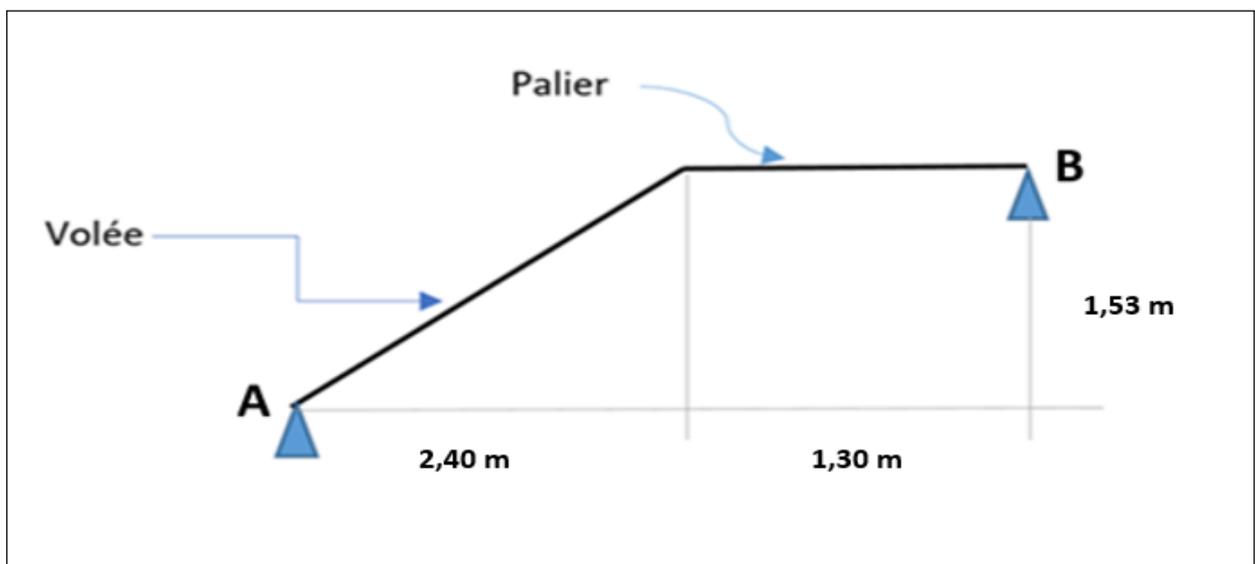


Fig. III.29 : "tej² o c"ucvks wg" f øguecrkgt0

Ce type d'escalier est composé de deux volées et un palier intermédiaire."

$$86p / p'822- 528?2"$$

$$Uqnwkqp"<"$$

$$p_3?/0,5.....refusée."$$

$$p_4?: \therefore 5 \approx ; "$$

$$Fqpe"qp'r'tgpf "<"$$

$$/ng"pqo dtg'f'g"eqpwtg'o ctej g"..... n=9"$$

$$/le nombre des marchesn/3?: ""$$

$$h = H/ n = \frac{375}{8} = 2.39m \approx 39cm$$

$$g = \frac{L}{n-3} = \frac{462}{5} = 2.52m = 52cm$$

C0 Vérification de l'équation de 'DNQPF GN'1'<'

$$\begin{cases} (7; \leq (g + 4h) \leq 88)cm \\ (38 \leq h \leq 3:)cm \\ (44 \leq g \leq 55)cm \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 4j + i = 86eo \\ j = 39eo \\ i = 52eo \end{cases} \quad X^2 tktk g"$$

D0 Détermination de l'épaisseur de la palkuug'<'

L'épaisseur de la paillasse et du palier est fonction de la longueur L (entre appui)"

$$\frac{l}{52} \leq e \leq \frac{l}{42} \text{ "N? 6.26o " } \Rightarrow \frac{637}{52} \leq e \leq \frac{637}{42} \quad 35.: 5 \leq "g \leq 42.97"$$

$$C_xge"<"N? 130 + \sqrt{L^2 + H^2}?"352- \sqrt{240^2 + 153^2} = 414,62 cm"$$

$$"Qp'r'tgpf'f'qpe'l'épaisseur g?42'eo "$$

P0'<'Ng'r crigt'cwtc'rc'o 'o g'2r ckugwt's wg'rc'r cknkuug'r qwt'hcekktg'tg'eqhtci g0"

Egwg'2r ckugwt'ugt'r t'ug'gp'eqpuk'2 t'ckqp'wpg'h'ku's wg'q'wgu'ngu'x^2 t'ktk'ckpu'u'q'k'gpv
Uc'k'ck'gu0'

E0 Angle d'inclinaison de la paillasse'<'

$$tg \alpha = H/L = \frac{375}{462} = 2.85: \Rightarrow \alpha = 54.74^\circ"$$

40 Gxcnwc vkp'f gu'èj cti gu'k

'''3/'r crkgt'''

✚ Ej cti gu'r gto cpgpvgu'k

Vcdrgcw ~~KKK54~~ kEj cti gu'Rgto cpgpvgu'f w'Rcrkgt0'

P Å'	Ego r qucpvgu'	Gr ckugwt *o +'	Rqlf u' xqnwo ls wg' *MP b 5+'	Rqlf u' uwt hcels wg' *MP b 4+'
23''	Rqlf u'r tqr tg'f g'rc'f cmg''	2'.4''	47''	7.22''
24''	Ecttgrci g''	2.24''	44''	2.66''
25''	Nkg'f g'ucdrg''	2.24''	3: ''	2.58''
26''	O qt vkt'f g'r qug''	2.24''	42''	2.62''
27''	Gpf wk'gp'elo gpv''	2.24''	3: ''	2.58''
			Σ''	8.78''

- Charge d'exploitation S '4.72nP b ''''''

'''4/'Rckrcug'''

✚ Ej cti gu'r gto cpgpvgu

Vcdrgcw ~~KKK55~~ kEj cti gu'Rgto cpgpvgu'f w'Rckrcug0'

P Å'	Ego r qucpvgu'	Gr ckugwt *o +'	Rqlf u' xqnwo ls wg' *MP b 5+'	Rqlf u' uwt hcels wg' *MP b 4+'
23''	Rqlf u'r tqr tg'f g'rc'r ckrcug''	2.4 lqu55.: 4''	47''	8.23''
24''	Rqlf u'r tqr tg'f g'rc'o ctej g''	2.394''	47''	4.35''
25''	Ecttgrci g''	2.24''	44''	2.66''
	I ctf g/eqtr u''	/''	''/''	23''
26''	O qt vkt'f g'r qug''	2.24''	42''	2.62''
27''	Gpf wk'gp'elo gpv''	2.24''	3: ''	2.58''
			Σ''	32.56''

- Charge d'exploitation Q =2,50 kN/m²

L'escalier travaille à la flexion simple en considérant la dalle comme une poutre sur deux

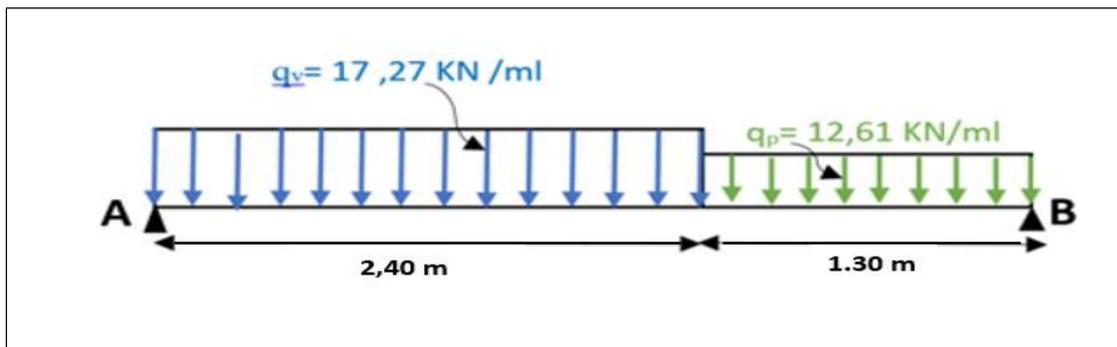
$I_{cr} = 8.78 \text{ MP} \cdot \text{m}^4$

$I_{cm} = 32.56 \text{ MP} \cdot \text{m}^4$

50 Nœuds et appuis

• L'ELU

- Uej² o c' l'vls wg



Hi wt g'KK52 Schéma statique d'escalier

$$s_x = 3.57I_x - 3.7S_x = 3.57 \cdot 32.56 + 3.7 \cdot 4.7 = 39.94 \text{ MP} \cdot \text{m}^3$$

$$s_r = 3.57I_r - 3.7S_r = 3.57 \cdot 8.78 + 3.7 \cdot 4.7 = 34.83 \text{ MP} \cdot \text{m}^3$$

- Rct'ic'b² vj qf g'TFO 'qp'vt qwxg

$$T_C = 55.69 \text{ MP}$$

$$T_D = 4.2 \text{ MP}$$

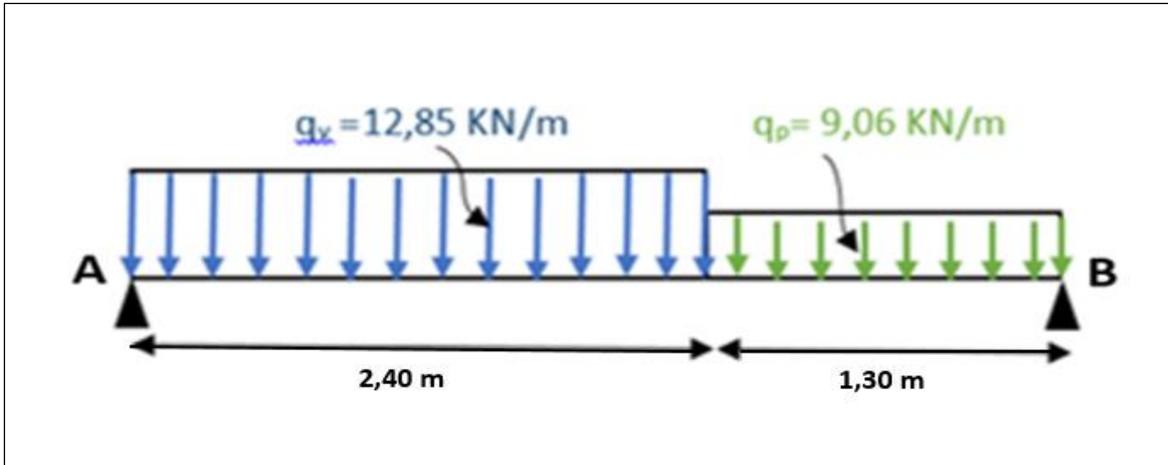
$$O_2 = \frac{ql^2}{8} = 4.63 \text{ MP} \cdot \text{m}$$

$$G_p \text{ cr r wku} \leq O_c = 2.7 \times O_2 = 2.7 \times 4.63 = 36.93 \text{ nP} \cdot \text{m}$$

$$G_p \text{ 'tcx}^2 \text{ g} \leq O_v = 2.97 \times O_2 = 2.97 \times 4.63 = 44.28 \text{ nP} \cdot \text{m}$$

• L'ELS:"

- Uej 2 o c'lwvls wg'k



• Hi wt 03353' Uej go c'statique d'escalier 0'

$s_x ? I_x - S ? 32.56 - 4.7 ? 34. : 7 MP \text{ b n}$

$s_r ? I_r - S ? 8.78 - 4.7 ? 2 ; .28 MP \text{ b n}$

- Rct 'lc' b 2 vj qf g'TFO 'qp' t qwxg'k

• $T_C ? 46. ; 2 MP$

• $T_D ? 42. ; 8 MP$

$O_2 ? \frac{q l^2}{8} ? 43. ; MP \text{ b}$

/ $G_p \text{ cr r wku' } O_c ? 2.7 \times O_2 ? 2.7 \times 43. ; ? 32. ; 7 nP \text{ b}$

/ $G_p \text{ t cx}^2 \text{ g' } O_v ? 2.97 \times O_2 ? 2.97 \times 43. ; ? 38.64 nP \text{ b}$

• Diagramme des efforts interne:

✚ L'ELU:

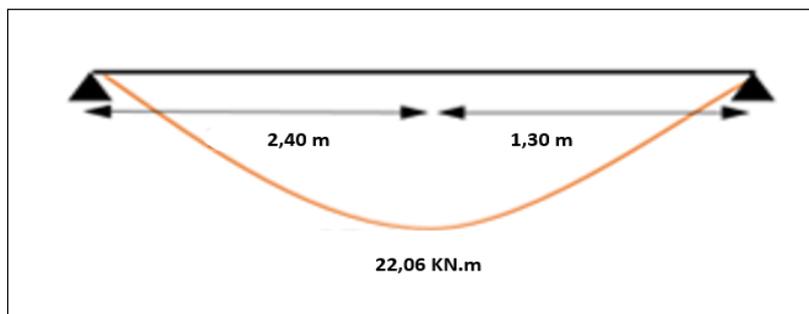


Figure III.32 : Diagrammes des moments fléchissant.

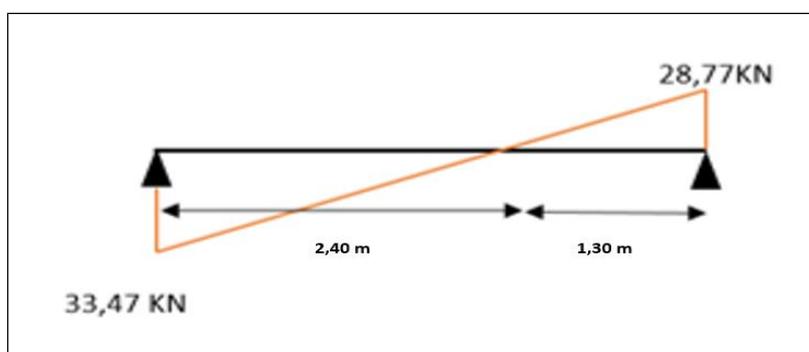


Figure III.33 : Diagrammes des Effort tranchant.

✚ L'ELS :

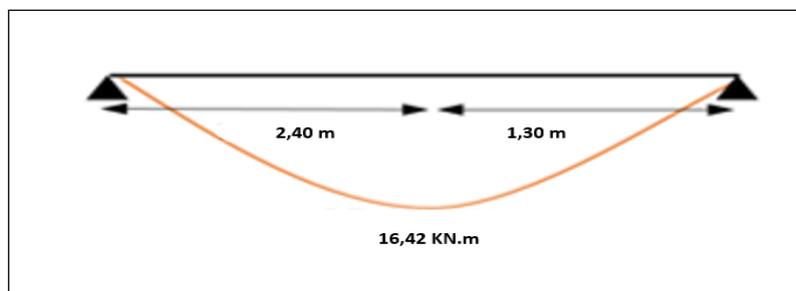


Figure III.34 : Diagrammes des moments fléchissant.

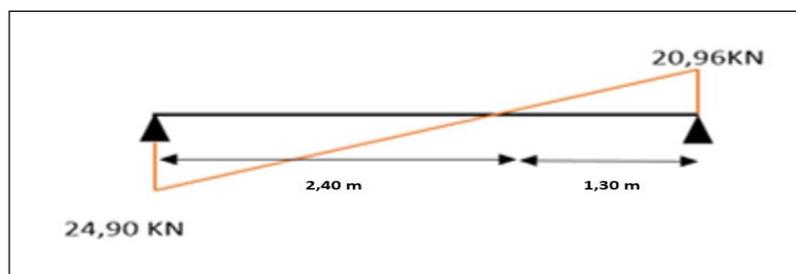


Figure III.35 : Diagrammes des Effort tranchant.

4. Ferrailage

- Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension (b x h)

Tel que: b = 100cm; h = 15cm

- Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur.

$f_{c28} = 25MPa$; $f_{bc} = 14,17MPa$; $f_{t28} = 2,10MPa$; $\gamma_b = 1,5$; $d=13cm$; $\sigma_s = 347,83 MPa$;
 $\gamma_s = 1,15$; $f_c = 400MPa$.

- Caractéristique de la section**

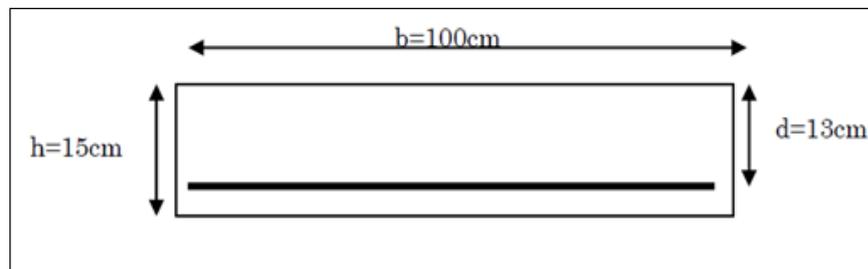


Figure III.36 : Section de ferrailage.

Les calculs pour le ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III56 : Résumés de calculs pour le ferrailage.

	M_u (KNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A'_s (cm ²)	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	$St(cm)$
Travée	22,06	0,092	Oui	0	0,121	12,37	5,12	6T12	6,79	20
Appui	14, 71	0,061	Oui	0	0,079	12,59	3,36	4T12	4,52	25

Espacement :

$$\text{A. En travée : } esp \leq \frac{b}{n-1} = \frac{100}{6} = 20cm$$

On prend : esp=20cm

$$\text{B. Sur appui : } esp \leq \frac{100}{4} = 25,00cm$$

On prend : esp=25cm

• **Armature de répartition :**

A. Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,57.cm^2$$

B. En travée : $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,69cm^2/ml \leq A_r \leq 3,39cm^2/ml$

Le choix est de 5T10=3,93cm² avec S_t=20cm

C. Sur appui : $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,13cm^2/ml \leq A_r \leq 2,26cm^2/ml$

Le choix est de 4T10=3.14 cm² avec S_t=25cm

Esp=20cm < Min(3h;33cm) = 33cm.....Vérifiée

5. Vérifications :

A. Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1000 \times 130 \frac{2,1}{400} = 1,57cm^2$$

En travée : $A_s = 6,79cm^2 > A_s^{\min} = 1,57cm^2 \dots\dots\dots v$ fiée

Sur appui : $A_s = 4,52cm^2 > A_s^{\min} = 1,57cm^2 \dots\dots\dots v$ fiée

B. Effort tranchant :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots\dots\dots [1]$

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right) = \text{Min} \left(0,2 \frac{25}{1,5}; 5MPa \right) = 3,33MPa \dots\dots\dots \text{(Fissuration peu nuisible)}$$

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{33,47 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,257MPa < \bar{\tau}_u = 3,33MPa \dots\dots\dots v$$
 fiée

C. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (vérification de l'ancrage) :

Les armatures longitudinales tendues inférieures doivent être ancrées au-delà de l'appui, pour équilibrer l'effort de traction.

-Si : $T_u - \frac{M_u}{0,9d} < 0 \Rightarrow$ les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

-Si : $T_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0 \Rightarrow$ il faut satisfaire la condition suivante : $A_s \geq \left[\frac{T_u - \frac{M_u}{0,9d}}{\sigma_s} \right]$

$$T_u - \frac{M_u}{0,9d} = 33,47 \times 10^3 - \frac{14,71 \times 10^6}{0,9 \times 130} = -92,256 \text{ kN} < 0$$

Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

D. Vérification des armatures transversales :

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = 0,257 \text{ MPa} < 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

a. Vérification à l'E.L.S :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendues.

b. Vérification des contraintes du béton :

▪ Position de l'axe neutre :

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

▪ Moment d'inertie :

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

Avec :

$$n=15 ; c'=0,1 h = 2 \text{ cm} ; d=13 \text{ cm} ; b=100 \text{ cm} ; A'_s=0$$

On doit vérifier que :

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

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous.

Tableau III.57 : Vérification à l'E.L.S.

	M_{ser} (KNm)	A_s (cm²)	Y (cm)	I (cm⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} ≤ σ_{bc}
Travée	16,42	3,77	3,31	6518,65	8,34	Vérifiée
Appui	10,95	2,47	2,76	4585,79	6,59	Vérifiée

E. Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 1 \\ L \geq 16 \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{fe} \\ h \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ L \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{20}{370} = 0,054 \geq 0,0625 \quad \text{non vérifiée} \\ \frac{6,79}{100 \times 13} = 0,0052 \leq 0,0105 \quad \text{vérifiée} \\ 0,054 \geq \frac{16,42}{10 \times 21,89} = 0,075 \quad \text{non vérifiée} \end{array} \right.$$

Deux conditions ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche

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

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = \frac{L}{500} \end{array} \right. ; \quad L=3,70 \text{ m} < 5\text{m}$$

A. Moment d'inertie de la section homogène I₀ :

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 + 15A'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2 = 29835,64 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{array} \right. \quad \text{Moment d'inertie fictive.}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \\ \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \end{array} \right. ; \left\{ \begin{array}{l} \delta = \frac{A_s}{b_0 d} = 0,0029 \\ \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \delta \sigma_s + f_{t28}} = 0,386 \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} = 335,03 \end{array} \right.$$

Avec :

$$E_i = 32164,20 \text{ MPa} ; E_v = 10818,87 \text{ MPa}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III.58 : Vérification de la flèche de l'escalier.

M_{ser} (KNm)	A_s (cm ²)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
16,42	3,77	0,0029	335,03	6,39	2,89	0,386	29835,64	9467,42	14103,08

Donc :

$$\left. \begin{array}{l} f_i = 0,74 \text{ cm} \\ f_v = 1,47 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0,73 \text{ cm}$$

D'ou :

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{370}{500} = 0,74 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \Delta f_T = 0,73 \text{ cm} < \bar{f} = 0,74 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

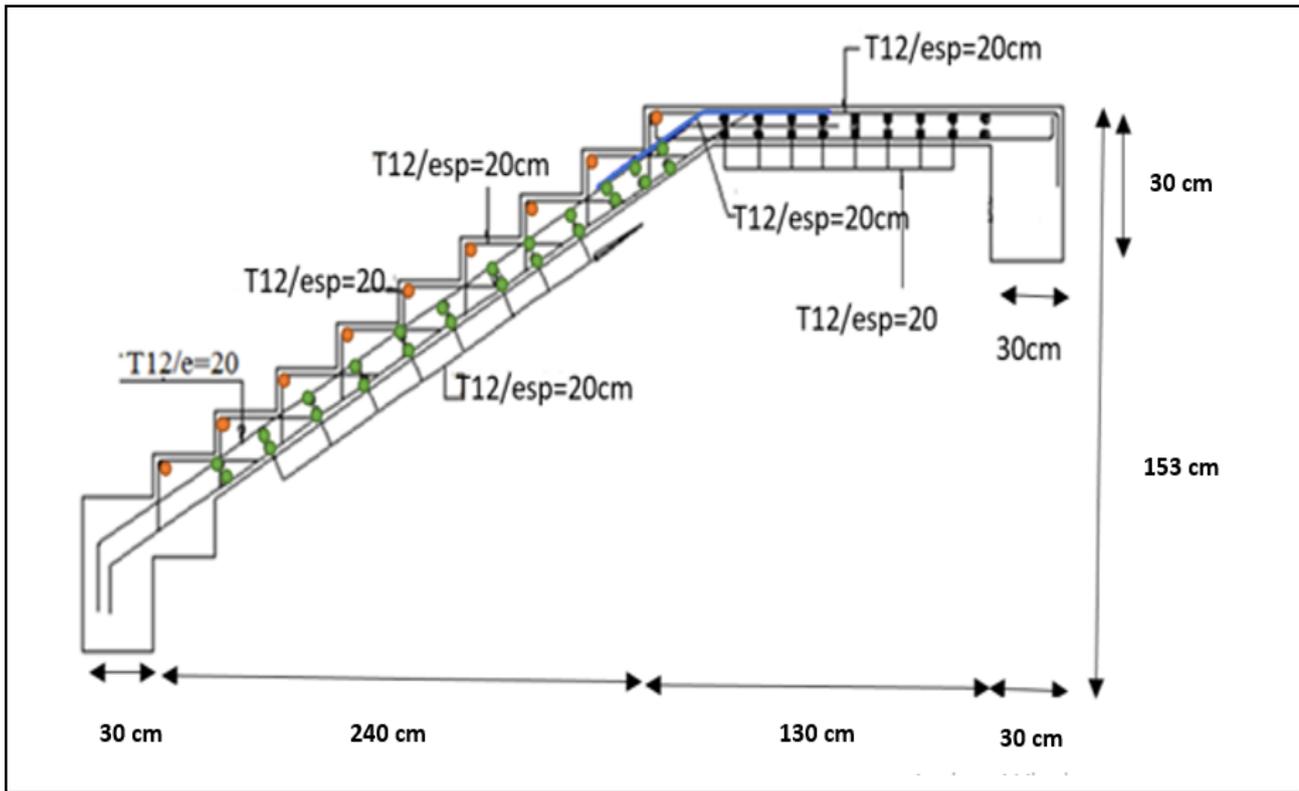


Figure III.37 : Schéma de ferrailage des escaliers.

Etude de la Poutre Palière

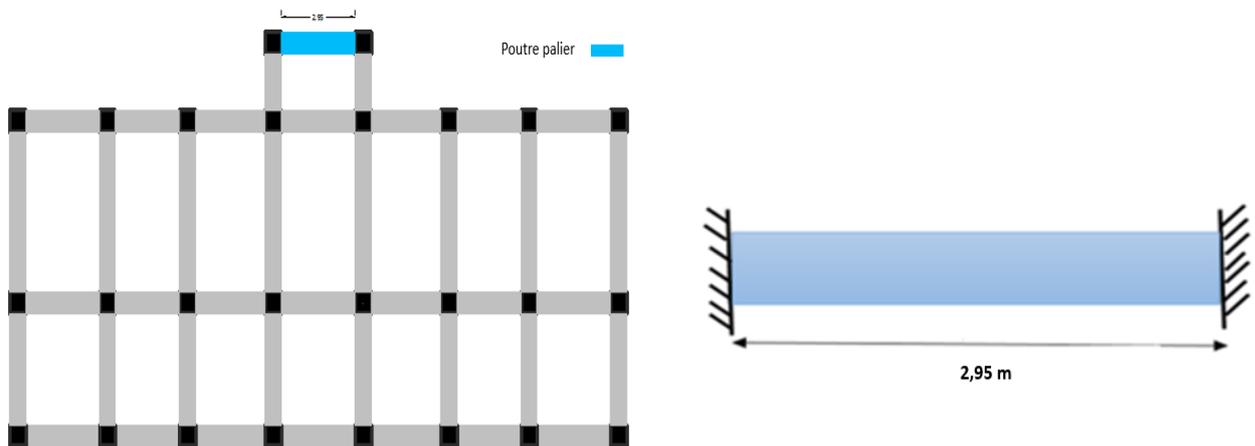


Figure III.38 : Schéma statique de la poutre palière.

- **Dimensionnement**

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{295}{15} \leq h \leq \frac{295}{10} \Rightarrow 19,67 \leq h \leq 29,5 \Rightarrow h = 30 \text{ cm}$$

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 0,3 \times 30 \leq b \leq 0,7 \times 30 \Rightarrow 9 \leq b \leq 21 \Rightarrow b = 20 \text{ cm}$$

Donc on prend :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{h = 30 \text{ cm}} \\ \mathbf{b = 25 \text{ cm}} \end{array} \right.$$

La poutre palière est soumise à la flexion simple en outre elle est soumise à la torsion.

- **Calcul à la flexion simple**

La poutre est soumise à son poids propre

$$g_0 = 0,3 \times 0,25 \times 25 = 1,87 \text{ KN/ml}$$

$$g_u = 1,35 g_0 = 2,52 \text{ KN/ml}$$

$$g_{ser} = g_0 = 1,87 \text{ KN/ml}$$

En plus elle est soumise aux charges transmises par l'escalier.

$$R_B = 23,82 \text{ KN/ml}$$

$$P_u = g_u + R_B = 26,34 \text{ KN/ml}$$

$$P_{ser} = g_{ser} + R_B = 25,69 \text{ KN/ml}$$

- **Calcul des sollicitations**

✚ **ELU :**

$$M_0 = \frac{p_u \times L^2}{8} = 28,65 \text{ kN.m}$$

En travée : $M_t = 0,85 M_0 \rightarrow M_t = 24,35 \text{ kN.m}$

En appuis : $M_a = 0,5 M_0 \rightarrow M_a = 14,33 \text{ kN.m}$

$$T_u = \frac{p_u \times L}{2} = 38,85 \text{ KN.m}$$

✚ **ELS :**

$$M_0 = \frac{P_{ser} \times L^2}{8} = 27,95 \text{ kN.m}$$

En travée : $M_t = 0,85 M_0 \rightarrow M_t = 23,76 \text{ kN.m}$

En appuis : $M_a = 0,5 M_0 \rightarrow M_a = 13,98 \text{ kN.m}$

- **Le ferrailage**

$$h = 30 \text{ cm} ; b = 25 \text{ cm} ; d = 27 \text{ cm} ; f_{bc} = 25 \text{ MPa} ; f_e = 400 \text{ MPa}$$

En travée : $A_t = 2,54 \text{ cm}^2$

En appuis : $A_a = 1,49 \text{ cm}^2$

• **Choix des armatures :**

En travée : 3T12 $A_s = 3,39\text{cm}^2$

En appuis : 3T12 $A_s = 3,39\text{cm}^2$

• **Vérification**

a) **Condition de non fragilité [1]**

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,65\text{cm}^2$$

En travée : $A_s = 3,14\text{cm}^2 > A_s^{\min} = 1,15\text{cm}^2 \dots\dots\dots v$ *fiée*

Sur appui : $A_s = 2,36\text{cm}^2 > A_s^{\min} = 1,15\text{cm}^2 \dots\dots\dots v$ *fiée*

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

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{(Fissuration peu nuisible)...[1]}$$

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{38,85 \times 10^3}{250 \times 270} = 0,58 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa} \dots\dots\dots v$$
 fiée

• **Calcul des armatures transversales**

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE40 ($f_e = 400 \text{ MPa}$).

Selon le BAEL 91 modifié 99 : $\rightarrow \begin{cases} S_t = \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad K = 1 \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa} \right) \end{cases}$

Selon le RPA 99 version 2003 : $\rightarrow \begin{cases} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4}; 12\phi_t \right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{cases}$

Avec : $\phi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35}; \phi_t; \frac{b}{10} \right) = 0,86\text{cm}$

On prend : $\emptyset t = 8 \text{ mm}$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.59 : Vérification de la flèche de l'escalier.

Section (cm ²)	T _u (kN)	τ _u (MPa)	BAEL91	RPA99		S _t ^{adp} (cm)		A _t (cm ²)	Choix
			S _t (cm)	S _t (cm)ZC	S _t (cm)ZN	ZN	ZC		
25x30	38,85	0,58	24,3	15	7,5	10	20	1,56	4T8

Calcul des armatures transversales.

• **Vérification à l'ELS**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendues.

Vérification des contraintes du béton

- Position de l'axe neutre : $\frac{b}{2} y^2 + nA'_s (y - c') - nA_s (d - y) = 0$
- Moment d'inertie : $I = \frac{b}{3} y^3 + nA'_s (y - c')^2 + nA_s (d - y)^2$

Avec : n = 15 ; C' = 3cm ; d = 27 cm ; b = 25cm ; A_s' = 0

On doit vérifier que :

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

La vérification à faire est : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 MPa$

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.60 : Vérification de compression du béton.

	M _{ser} (kN.m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	Vérification
Travée	23,76	2,02	6,27	11055,25	3,57	Vérifiée
Appui	13,98	1,16	5,26	6449,79	1,03	Vérifiée

- **Vérification de la flèche**

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 1 \\ L \geq 16 \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ h \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ L \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{30}{295} = 0,102 \geq 0,0625 \text{ vérifiée} \\ \frac{2,02}{25 \times 27} = 0,0029 \leq 0,0105 \text{ vérifiée} \\ 0,102 \geq \frac{23,76}{10 \times 27,95} = 0,085 \text{ vérifiée} \end{array} \right.$$

Les conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

- **Schéma de ferrailage**

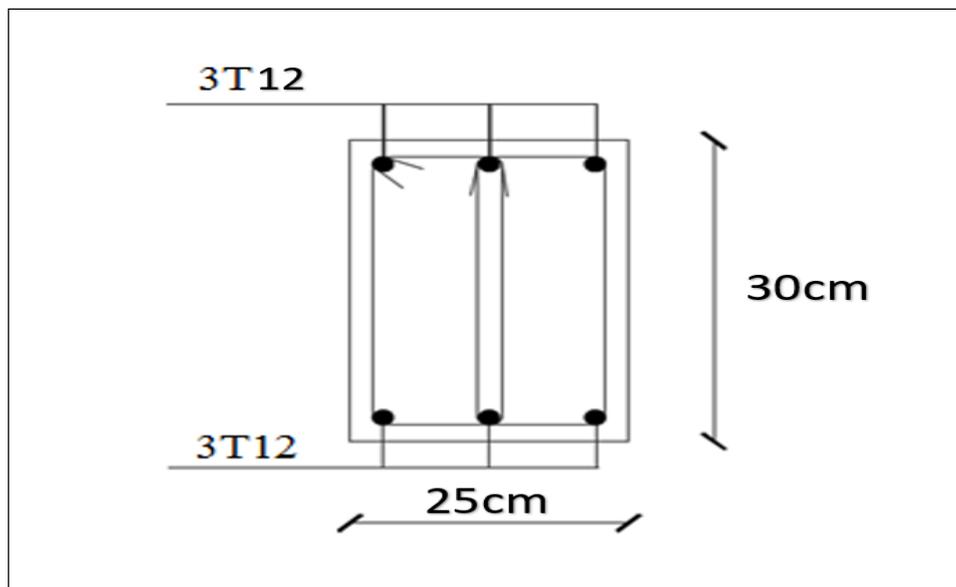


Figure III.39 : Schéma de ferrailage de la poutre palier.

III.5. BALCONS

III.5.1. Etude des balcons :

- Ce balcon est constitué d'une dalle pleine faisant suite à la dalle de plancher.
- L'épaisseur de la dalle pleine sera déterminée par la condition :

$$e \geq L / 10$$

$$e \geq L / 10 = 120 / 10 = 12 \text{ cm}$$

On prend : **e = 16 cm** (La même épaisseur que dalle).

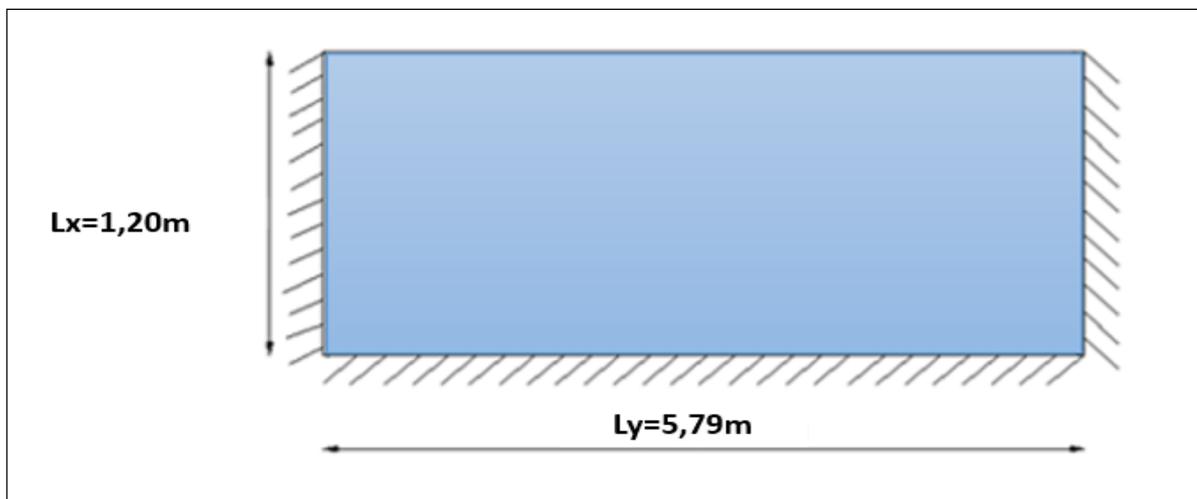


Figure III.40 : Dimensions de balcon.

III.5.2. Calcul des efforts internes :

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

Calcul de « ρ » :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,2}{5,79} = 0,21 < 0,4$$

La dalle peut être calculée à la flexion dans le sens de la petite portée L_x

Donc :

Le balcon se calcul comme une console soumise à :

- Son poids propre.
- La surcharge d'exploitation.
- Charge concentrée à son extrémité libre dû au poids du mur extérieur.

Le calcul se fait pour une bande de 1m.

III.5.3. Evaluation des charges :

- Charge permanente : $G=6,34\text{kN/m}^2$
- Charge d'exploitation : $Q=3,50\text{kN/m}^2$
- Charge concentrée "F" : (Poids du mur)

- Mur extérieur : $G=2,81\text{kN/m}^2$
- Hauteur du mur : $h=3,06-0,30=2,76\text{m}$
 $F=2,81 \times 2,76 \times 1 = 7,75\text{kN}$

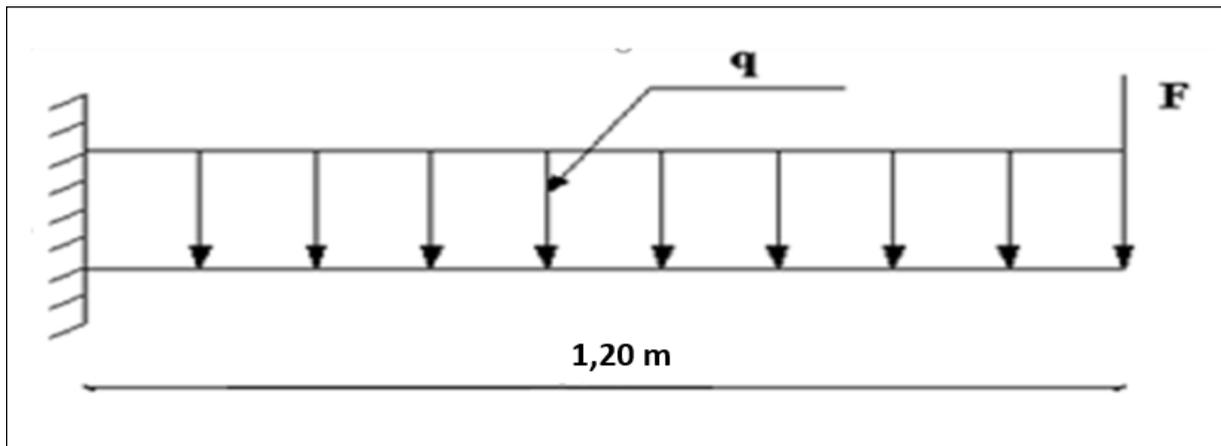


Figure III.41 : Schéma statique du balcon.

III.5.4 : Combinaison des charges :

Tableau.III.61 : Combinaison des charges.

	ELU	ELS
q (kN/ml)	13,81	9,84
F (kN)	10,46	7,75

III.5.5 : Calcul des efforts internes :

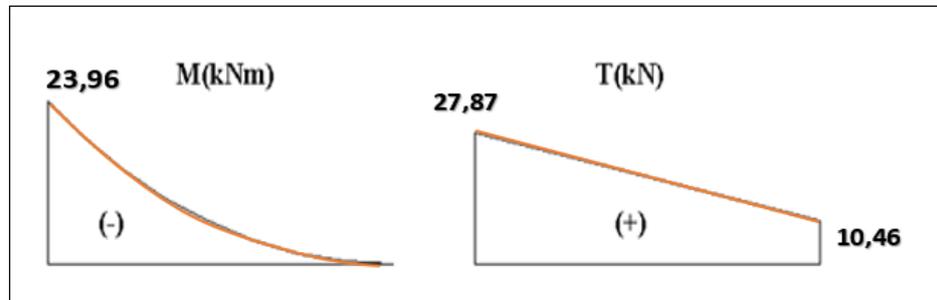
La section dangereuse est au niveau de l'encastrement.

- **Moment fléchissant** : $M(x) = -\left(\frac{q}{2}x^2 + Fx\right)$
- **Effort tranchant** : $T(x) = (qx + F)$

Tableau III.62 : Calcul des efforts internes.

	ELU	ELS
M (kNm)	-23,96	-17,37
T (kN)	27,87	20,05

E.L.U :



E.L.S :

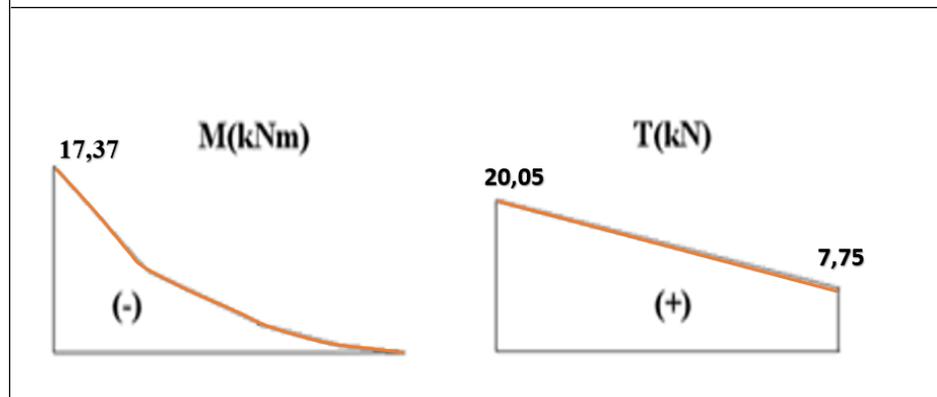


Figure III.42 : Diagramme des efforts internes.

III.5.6 : Calcul du ferrailage :

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1m.
 $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $b=100\text{cm}$; $h=16\text{cm}$; $d=14,4\text{cm}$; $f_e=400\text{MPa}$

Tableau III.63 : Ferrailage du balcon.

M_u (kNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A'_s (cm ²)	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
23,96	0,0815	Oui	0	0,106	13,79	4,99	6T12	6,79	20

- **Espacement :**

$$S_t \leq \text{Min} \begin{cases} (3h; 33\text{cm}) \dots\dots\dots \text{pour une charge répartie} \\ (2h; 22\text{cm}) \dots\dots\dots \text{pour une charge concentrée} \end{cases}$$

$$S_t \leq \text{Min} \begin{cases} 30\text{cm} \\ 22\text{cm} \end{cases} \Rightarrow S_t = 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

- **Armatures de répartitions :**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,697\text{cm}^2 \leq A_r \leq 3,395\text{cm}^2$$

Le choix est de : $5T8/ml = 2,51\text{cm}^2$ avec : $S_t = 20\text{cm}$

III.5.7 : Vérifications :

a)-Condition de non fragilité :

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

$$A_s = 6,79\text{cm}^2 > A_s^{\min} = 1,74\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

b)-Vérification de l'effort tranchant :

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

Avec :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa} \quad (\text{Fissuration préjudiciable}).$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{27,87 \times 10^3}{1000 \times 144} = 0,193\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

c)-Vérification de l'E.L.S :

On considère que la fissuration est préjudiciable.

c.1. Vérification des contraintes :

- **Position de l'axe neutre "y" :**

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

- **Moment d'inertie "I" :**

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

Avec : $n=15$; $c'=5\text{cm}$; $d=14,4\text{cm}$; $b=100\text{cm}$; $A'_s=0$

On doit vérifier que:

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15\text{MPa} \\ \sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e; 15\eta \right) = 240\text{MPa} \end{cases}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.64 : Vérification des contraintes du balcon.

M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$	$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$
17,37	6,79	8,98	26509,67	5,88	15	vérifiée	53,17	240	vérifiée

c.2. Vérification de la flèche : [3]

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{16}{120} = 0,133 > 0,0625 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$
- $\frac{A_s}{bd} < \frac{4,2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{6,79}{100 \times 14,4} = 0,00047 < 0,0105 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Leftrightarrow 0,133 > 0,10 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

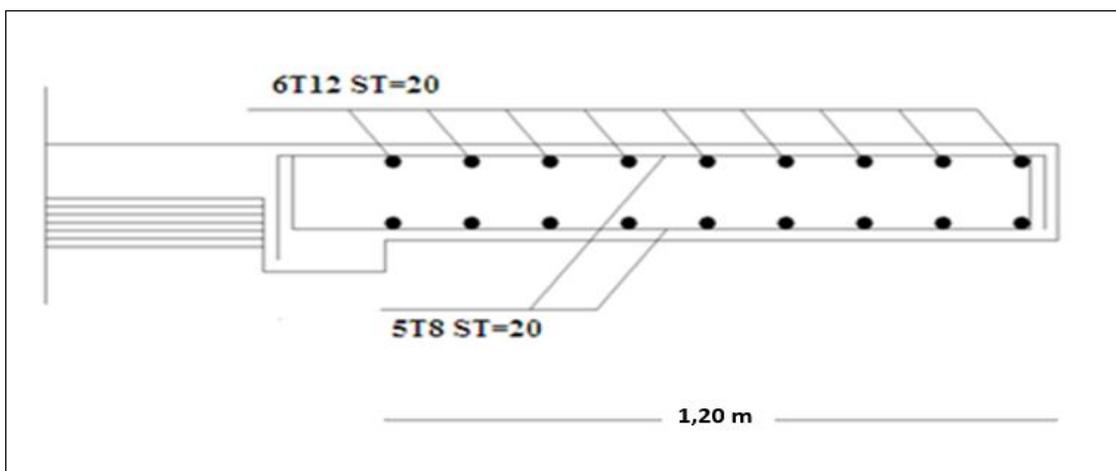


Figure III.43 : Schéma de ferrailage des balcons.

III.6. Conclusion de chapitre

Dans ce chapitre ; il a été question de calculé les éléments secondaires ne participant pas directement au contreventement de la structure.

Ainsi ; les différents types de poutrelles ont été étudiées et ferrillées.

Le même travail a été fait pour les différents types de dalles pleines et d'escalier.

Nous nous sommes aussi intéressées à l'acrotère. Ce dernier a été étudié à la flexion composée, un ferrillage adéquat a été adopté.

CHAPITRE IV

ETUDE DYNAMIQUE EN ZONE SISMIQUE

IV.1. Introduction :

L'activité sismique peut se produire à n'importe quel moment, provoquant par conséquence, d'importants dégâts humains et matériels. Les structures doivent être conçues et construites de manière adéquate afin de résister à ses secousses sismiques, toute en respectant les recommandations des règlements parasismiques.

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie toutes les conditions et critères de sécurité imposées par les règles parasismiques Algériennes RPA99 version 2003.

La modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du logiciel de calcul de structure.

SAP2000.

IV.2. Objectif de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

IV.3. Modélisation de la structure étudiée :

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté infini par un modèle ayant un nombre de DDL fini, et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir :

- ❖ La masse.
- ❖ La rigidité et l'amortissement.

En d'autres termes la modélisation est la recherche d'un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la raideur (rigidité) de tous les éléments de la structure.

IV.3.1. Modélisation de la rigidité :

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectué comme suit :

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément linéaire type poutre (frame) à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degré de liberté (trois translations et trois rotations).
- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- Les poteaux entre deux nœuds de différent niveaux (niveau i et niveau i+1).
- Chaque voile est modélisé par un élément surfacique type Shell à quatre nœud après on l'a divisé en mailles.
- A tous les planchers nous avons attribués une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigides dans leur plan.
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastrés (6DDL bloqués).

IV.3.2. Modélisation de la masse :

- La charge des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher. La masse est calculée par l'équation $(G+\beta Q)$ imposée par le **RPA99 version 2003**. [2]
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir $2,5t/m^3$.
- La charge de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été répartie aux niveaux des poutres qui se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).

IV.4. Choix de la méthode de calcul :

Les règles parasismiques Algériennes (**RPA99/version2003**) propose trois méthodes de calcul des sollicitations.

- 1- La méthode statique équivalente.
- 2- La méthode d'analyse modale spectrale.
- 3- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes (Réservé à un personal qualifier).

IV.4.1. La méthode statique équivalente :

A. Principe :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

B. Conditions d'applications :

Les conditions d'applications de la méthode statique équivalente sont :

- a) Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III.
- b) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres les conditions de hauteur énoncées en haut, et les conditions complémentaires suivantes :

Zone III	{	● groupe d'usage 3 et 2 , si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
		● groupe d'usage 1B , si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
		● groupe d'usage 1A , si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 8m.

➤ Notes :

La méthode statique équivalente n'est pas applicable dans le cas de notre bâtiment car la structure est classée dans un groupe d'usage 2 et sa hauteur est supérieure à 17m. **(34,68m)**

- Alors, la méthode que nous pouvons utilisée dans le cadre de notre PFE est la méthode d'analyse modale spectrale qui, d'après les **RPA99 v03** peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

IV.4.2. La méthode modale spectrale :

Il y a lieu de rappeler que la direction d'un séisme est aléatoire et que par conséquent il convient d'analyser une structure sous les deux composantes horizontales orthogonales d'un séisme agissant suivant les deux directions principales de celle-ci.

A. Objectifs de l'analyse spectrale

L'analyse spectrale permet d'avoir :

- 1) **Pour chaque mode propre** : la période, les facteurs des participations massique.
- 2) **Pour chaque direction** : déplacements, réactions et efforts correspondants à chacun des modes propres, ainsi que les efforts et les déplacements quadratiques.

B. Analyse spectrale :

➤ Utilisation des spectres de réponse :

La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse.

- toute structure est assimilable à un oscillateur multiple, la réponse d'une structure à une accélération dynamique est fonction de l'amortissement (ζ) et de la pulsation naturelle (ω).

Donc pour des accélérogrammes données si on évalue les réponses maximales en fonction de la période (T), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est nommé spectre de réponse et qui aide à faire une lecture directe des déplacements maximaux d'une structure.

L'action sismique est représentée par un spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{cases} \dots\dots\dots [2]$$

Avec :

- **g** : accélération de la pesanteur.
- **A** : coefficient d'accélération de zone.
- **η** : facteur de correction d'amortissement.

- **R** : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.
- **T₁, T₂** : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site, (T₁ =0,15sec, T₂ =0,50sec).
- **Q** : Facteur de qualité.

IV.5. Résultats de l’analyse sismique :

A. Calcul de la force sismique total

La force sismique totale V, applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{ADQ}{R} W \quad (\text{Art 4.2.3}) \quad [02]$$

Avec :

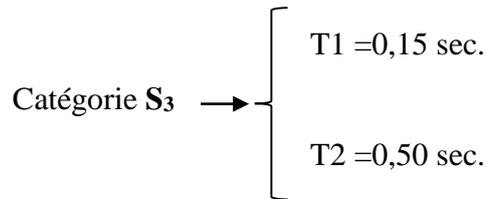
- **A** : coefficient d’accélération de zone.
 - Groupe d’usage : **2**
 - Zone sismique : **III**
- } → **A = 0,25**

- **D** : facteur d’amplification dynamique moyen.

Ce facteur est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d’amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 . \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s . \quad \dots\dots\dots[02] \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3,0}\right)^{2/3} \left(\frac{3,0}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3,0s . \end{cases}$$

- **T₁, T₂** : périodes caractéristiques associée à la catégorie du site est donnée dans le **tableau 4.7 [02]**.



➤ **Estimation de la période fondamentale de la structure (T) :**

La période fondamentale est un paramètre de conception important qui joue un rôle significatif dans le calcul de l'effort tranchant à la base, les RPA fournissent des expressions empiriques approximatives pour estimer la période fondamentale.

Les Règlements parasismiques exigent une majoration pour la période empirique afin de ne pas excessivement pénaliser l'effort de calcul, ainsi il est proposé [6] à ce que le choix de la période de calcul de l'effort tranchant à la base soit limité comme suit :

$$\mathbf{T} = \left\{ \begin{array}{ll} \mathbf{T} \text{ analytique} & \text{si } \mathbf{T} \text{ analytique} \leq \mathbf{T} \text{ empirique} \\ \mathbf{T} \text{ empirique} & \text{si } \mathbf{T} \text{ empirique} < \mathbf{T} \text{ analytique} < \mathbf{1,3T} \text{ empirique} \\ \mathbf{1,3T} \text{ empirique} & \text{si } \mathbf{T} \text{ analytique} \geq \mathbf{1,3T} \text{ empirique} \end{array} \right.$$

- Les formules empiriques à utiliser selon le **RPA99/version 2003** sont :

$$\left(T = C_T \times h_N^{3/4}, \quad T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \right) \dots\dots\dots [2]$$

Avec :

- C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage dans notre cas on a :
- $C_T = 0,05$ (Contreventement assuré partiellement par des voiles en béton armé)
- h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$h_N = 36,88 \text{ m}$$

- D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$\left\{ \begin{array}{l} D_x = 24,75 \text{ m} \\ D_y = 12,5 \text{ m} \end{array} \right.$$

➤ Suivant la direction (x - x)

$$\mathbf{T_x = \min \left\{ \begin{array}{l} T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D_x}} = 0,627 \text{ sec} \\ T = C_T \times h_N^{3/4} = 0,05 \times (34,68)^{3/4} = 0,715 \text{ sec} \end{array} \right.$$

✓ sens (x-x) : $T_x = \min(0,627 \text{ et } 0,715) = 0,627 \text{ sec}.$

➤ Suivant la direction (y - y)

$$\mathbf{T_y = \min \left\{ \begin{array}{l} T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D_y}} = 0,980 \text{ sec} \\ T = C_T \times h_N^{3/4} = 0,05 \times (34,68)^{3/4} = 0,715 \text{ sec} \end{array} \right.$$

✓ sens (y-y) : $T_y = \min(0,980 \text{ et } 0,715) = 0,715 \text{ sec}.$

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{T_x = 0,627 \text{ sec}} \\ \mathbf{T_y = 0,715 \text{ sec}} \end{array} \right.$$

$T_x = 0,627 \text{ sec}$	Estimation de la période empirique (30%)	$1,3T_x = 0,815 \text{ sec}$
		
$T_y = 0,715 \text{ sec}$		$1,3T_y = 0,930 \text{ sec}$

Le facteur d'amplification dynamique moyen est :

$$\left\{ \begin{array}{l} D_x = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T_x} \right)^{2/3} = 2,5 \times 0,8819 \times \left(\frac{0,5}{0,815} \right)^{2/3} = 1,592 \\ D_y = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T_y} \right)^{2/3} = 2,5 \times 0,8819 \times \left(\frac{0,5}{0,930} \right)^{2/3} = 1,458 \end{array} \right.$$

Avec :

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule $\zeta=7\%$:

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\zeta}} \geq 0,7 \dots\dots\dots [2]$$

Donc :

$$\eta = 0,8819$$

- **R** : coefficient de comportement

L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit, dans les règles et les méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, d'un coefficient de comportement R qui est un paramètre qui reflète la ductilité de la structure ; il dépend du système de contreventement.

- ❖ Pour le cas de notre bâtiment, le système de contreventement que nous avons choisi est un système mixte portiques/voiles avec interaction, donc R=5, c'est le système 4.a.
- ❖ La valeur de R=5 que nous avons choisi sera justifier à la fin de ce chapitre.

- **Q** : facteur de qualité.

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

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

La valeur de **Q** déterminée par la formule :

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

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

Sa valeur est donnée par le tableau **4.4 (RPA 99/version 2003)**.

Tableau IV.1 : Valeurs des pénalités P_q .

Critère q	Observée (o/n)	$P_q // xx$	Observée (o/n)	$P_q // yy$
Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0,05	Non	0,05
Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
Régularité en plan	Oui	0	Oui	0
Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0

- Sens x-x :

$$Q=1+ (0,05+0+0+0+0,05+0,1) =1,05$$

- Sens y-y :

$$Q=1+ (0,05+0+0 +0+0,05+1) =1,05$$

- W : Poids de la structure qui est calculé de la manière suivante :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

W_i est donné par :

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \dots\dots\dots [2]$$

Avec :

- W_i : Le poids concentré au niveau du centre masse du plancher « i ».
- W_{Gi} : Le poids dû aux charges permanentes et celui des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure au niveau « i ».
- W_{Qi} : Surcharges d'exploitation au niveau « i ».
- β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

- $\beta = 0,2$ (bâtiment d'habitation, bureaux ou assimilés). (Tableau 4.5) [02]

Récapitulatif :

Le tableau suivant récapitule les paramètres de l'étude sismiques retenus pour notre bâtiment.

Tableau IV.2 : Récapitulatif des paramètres sismiques retenus.

Coefficient	Conditions	Valeur
A	Ouvrage groupe 2 Zone sismique III	0,25
R	Système portiques/ voiles mixte avec interaction.	5
Q	$1+\Sigma Pq$	1,05
ζ	-	7%
η		0,8819
T1	Site 3	0,15 s
T2		0,50 s

a. Résultante des forces sismiques de calcul :

L'une des premières vérifications préconisées par le « **RPA99 version 2003** » est relative à la résultante des forces sismiques.

En effet la résultante des forces sismiques à la base « V_t » obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente « V » pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0,8V$, il faut augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements,

moments,..) dans le rapport $\frac{0,8V}{V_t}$. [02]

b. Vérification des déplacements inter étage :

Nécessairement être vérifiée : $\Delta_k^x \leq \bar{\Delta}$ et $\Delta_k^y \leq \bar{\Delta}$

Où

$$\bar{\Delta} = 0.01 h e$$

Avec :

$$\begin{aligned} \delta_k^x &= R^* \frac{0,8V^x}{V_t^x} * \delta_{ek}^x & \text{et} & & \delta_k^y &= R^* \frac{0,8V^y}{V_t^y} * \delta_{ek}^y & \dots\dots\dots [02] \\ \Delta_k^x &= \delta_k^x - \delta_{k-1}^x & \text{et} & & \Delta_k^y &= \delta_k^y - \delta_{k-1}^y \end{aligned}$$

- Δ_k^x : Correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 dans le sens x-x (idem dans le sens y-y, Δ_k^y).
- δ_{ek}^x : est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens x-x (idem dans le sens y-y, δ_{ek}^y).
- Si Les déplacements latéraux inter étage dépassent les valeurs admissibles, il

Faut donc augmenter la rigidité latérale de la structure. Pour cela on peut:

- ✓ Augmenter les dimensions des poteaux déjà existants.
- ✓ Rajouter des voiles dans la structure.

L'augmentation de la section des poteaux risque de réduire la surface exploitable de la structure, en revanche, l'ajout des voiles de contreventement est la solution inévitable. Le problème qui se pose ici c'est bien la bonne disposition de ces voiles dans la structure.

➤ Résultats de l'analyse sismique :

✚ **Modèle initial** : (voir figure ci-dessous)

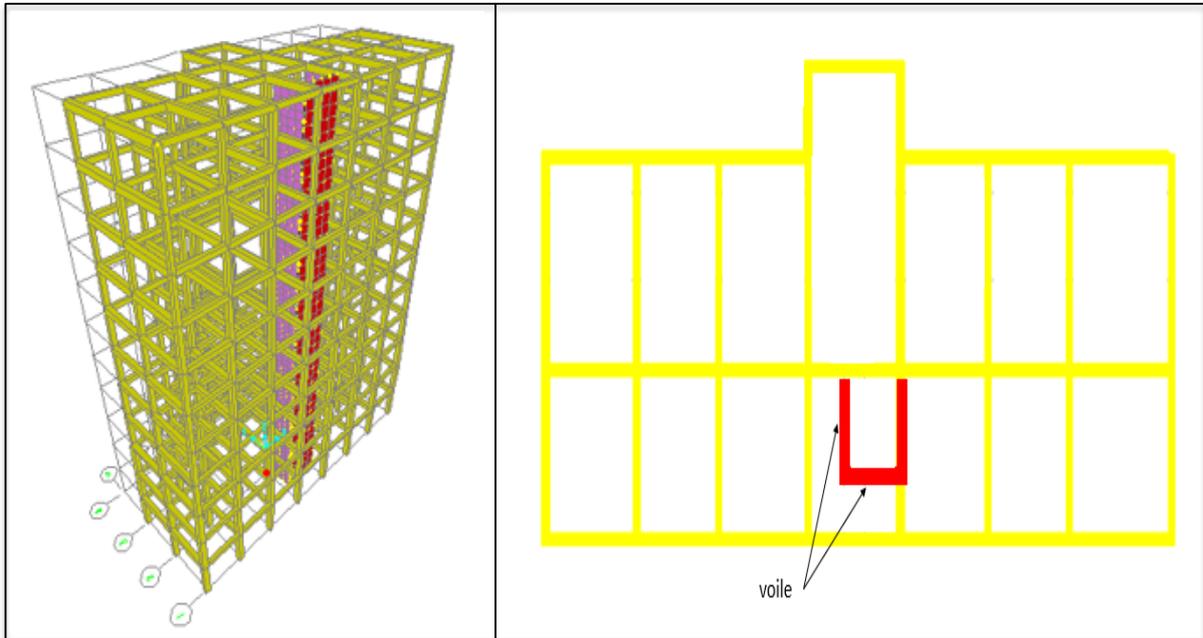


Figure IV.1 : Modèle initial.

Tableau IV.3 : Sections des poteaux et voiles de chaque niveau (modèle initial).

Etage	Eléments	
	Poteaux carrée (cm ²)	Voiles (cm)
9 ^{eme} / 10 ^{eme}	30×30	e = 20
4 ^{eme} / 8 ^{eme}	35×35	
RDC / 3 ^{eme}	40×40	
Sous sol	45×45	

1. Caractéristiques dynamiques propres du modèle initiale :

Tableau IV.4 : Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle Initial.

mode	Période sec	Facteurs de Participation Massique (%)					
		UX	UY	UZ	Σ UX	Σ UY	Σ UZ
1	1,420507	0,26515	4,804E-06	8,809E-10	0,26515	4,804E-06	8,809E-10
2	1,332267	0,04888	0,63502	8,772E-06	0,31403	0,63503	8,773E-06
3	1,288730	0,41764	0,07366	9,942E-07	0,73167	0,70869	9,768E-06
4	0,504097	0,02867	6,937E-05	7,941E-09	0,76035	0,70876	9,775E-06
5	0,395092	0,04091	0,10098	2,265E-05	0,80126	0,80974	3,243E-05
6	0,375722	0,08181	0,05149	1,064E-05	0,88307	0,86123	4,307E-05
7	0,302645	0,00870	2,447E-05	2,245E-12	0,89177	0,86126	4,307E-05
8	0,209423	0,00451	4,808E-05	1,576E-09	0,89628	0,86130	4,307E-05
9	0,189278	0,03543	0,01447	2,806E-06	0,93171	0,87578	4,588E-05
10	0,175487	0,01116	0,04555	1,301E-05	0,94287	0,92133	5,889E-05

2. Constatations :

L'analyse modale de la structure a conduit à :

- Une période du 1er Mode $T_1 = 1,42$ s
- Une période du 2eme Mode $T_2 = 1,33$ s
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 10ème mode.
- Le premier mode est un mode couplé (Translation +rotation).
- Le deuxième mode est un de translation selon y.
- Le troisième mode est une mode de translation selon x.

3. Résultantes des forces sismiques :

$$T_3 = 1,28 \text{ s} > 1,3T_x \text{ empirique} = 0,815 \text{ s.} \quad \longrightarrow \quad D_x=1,592$$

$$T_2 = 1,33 \text{ s} > 1,3T_y \text{ empirique} = 0,930 \text{ s.} \quad \longrightarrow \quad D_y=1,458$$

$$\begin{cases} V_x = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R} W \\ V_y = \frac{A \times D_y \times Q_y}{R} W \end{cases} \quad \begin{cases} V_x = 0,084 W \\ V_y = 0,077 W \end{cases}$$

$$W = 32322,233 \text{ KN} \quad \begin{cases} V^x = 3102,934 \text{ KN} \\ V^y = 2844,356 \text{ KN} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 0,8V^x = 2482,35 \text{ KN} \\ 0,8V^y = 2275,485 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} F_1 = V_t^x = 1909,229 \text{ KN} \\ F_2 = V_t^y = 2052,402 \text{ KN} \end{cases}$$

Ce qui donne :

$$\begin{cases} V_t^x = 1909,229 \text{ KN} \leq 0,8V^x = 2482,35 \text{ KN} \\ V_t^y = 2052,402 \text{ KN} \leq 0,8V^y = 2275,485 \text{ KN} \end{cases}$$

Le rapport $\left\{ \frac{0,8V^x}{V_t^x} = 1,30 \rightarrow \mathbf{rx} = 1,30 \right.$ $\left. \left\{ \frac{0,8V^y}{V_t^y} = 1,11 \rightarrow \mathbf{ry} = 1,11 \right. \right.$

Remarque : D'après l'RPA99 v2003, on doit multiplier les valeurs des déplacements latéraux inter-étages de la structure par le coefficient **rx (ou ry)** selon à direction considérée.

4. Vérification des Déplacements inter étages du modèle initiale (sous E) :

L'une des vérifications préconisées par le **RPA99**, concerne les déplacements latéraux inter étages.

En effet, selon l'article **5.10** du **RPA99 modifié en 2003** l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée : $\Delta_K^x \leq \bar{\Delta}$ et $\Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$

Avec : $\bar{\Delta} = 0,01 h_e$

Où : h_e représente la hauteur de l'étage.

Avec : $\delta_K^x = R \frac{0,8V^x}{V_t^x} \delta_{eK}^x$ et $\delta_K^y = R \frac{0,8V^y}{V_t^y} \delta_{eK}^y$ si $\frac{0,8V^x}{V_t^x} > 1$ et $\frac{0,8V^y}{V_t^y} > 1$

$$\Delta_K^x = \delta_K^x - \delta_{K-1}^x \quad \text{et} \quad \Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y$$

Δ_K^x : Correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 dans le sens x-x (idem dans le sens y-y, Δ_K^y).

δ_{eK}^x : Est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens x-x (idem dans le sens y-y, δ_{eK}^y).

Tableau.IV.5 : Vérification des Déplacements Inter Etages du Modèle initial.

Niveaux	$\delta_{eK}^x (cm)$	$\delta_{eK}^y (cm)$	$\delta_K^x (cm)$	$\delta_K^y (cm)$	$\Delta_K^x (cm)$	$\Delta_K^y (cm)$	$\bar{\Delta}(cm)$	Observation
34,68	4,9211	5,17	31,98715	28,6935	2,82945	2,57076	3,06	Vérifiée
31,62	4,4858	4,7068	29,1577	26,12274	3,029	2,693415	3,06	Vérifiée
28,56	4,0198	4,2215	26,1287	23,429325	3,0862	2,797755	3,06	Non vérifiée
25,5	3,545	3,7174	23,0425	20,63157	3,2643	2,95371	3,06	Non vérifiée
22,44	3,0428	3,1852	19,7782	17,67786	3,39365	3,08136	3,06	Non vérifiée
19,38	2,5207	2,63	16,38455	14,5965	3,45215	3,128535	3,06	Non vérifiée
16,32	1,9896	2,0663	12,9324	11,467965	3,2617	3,0081	3,06	Non vérifiée
13,26	1,4878	1,5243	9,6707	8,459865	3,12195	2,85603	3,06	Non vérifiée
10,20	1,0075	1,0097	6,54875	5,603835	2,81645	2,552445	3,06	Vérifiée
7,14	0,5742	0,5498	3,7323	3,05139	2,2971	2,000775	3,06	Vérifiée
4,08	0,2208	0,1893	1,4352	1,050615	1,4352	1,050615	4,08	Vérifiée

✓ Les déplacements latéraux inter étage dépassent les valeurs admissibles, il faut donc augmenter la rigidité latérale de la structure en rajoutant des voiles.

✓ Les voiles de contreventement seront disposés de manière symétrique, et le plus éloigné possible du centre de rigidité et dans les deux sens.

Plusieurs essais ont été analysés, correspondant à différente disposition des voiles. Dans la suite nous présentons uniquement deux de ces modèles.

✚ **Modèle (01) : (voir figure ci-dessous)**

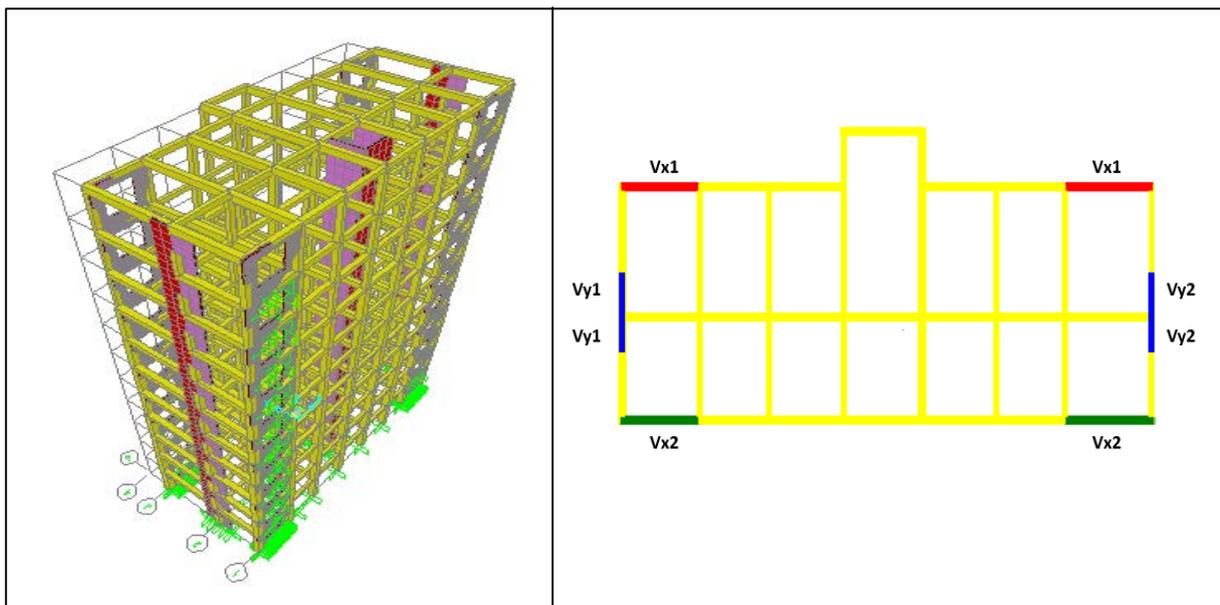


Figure IV.2 : Modèle (01).

1. Caractéristiques dynamiques propres du modèle (01) :

Tableau IV.6 : Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle (01).

MODE	Période sec	UX	UY	UZ	ΣUX	ΣUY	ΣUZ
1	1,290339	1,528E-06	0,76665	8,146E-06	1,528E-06	0,76665	8,146E-06
2	1,181966	0,66382	3,348E-06	3,257E-09	0,66382	0,76665	8,150E-06
3	0,965352	0,00928	1,768E-05	2,250E-09	0,67310	0,76667	8,152E-06
4	0,420464	4,695E-09	0,11929	3,900E-05	0,67310	0,88596	4,715E-05
5	0,290829	0,06782	1,037E-07	1,703E-07	0,74092	0,88596	4,732E-05
6	0,281691	0,11319	8,237E-09	1,756E-09	0,85412	0,88596	4,732E-05
7	0,227264	3,572E-08	0,04313	2,361E-05	0,85412	0,92909	7,093E-05
8	0,146250	2,019E-07	0,02622	0,00053	0,85412	0,95531	0,00060
9	0,142671	0,00048	3,692E-06	1,266E-06	0,85460	0,95531	0,00060
10	0,125376	2,844E-07	3,233E-05	0,38860	0,85460	0,95535	0,38920
11	0,124696	0,07074	1,857E-08	1,149E-06	0,92534	0,95535	0,38921

2. Constatations :

L'analyse modale de la structure a conduit à :

- Une période du 1^{er} Mode $T_1 = 1,29$ s.
- Une période du 2^{eme} Mode $T_2 = 1,18$ s.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 11^{eme} mode.
- Le premier mode est un mode de translation selon Y.
- Le deuxième mode est un mode de translation selon X.
- Le troisième mode est un mode de rotation.

3. Résultantes des forces sismiques :

D'après le fichier des résultats du **SAP 2000** on a :

$$T_1 = 1,18 \text{ s} > 1,3T_X \text{ empirique} = 0,916 \text{ s.}$$

$$T_2 = 1,29 \text{ s} > 1,3T_Y \text{ empirique} = 0,802 \text{ s.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} D_x = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T_x} \right)^{2/3} = 2,5 \times 0,8819 \times \left(\frac{0,5}{0,815} \right)^{2/3} = 1,592 \\ D_y = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T_y} \right)^{2/3} = 2,5 \times 0,8819 \times \left(\frac{0,5}{0,930} \right)^{2/3} = 1,46 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} D_x = 1,592 \\ D_y = 1,458 \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} V_x = 0,084W \\ V_y = 0,077W \end{array} \right.$$

$$W = 34606,484 \text{ KN} \quad \left\{ \begin{array}{l} V^x = 3322,22 \text{ KN} \\ V^y = 3045,37 \text{ KN} \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0,8V^x = 2657,78 \text{ KN} \\ 0,8V^y = 2436,30 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} F_1 = V_t^x = 2261,039 \text{ KN} \\ F_2 = V_t^y = 2286,203 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\text{Ce qui donne :} \quad \left\{ \begin{array}{l} V_t^x = 2261,039 \text{ KN} \leq 0,8V^x = 2657,78 \text{ KN} \\ V_t^y = 2286,203 \text{ KN} \leq 0,8V^y = 2436,30 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\text{Le rapport } \left\{ \frac{0,8V^x}{V_t^x} = 1,17 \Rightarrow r_x = 1,17 \right. \quad \left. \frac{0,8V^y}{V_t^y} = 1,06 \Rightarrow r_y = 1,06 \right.$$

Vérification des déplacements inter étage (Sous E) :

L'une des vérifications préconisées par le **RPA99**, concerne les déplacements latéraux inter étages.

Tableau IV.7 : Vérification des Déplacements Inter Etages du 1^{er} modèle.

Niveaux	$\delta_{eK}^x (cm)$	$\delta_{eK}^y (cm)$	$\delta_K^x (cm)$	$\delta_K^y (cm)$	$\Delta_K^x (cm)$	$\Delta_K^y (cm)$	$\bar{\Delta} (cm)$	Observation
34,68	4,8195	4,6887	28,194075	24,85011	2,876445	1,06053	3,06	vérifiée
31,62	4,3278	4,4886	25,31763	23,78958	2,996955	1,42782	3,06	vérifiée
28,56	3,8155	4,2192	22,320675	22,36176	3,07593	1,79087	3,06	Non vérifiée
25,50	3,2897	3,8813	19,244745	20,57089	3,146715	2,19261	3,06	Non vérifiée
22,44	2,7518	3,4676	16,09803	18,37828	3,150225	2,55301	3,06	Non vérifiée
19,38	2,2133	2,9859	12,947805	15,82527	3,068325	2,81324	3,06	Non vérifiée
16,32	1,6888	2,4551	9,87948	13,01203	2,861235	2,85829	3,06	vérifiée
13,26	1,1997	1,9158	7,018245	10,15374	2,57517	2,9627	3,06	vérifiée
10,20	0,7595	1,3568	4,443075	7,19104	2,138175	2,95475	3,06	Vérifiée
7,14	0,394	0,7993	2,3049	4,23629	1,52685	2,63622	3,06	Vérifiée
4,08	0,133	0,3019	0,77805	1,60007	0,77805	1,60007	4,08	Vérifiée

Remarque :

Les déplacement inter étage selon « x » ne sont pas vérifier c'est pourquoi on va rajoutez deux bouts de voiles parallèlement à « x »

✚ **Modèle (02) : (voir figure ci-dessous)**

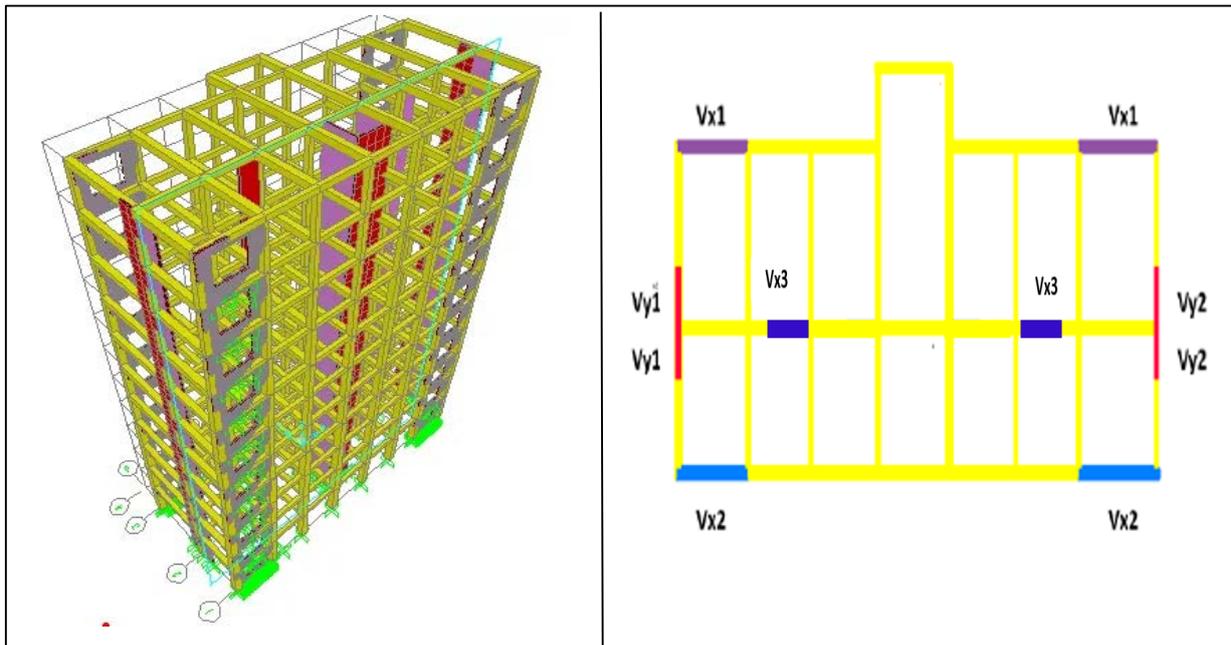


Figure IV.3: Modèle (02).

1. Caractéristiques dynamiques propres du modèle (02) :

Tableau IV.8 : Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle (02).

MODE	Période sec	UX	UY	UZ	ΣUX	ΣUY	ΣUZ
1	1,298358	1,019E-06	0,76674	5,560E-06	1,019E-06	0,76674	5,560E-06
2	1,147627	0,65946	3,361E-06	3,801E-09	0,65946	0,76674	5,564E-06
3	0,972166	0,01825	2,396E-05	2,136E-08	0,67771	0,76677	5,586E-06
4	0,422289	1,166E-07	0,11899	2,591E-05	0,67771	0,88575	3,150E-05
5	0,291591	0,03413	7,719E-07	1,695E-08	0,71184	0,88575	3,151E-05
6	0,277526	0,14219	5,969E-07	1,527E-08	0,85403	0,88575	3,153E-05
7	0,228246	7,596E-08	0,04312	1,671E-05	0,85403	0,92887	4,824E-05
8	0,146918	7,233E-08	0,02624	0,00028	0,85403	0,95511	0,00033
9	0,143476	0,00051	5,740E-07	1,864E-07	0,85454	0,95511	0,00033
10	0,123622	0,06995	1,091E-08	8,471E-08	0,92450	0,95511	0,00033

2)- Constatations :

L'analyse modale de la structure a conduit à :

- Une période du 1^{er} Mode $T_1 = 1,29$ s.
- Une période du 2^{eme} Mode $T_2 = 1,14$ s.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 10^{eme} mode.
- Le premier mode est un mode de translation selon Y.
- Le deuxième mode est un mode de translation selon X.
- Le troisième mode est un mode de rotation.

b) - Résultantes des forces sismiques :

$$\begin{array}{l} T_1 = 1,29 \text{ s} > 1,3T_Y \text{ empirique} = 0,930 \text{ s} \\ T_2 = 1,14 \text{ s} > 1,3T_X \text{ empirique} = 0,815 \text{ s} \end{array} \quad \left\{ \begin{array}{l} D_Y = 1,458 \\ D_X = 1,592 \end{array} \right.$$

$$W = 34879,718 \text{ KN} \rightarrow \begin{array}{l} V^x = 3348,453 \text{ KN} \\ V^y = 3069,415 \text{ KN} \end{array} \rightarrow \begin{array}{l} 0,8V^x = 2678,762 \text{ KN} \\ 0,8V^y = 2455,532 \text{ KN} \end{array}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} F_1 = V_t^x = 2307,392 \text{ KN} \\ F_2 = V_t^y = 2285,63 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\text{Ce qui donne : } \left\{ \begin{array}{l} V_t^x = 2307,392 \text{ KN} \leq 0,8V^x = 2678,762 \text{ KN} \\ V_t^y = 2285,63 \text{ KN} \leq 0,8V^y = 2455,532 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\text{Le rapport } \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,8V^x}{V_t^x} = 1,16 \quad \Rightarrow \quad r_x = 1,16 \\ \frac{0,8V^y}{V_t^y} = 1,07 \quad \Rightarrow \quad r_y = 1,07 \end{array} \right.$$

c)- Vérification des déplacements inter étage (Sous E) :

Tableau IV.9 : Vérification des Déplacements Inter Etages du 2^{er} modèle.

Niveaux	$\delta_{eK}^x (cm)$	$\delta_{eK}^y (cm)$	$\delta_K^x (cm)$	$\delta_K^y (cm)$	$\Delta_K^x (cm)$	$\Delta_K^y (cm)$	$\bar{\Delta}(cm)$	Observation
34,68	4,6386	4,7247	26,90388	25,277145	2,66394	1,078025	3,06	vérifiée
31,62	4,1793	4,5232	24,23994	24,19912	2,79444	1,45199	3,06	vérifiée
28,56	3,6975	4,2518	21,4455	22,74713	2,88376	1,81793	3,06	vérifiée
25,50	3,2003	3,912	18,56174	20,9292	2,97134	2,22667	3,06	vérifiée
22,44	2,688	3,4958	15,5904	18,70253	3,00556	2,593145	3,06	vérifiée
19,38	2,1698	3,0111	12,58484	16,109385	2,9493	2,861715	3,06	vérifiée
16,32	1,6613	2,4762	9,63554	13,24767	2,76892	2,90933	3,06	vérifiée
13,26	1,1839	1,9324	6,86662	10,33834	2,5056	3,017935	3,06	vérifiée
10,20	0,7519	1,3683	4,36102	7,320405	2,09148	3,007235	3,06	Vérifiée
7,14	0,3913	0,8062	2,26954	4,31317	1,50162	2,680885	3,06	Vérifiée
4,08	0,1324	0,3051	0,76792	1,632285	0,76792	1,632285	4,08	Vérifiée

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

IV.6. Vérification Spécifique Aux Sollicitations Normales (dans les poteaux) :

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{Bc \cdot f_{c28}} \leq 0.30$$

Avec :

N_d : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton (Combinaison G+Q+E).

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

f_{c28} : la résistance caractéristique du béton à 28 jours (25 MPA).

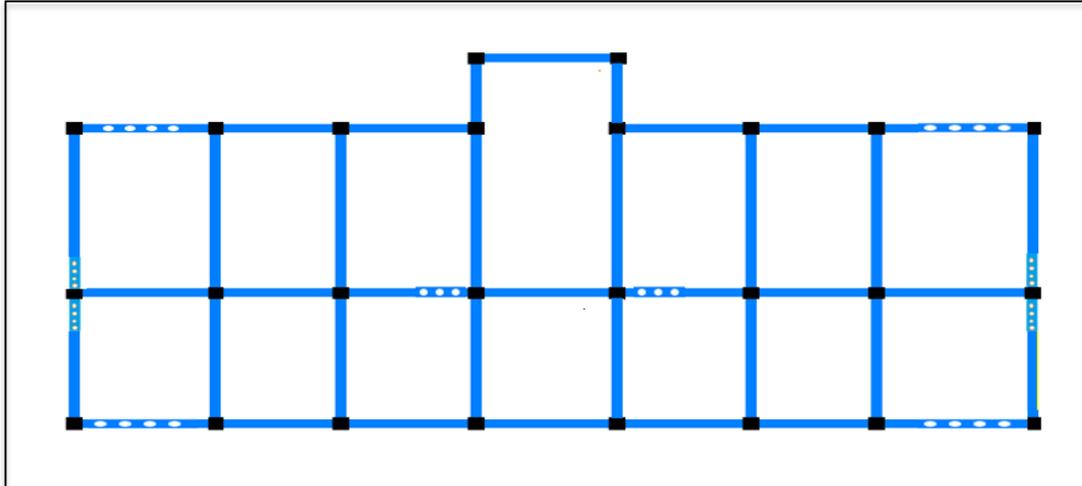


Figure.IV.4 : Repérage des Poteaux.

Tableau IV.10 : Vérification de l'Effort Normal pour les Poteaux non reliés au voiles.

Section des poteaux carrée								
Niv	B _c (cm ²)	N _d (KN) (G+Q+E)	V	Obs	Section modifiées (cm ²)	N _d (KN) (G+Q+E)	V	Obs
P10	30×30	149,332	0,066	< 0,30	35×35	136,872	0,044	< 0,30
P9	30×30	202,747	0,090	< 0,30	35×35	227,429	0,074	< 0,30
P8	35×35	354,29	0,116	< 0,30	45×45	397,977	0,079	< 0,30
P7	35×35	507,924	0,166	< 0,30	45×45	570,776	0,113	< 0,30
P6	35×35	633,478	0,207	< 0,30	45×45	745,281	0,147	< 0,30
P5	35×35	821,747	0,268	< 0,30	45×45	922,215	0,182	< 0,30
P4	35×35	978,837	0,247	< 0,30	45×45	1111,067	0,147	< 0,30
P3	40×40	1158,329	0,289	< 0,30	55×55	1302,991	0,172	< 0,30
P2	40×40	1333,103	0,333	> 0,30	55×55	1497,922	0,198	< 0,30
P1	40×40	1513,421	0,378	> 0,30	55×55	1696,65	0,224	< 0,30
RDC	40×40	1706,451	0,332	> 0,30	55×55	1908,73	0,212	< 0,30

✚ **Résultats de l'analyse dynamique du modèle 02 après les modifications des sections des poteaux (Modèle final) :**

1. Caractéristiques dynamiques propres :

Les caractéristiques dynamiques propres obtenues sont données dans le tableau :

Tableau IV.11 : Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle 02 après la vérification spécifique aux sollicitations normales (et modification des sections des poteaux).

MODE	Période sec	UX	UY	UZ	ΣUX	ΣUY	ΣUZ
1	1,141874	1,358E-06	0,75896	4,895E-06	1,358E-06	0,75896	4,895E-06
2	1,007793	0,64581	5,597E-06	3,023E-09	0,64581	0,75897	4,898E-06
3	0,880823	0,02324	3,709E-05	1,176E-08	0,66905	0,75900	4,910E-06
4	0,374190	4,425E-08	0,11807	2,345E-05	0,66905	0,87708	2,836E-05
5	0,266195	0,01280	2,390E-06	2,272E-08	0,68185	0,87708	2,838E-05
6	0,247909	0,16874	3,989E-07	1,325E-08	0,85059	0,87708	2,839E-05
7	0,203892	4,532E-08	0,04416	1,454E-05	0,85059	0,92124	4,293E-05
8	0,132854	0,00031	1,241E-06	8,352E-08	0,85090	0,92124	4,302E-05
9	0,131498	1,682E-09	0,02729	9,040E-05	0,85090	0,94853	0,00013
10	0,111844	0,07219	9,654E-09	4,764E-08	0,92309	0,94853	0,00013

2. Constatations :

L'analyse modale de la structure a conduit à :

- Une période du 1er Mode $T1 = 1,14$ s.
- Une période du 2eme Mode $T2 = 1,00$ s.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 10ème mode.
- Le premier mode est un mode de translation selon Y.
- Le deuxième mode est un mode de translation selon X.
- Le troisième mode est un mode de rotation.

3. Résultantes des forces sismiques :

D'après le fichier des résultats de **SAP 2000** on a :

$$\begin{matrix} T_1 = 1,14 \text{ s} > 1,3T_Y \text{ empirique} = 0,930\text{s.} \\ T_2 = 1,00 \text{ s} > 1,3T_X \text{ empirique} = 0,815 \text{ s} \end{matrix} \longrightarrow \begin{cases} D_y=1,458 \\ D_x=1,592 \end{cases}$$

$$W = 37224,365 \text{ KN} \begin{cases} V^x = 3573,54 \text{ KN} \\ V^y = 3275,74 \text{ KN} \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} 0,8V^x = 2858,832 \text{ KN} \\ 0,8V^y = 2620,59 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} F_1 = V_t^x = 2619,128 \text{ KN} \\ F_2 = V_t^y = 2606,0881 \text{ KN} \end{cases}$$

Ce qui donne :

$$\begin{cases} V_t^x = 2619,128 \text{ KN} \leq 0,8V^x = 2858,832 \text{ KN} \\ V_t^y = 2606,088 \text{ KN} \leq 0,8V^y = 2620,59 \text{ KN} \end{cases}$$

Le rapport $\left\{ \frac{0,8V^x}{V_t^x} = 1,09 \right\} \Rightarrow \mathbf{rx = 1,09}$ $\left\{ \frac{0,8V^y}{V_t^y} = 1,01 \right\} \Rightarrow \mathbf{ry = 1,01}$

4. Vérification des déplacements inter étage E :

Tableau. IV.12 : Vérification des Déplacements Inter Etages du Modèle 02 après la vérification spécifique aux sollicitations normales (et modification des sections des poteaux).

Niveaux	$\delta_{eK}^x (cm)$	$\delta_{eK}^y (cm)$	$\delta_K^x (cm)$	$\delta_K^y (cm)$	$\Delta_K^x (cm)$	$\Delta_K^y (cm)$	$\bar{\Delta} (cm)$	Observation
34,68	3,9138	3,9983	21,33021	20,191415	2,13749	0,826685	3,06	vérifiée
31,62	3,5216	3,8346	19,19272	19,36473	2,259025	1,160995	3,06	vérifiée
28,56	3,1071	3,6047	16,933695	18,203735	2,31734	1,431675	3,06	vérifiée
25,50	2,6819	3,3212	14,616355	16,77206	2,38056	1,771035	3,06	vérifiée
22,44	2,2451	2,9705	12,235795	15,001025	2,39255	2,08464	3,06	vérifiée
19,38	1,8061	2,5577	9,843245	12,916385	2,325515	2,33411	3,06	vérifiée
16,32	1,3794	2,0955	7,51773	10,582275	2,1582	2,35633	3,06	vérifiée
13,26	0,9834	1,6289	5,35953	8,225945	1,95001	2,45127	3,06	vérifiée
10,20	0,6256	1,1435	3,40952	5,774675	1,625735	2,424505	3,06	Vérifiée
7,14	0,3273	0,6634	1,783785	3,35017	1,17502	2,11696	3,06	Vérifiée
4,08	0,1117	0,2442	0,608765	1,23321	0,608765	1,23321	4,08	Vérifiée

IV.7. Justification du choix du coefficient de comportement R :

Dans le système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles (système 4.a) ainsi définie par l'RPA99v2003, Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales, et ils reprennent conjointement avec les portiques les charges horizontales proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultantes de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

a. Justification des voiles sous charges verticales :

Pourcentage des sollicitations dues aux charges verticales reprises par les voiles :

Condition :

$$\frac{\sum F_z \text{voile}}{\sum F_z \text{portique} + \sum F_z \text{voile}} \leq 20\%$$

Tableau.IV.13 : Vérification de la portance des voiles .

combinaison	Totale (KN)	Voiles (KN)	Pourcentages des voiles (%)
		e =20cm	
ELS	41625,98	8149,447	19,57

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

b. Effort tranchant repris par les portiques :

Pourcentage des efforts tranchants dus aux charges horizontales repris par les portiques

Tableau.IV.14 : Pourcentages des efforts tranchants dans les deux sens « X et Y ».

Sens-X			Sens-Y			
Etage	Combinaison E		Pourcentages des portiques (%)	Combinaison E		Pourcentages des portiques (%)
	Totale KN	Portique KN		Totale KN	Portique KN	
10 ^{ème}	809,357	622,432	76,90	784,032	604,834	77,1440451
9 ^{ème}	854,342	673,693	78,85	878,890	693,321	78,8859812
8 ^{ème}	906,245	670,86	74,03	912,347	642,490	70,4216707
7 ^{ème}	987,132	659,96	66,85	1021,349	612,280	59,9481666
6 ^{ème}	1094,345	803,67	73,44	1478,081	897,237	60,7028302
5 ^{ème}	1234,354	899,18	72,84	1748,270	846,348	48,4106002
4 ^{ème}	1462,220	822,13	56,22	1956,890	878,521	44,8937344
3 ^{ème}	1917,125	813,25	42,42	2101,545	819,709	39,0050653
2 ^{ème}	2396,137	768,685	32,08	2254,133	732,925	32,5147185
1 ^{er}	2584,913	828,88	32,10	2527,012	809,324	32,0269156
RDC	2619,128	882,98	33,71	2606,088	907,498	34,8222316

✓ Les portiques reprennent plus de 25% de l'effort tranchant horizontales dues aux charges horizontale(E).

IV.8.Conclusion

: Etant donné que :

- Les voiles de contreventement reprennent moins de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les portiques prennent, outre les sollicitations dues aux charges verticales, plus de 25 % de l'effort tranchant dans chaque étage.

Alors, le choix du coefficient de comportement global de la structure (**R=5**) est justifié.

• Remarque :

Dans le modèle final utilisés pour lire les efforts et les contraintes nécessaires pour le ferrailage des éléments résistants nous avons multiplié les accélérations spectrales selon « x » par $r_x=1,09$ et selon « y » par $r_y=1,01$ pour amplifier les quantités de réponse.

CHAPITRE V

FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

V.1. INTRODUCTION

Le Ferrailage des éléments résistants devrait être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le *B.A.E.L. 91 modifié 99* et le *RPA99 (version 2003)*.

Notre structure se compose des éléments résistants suivants :

- Poteaux.
- Poutres.
- Voiles.

V.2. FERRAILAGE DES POTEAUX

V.2.1. Ferrailage Longitudinal

Les poteaux sont calculés en flexion composée (déviée) sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales ; chaque poteau est soumis à un effort normal (N) et deux moments de flexion (M_{x-x}), (M_{y-y}).

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

- Section entièrement tendue : S.E.T.
- Section entièrement comprimée : S.E.C.
- Section partiellement comprimée : S.P.C.

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (ELU) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens (longitudinal et transversal) et dans les situations suivantes :

Tableau.V.1 : Tableau des Contraintes.

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	γ_s	f_e (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18,48	1	400	400

2.1.1. Recommandations selon les B.A.E.L.91 modifiées 99

La section A_1 des armatures longitudinales doit respecter les conditions suivantes :

$$A_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} 4 \text{ cm}^2 \text{ par mètre de longueur de parement.} \\ 0,2\% \leq A_1/B \leq 5\% \quad B: \text{ section de béton.} \end{array} \right.$$

2.1.2. Recommandations selon l'R.P.A .99 version 2003

Pour une zone sismique III, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence (HA), droites et sans crochet ; elles doivent avoir :

- Un diamètre minimal $\varnothing_1 = 12$ mm
- Une longueur minimale de $50 \varnothing_1$ en zone de recouvrement
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'intérieur des zones nodales
- La détermination de la section doit satisfaire les conditions suivantes :
 - En zone de recouvrement $\longrightarrow 0,9\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 6\%$
 - En zone courante $\longrightarrow 0,9\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 4\%$

Avec :

A_s : La section d'acier.

B : La section du poteau.

- pour la zone nodale dans les poteaux, les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous :

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

h_e : la hauteur d'étage.

b_1 et h_1 : dimensions du poteau.

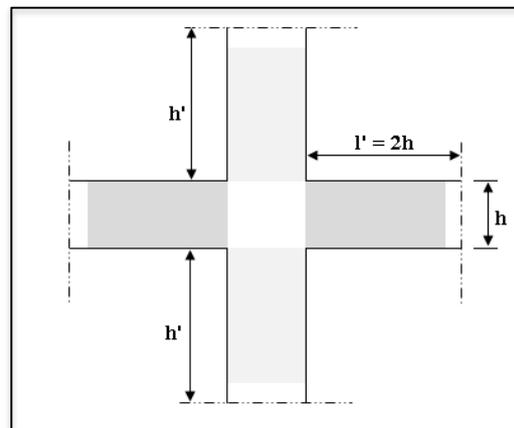


Figure.V.1 : Zone Nodale.

- **Calcul de la contrainte de cisaillement τ_u et de sa valeur limite $\overline{\tau_u}$** La contrainte tangentielle dans les poteaux τ_u est conventionnellement prise égale à : $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$; V_u : la valeur de l'effort tranchant, vis-à-vis de l'état limite ultime (T_u).
 b_0 : la largeur du poteau.
 d : la hauteur utile ($d = h - c$).

- **Contrainte tangentielle admissible $\overline{\tau}_u$**

La contrainte tangente limite $\overline{\tau}_u$ a pour valeur

✓ Selon le B.A.E.L. 91 modifiées 99 :

Armatures droites ($\alpha = 90^\circ$).

Fissuration peu nuisible :

$$\overline{\tau}_u = \text{Min} \left[0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right] = \begin{cases} \overline{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{situation durable} \\ \overline{\tau}_u = 4,35 \text{ MPa} \rightarrow \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\overline{\tau}_u = \text{Min} \left[0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right] = \begin{cases} \overline{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \rightarrow \text{situation durable} \\ \overline{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa} \rightarrow \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

✓ Selon RPA 99 V2003 :

$$\tau_{bu} = \rho_d f_{c28}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda \geq 5 \\ 0,04 & \text{si } \lambda < 5 \end{cases}$$

Élancement λ :

$$\lambda = \frac{\ell_f}{i} \left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} \text{Pour une section rectangulaire de hauteur h, l'élancement a pour valeur :}$$

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

$$\lambda = \frac{\ell_f}{h} \sqrt{12} \approx 3,46 \frac{\ell_f}{h}$$

- **Armatures transversales**

Les armatures transversales doivent entourer les barres longitudinales, leurs \emptyset_t est donnée par la relation :

$$\emptyset_t \geq \frac{1}{3} \emptyset_\ell \quad \emptyset_\ell : \text{étant le plus grand diamètre des armatures longitudinales.}$$

2.1.3. Calcul du Ferrailage Longitudinal

Le ferrailage longitudinal des poteaux sera calculé aux états limites ultimes, par le logiciel SOCOTEC par utilisation du règlement B.A.E.L.91 modifié 99.

2.1.4. Combinaisons d'Actions

En fonction du type de sollicitation, on a :

a. Combinaisons selon le B.A.E.L 91 modifiés 99 :

Situation durable

ELU : $1,35G+1,5Q$

ELS : $G+Q$

b. Combinaisons selon R.P.A.99 version 2003 :

Situation accidentelle

$G+Q\pm E$

$0,8G\pm E$

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants afin d'accéder à la combinaison d'effort la plus défavorable.

$-N^{\max}, M^{\text{corr}}$.

$-N^{\min}, M^{\text{corr}}$.

$-N^{\text{corr}}, M^{\max}$.

Les tableaux suivants résument les résultats trouvés :

Tableau.V.2 : Ferrailages des poteaux à L'ELU.

combinaison	étages	10 ^{ème} /9 ^{ème}	8 ^{ème} /4 ^{ème}	3 ^{ème} /RDC
	sections	35x35	45x45	55x55
ELU	N^{\max}	313,397	1429,144	2338,582
	M^{corr}	58,03	54,70	105,296
	A'_s	0	0	0
	A_s	1,68	0	0
	N^{\min}	5,41	295,85	741,377
	M^{corr}	14,512	28,592	0,873
	A'_s	0	0	0
	A_s	1,33	0	0
	N^{corr}	300,72	566,332	1569,262
	M^{\max}	70,12	108,351	119,152
	A'_s	0	0	0
	A_s	3,34	0,66	0

Tableau.V.3 : Ferrailages des poteaux (G+Q±E).

combinaison	étages	10 ^{ème} /9 ^{ème}	8 ^{ème} /4 ^{ème}	3 ^{ème} /RDC
	sections	35x35	45x45	55x55
G+Q±E	N^{max}	244,269	1050,959	2911,749
	M^{corr}	59,221	109,153	157,329
	A'_s	0	0	0
	A_s	2,72	0	0
	N^{min}	12,261	161,209	324,139
	M^{corr}	52,421	61,443	79,339
	A'_s	0	0	0
	A_s	5,19	2,13	0
	N^{corr}	55,45	886,497	1075,647
	M^{max}	75,720	137,823	203,959
	A'_s	0	0	0
	A_s	7,27	0,2	0

Tableau. V.4 : Ferrailages des poteaux (0,8G±E).

combinaison	étages	10 ^{ème} /9 ^{ème}	8 ^{ème} /4 ^{ème}	3 ^{ème} /RDC
	sections	35x35	45x45	55x55
0,8G±E	N ^{max}	164,82	726,11	1407,27
	M ^{corr}	34,573	89,048	156,405
	A' _s	0	0	0
	A _s	0,94	0	0
	N ^{min}	9,059	99,002	143,591
	M ^{corr}	48,53	59,65	10,57
	A' _s	0	0	0
	A _s	4,81	2,92	0
	N ^{corr}	123,642	659,042	800,261
	M ^{max}	55,148	132,840	196,741
	A' _s	0	0	0
	A _s	3,88	1,96	1,39

2.1.5. Choix des armatures

Tableau V-5 Choix des Armatures des Poteaux.

Etages	Sections (cm ²)	A _s cal (cm ²)	A _s min (cm ²)	A _s max	A _s max	Choix des armatures	A _s adopté (cm ²)
				(Z.C)(cm ²)	(Z.R)(cm ²)		
10 ^{ème} /9 ^{ème}	35x35	7,27	11,03	36,75	73,5	4T20 +8T16	28.64
8 ^{ème} /4 ^{ème}	45x45	2,92	18,23	60,75	121,5	4T20+12T16	36.56
3 ^{ème} /RDC	55x55	1,39	27,23	90,75	181,5	4T25 +12T16	43.63

2.1.6. Vérification vis-à-vis de l'Etat Limite de Service

Les contraintes admissibles sont données par :

- **Béton :**

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

- **Acier :**

Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.

Fissuration préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \xi = \text{Min}\left(\frac{2}{3}f_e, \text{Max}(0,5f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}})\right)$

Fissuration très préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \xi = 0,8\xi$

Avec:

$\eta = 1,6$ pour les aciers H.A.

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\sigma_s = 201.6 \text{ MPa}$.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

a. $N_{\text{ser}_{\text{max}}}$; $M_{\text{ser}_{\text{cor}}}$

Tableau.V.6 : Vérification des Contraintes des Poteaux.

Etage	Section s (cm ²)	N _{ser} (kN)	M _{ser} (kNm)	Sollicitation	σ _s (MPa)	σ _{sadd} (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc add} (MPa)	Vérification
10 ^{ème} /9 ^{ème}	35x35	227,429	41,933	SPC	65,2	201.63	5,84	15	Ok
8 ^{ème} /4 ^{ème}	45x45	922,215	52,863	SEC	81	201.63	5,92	15	Ok
3 ^{ème} /RDC	55x55	1696,65	76,075	SEC	92,6	201.63	6,52	15	Ok

b. $N_{\text{ser}_{\text{cor}}}$; $M_{\text{ser}_{\text{max}}}$

Etage	Section s (cm ²)	N _{ser} (kN)	M _{ser} (kNm)	Sollicitation	σ _s (MPa)	σ _{sadd} (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc add} (MPa)	Vérification
10 ^{ème} /9 ^{ème}	35x35	218,038	50,664	SPC	63,9	201.63	7,82	15	Ok
8 ^{ème} /4 ^{ème}	45x45	382,457	80,50	SPC	67,9	201.63	5,57	15	Ok
3 ^{ème} /RDC	55x55	1087,87	86,096	SEC	70,9	201.63	5,12	15	Ok

V.2.2. Vérification vis-à-vis de l’Effort Tranchant

2.2.1. Vérification de la Contrainte de Cisaillement

Il faut vérifier que :

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

Avec :

T_u : L’effort tranchant pour l’état limite ultime.

b : Largeur de la section du poteau.

d : Hauteur utile de la section du poteau.

τ_u : Contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte $\bar{\tau}_u$ doit être limitée aux valeurs suivantes :

- Selon [1] :

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

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28}, 4\text{MPa})$ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

- Selon [2] RPA :

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

$\rho_d = 0,075$ si l’élancement $\lambda \geq 5$

$\rho_d = 0,040$ si l’élancement $\lambda < 5$

Avec :

λ : L’élancement du poteau

i : Rayon de giration.

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

B : Section du poteau.

L_f : Longueur de flambement.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau.V.7 : Vérification de la Contrainte de Cisaillement des Poteaux.

Etage	Sectio n (cm ²)	T_u (kN)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	τ_u RPA (MPa)	τ_u BAEL (MPa)	Vérification
10 ^{ème} /9 ^{ème}	35x35	33,70	0,275	21,21	0,075	1,88	2,50	Ok
8 ^{ème} /4 ^{ème}	45x45	254,467	1,256	16,49	0,075	1,88	2,50	Ok
3 ^{ème} /RDC	55x55	73,23	0,242	13,47	0,075	1,88	2,50	Ok

2.2.2. Ferraillage Transversal des Poteaux Selon [1] :

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

A_t : Section d'armatures transversales.

b : Largeur de la section droite.

h : Hauteur de la section droite.

S_t : Espacement des armatures transversales.

Ø_t : Diamètre des armatures transversales.

Ø_l : Diamètre des armatures longitudinales.

Selon [3] :

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

Avec :

A_t : Section d'armatures transversales.

S_t : Espacement des armatures transversales.

T_u : Effort tranchant à l'ELU.

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

h : Hauteur totale de la section brute.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

ρ_a=2,5.....si λ_g≥5

ρ_a=3,75.....si λ_g<5 λ_g : élancement géométrique.

- L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

S_t≤10cmZone nodale (zone III).

$S_t \leq \text{Min}\left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_t\right)$ Zone courante (zone III).

Ø_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{S_t b}$ en (%) est donnée comme suite :

$$\begin{cases} 0,3\%.....si \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\%.....si \lambda_g \leq 3 \\ Interpolation.....si 3 < \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau $\left(\lambda_g = \frac{L_f}{a}\right)$

a : Dimension de la section droite du poteau.

L_f : Longueur de flambement du poteau.

Pour les armatures transversales $f_e = 400$ MPa).

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des armatures transversales des poteaux :

Tableau.V.8 : Espacements Maximums selon R.P.A.99 des poteaux.

Etage	Section (cm ²)	Barres	Ø _l (mm)	S _t (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
10 ^{ème} /9 ^{ème}	35x35	4T20 +8T16	20	10	15
8 ^{ème} /4 ^{ème}	45x45	4T20+12T16	20	10	15
3 ^{ème} /RDC	55x55	4T25 +12T16	20	10	15

Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

Tableau.V.9 : Choix des Armatures Transversales des Poteaux.

Niveaux	Section (cm ²)	L _f (m)	λ _g (%)	ρ _a	T _u ^{max} (kN)	Zone	S _t (cm)	A _t ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
10 ^{ème} /9 ^{ème}	35x35	2.142	21,21	2,50	33,70	N	10	0,56	4T10	3,14
						C	15	0,84	4T10	3,14
8 ^{ème} /4 ^{ème}	45x45	2.142	16,49	2,50	254,47	N	10	0,74	4T10	3,14
						C	15	1,11	4T10	3,14
3 ^{ème} /RDC	55x55	2.142	13,47	2,50	73,23	N	10	0,64	4T10	3,14
						C	15	0,96	4T10	3,14

Longueur de recouvrement

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r = 50\phi_l$ en zone III.

Pour :

T25.....L_r=125 cm.

T20.....L_r=100 cm.

T16.....L_r=80 cm.

• **Ferrailage des Poteaux du Sous-Sol**

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

$$A_s \geq \left(\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r}{0,9} \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right) \frac{\gamma_s}{f_e}$$

- B_r : Section réduite du poteau considéré (B_r = (a-2)(b-2)) cm²

- α : Coefficient dépendant de l'élançement.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si } \lambda \leq 50 \\ \frac{0,6(50)^2}{\lambda} & \text{si } 50 < \lambda < 70 \end{cases}$$
- $\lambda = \frac{L_f}{i}$
- L_f : Longueur de flambement.
- i : Rayon de giration $\left(i = \sqrt{\frac{I}{B}}\right)$.
- I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.
- B : Section du poteau ($B = a \times b$).
- N_u : L'effort normal maximal au niveau des poteaux du sous-sol.
- La longueur de flambement $L_f = 0,7l_0$.

a. Calcul de l'effort normal pondéré

Prenons le poteau le plus sollicité dont l'effort normal est de: $N_{u(RDC)} = 2152,65 \text{ KN}$

- Plancher RDC : $16,74 \times 7,64 = 127,89 \text{ KN}$
 - Poids de la poutre poreuse..... $25(0,5 \times 0,3 \times 2,75 + 0,5 \times 0,3 \times 2) = 17,81 \text{ KN}$
 - Poids de la poutre non poreuse..... $25(0,3 \times 0,25 \times 1,8 + 0,3 \times 0,25 \times 1,52) = 6,6 \text{ KN}$
 - Poids du poteau $25 \times (4,08 - 0,5) \times (0,3)^2 = 8,06 \text{ KN}$
- G = 160,36 KN**

$G_{\text{Total}} = 2313,01 \text{ KN}$

- Surcharge d'exploitation : $Q_{RDC} = 5 \times 16,74 = 83,70 \text{ KN}$

$$\Rightarrow N_{u1} = 1,35G + 1,5Q = 3248,11 \text{ KN}$$

b. Calcul du ferrailage

$$i = \frac{a}{\sqrt{12}} = 15,87 \text{ cm}$$

- $\lambda = \frac{0,7 \times 3,50 \cdot 10^2}{15,87} = 15,42 < 50$
- $\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0,823$
- $Br = (55 - 2)^2 = 2809 \cdot \text{cm}^2$

D'où :

$$A_s = \left(\frac{3248,11 \cdot 10^3}{0,823} - \frac{2809 \cdot 10^2}{0,9} \frac{25}{1,5} \right) \frac{1,15}{400} = -36,09 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s < 0$$

$A_s^{\min} = 0,9\%B$ selon RPA99 version 2003 $\longrightarrow A_s = A_s^{\min} = 32,4 \text{ cm}^2$

Conclusion :

Le calcul en compression simple des poteaux du sous-sol à donner une section inférieure à celle exigée par le R.P.A. version 2003, par conséquent on retient pour le ferrailage de ces poteaux les mêmes sections d'armature des poteaux du RDC, soit :

Tableau.V.10 : Ferrailage des Poteaux du Sous-Sol.

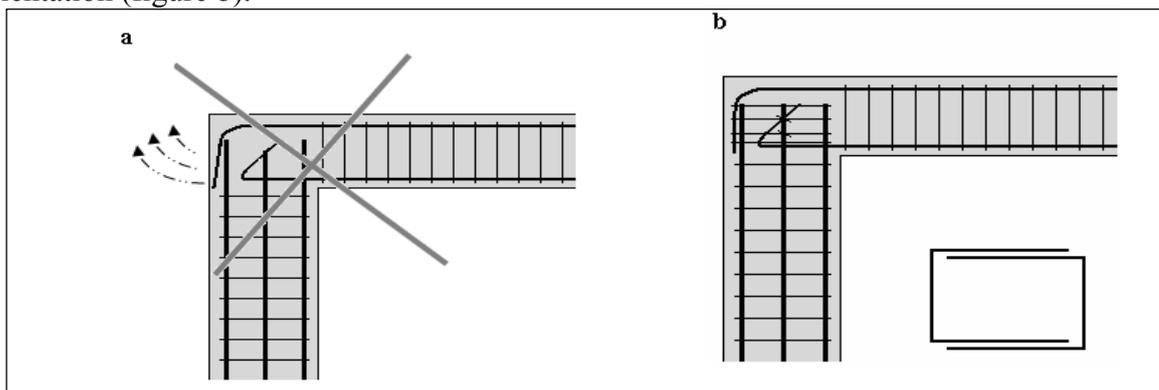
Type du poteau	Section cm2	Chois	A_s adopté cm2
poteau de S.SOL	60x60	4T25 + 12T16	43.63

• Nœuds poutre-poteau :

Tant les armatures du poteau que celles de la poutre doivent avoir une continuité mécanique au droit du nœud, cette continuité est obtenue par le recouvrement et l'ancrage des barres ; on efficace dépend de la présence d'aciers de coutures ayant pour rôle :

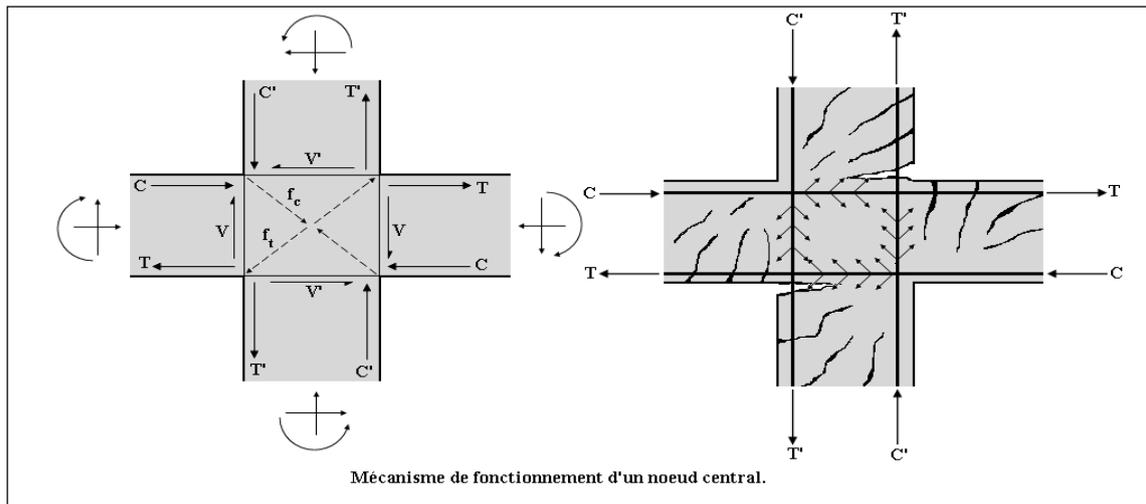
- D'empêcher la poussée au vide des barres de la poutre en recouvrement avec celles du poteau (figure a).
- S'opposer au fendage du béton au droit de l'ancrage de l'armature.

Il faut donc prévoir des aciers de coutures en 2U superposées avec alternance dans l'orientation (figure b).



La concentration des efforts au droit des nœuds et leur capacité à assurer une bonne transmission conditionnent pourtant le comportement des structures, en effet, l'expérience montre que les nœuds sont les parties de l'ossature les plus vulnérables en cas de séisme :

- Un endommagement du nœud peut diminuer la capacité de dissipation d'énergie du portique.
- Le confortement d'un nœud est techniquement difficile et d'une efficacité douteuse.



Les structures doivent posséder une large capacité de dissipation d'énergie, l'intégrité des nœuds est un maillon essentiel dont le fonctionnement exige des vérifications spécifiques :

- un nœud doit posséder des performances (résistance) aux efforts alternés équivalentes aux éléments concourants ;
- la résistance du nœud doit normalement contrôler la résistance de l'ossature, c'est-à-dire permettre à chaque élément de l'assemblage (poutres-poteaux) de développer les sollicitations pour lesquelles ils ont été calculés ;

La transmission des efforts à travers le nœud central par exemple est détaillée par la figure ci-dessus :

- les efforts de traction T et de compression C produisent des bielles de compression et de traction dans le nœud ;
- la ruine du nœud et des zones adjacentes peut intervenir en cas d'insuffisance des dispositions constructives.

Les figures suivantes donnent une idée de la complexité de réalisation d'un nœud de rive et d'un nœud central.

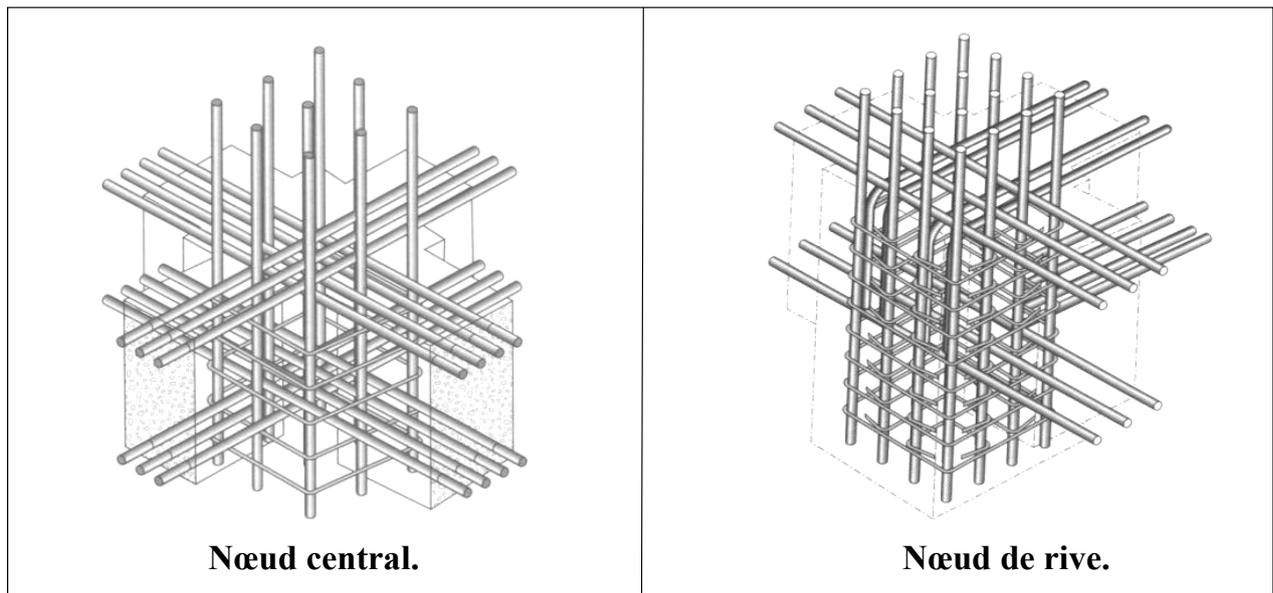


Figure.V.2 : Disposition des armatures dans les nœuds.

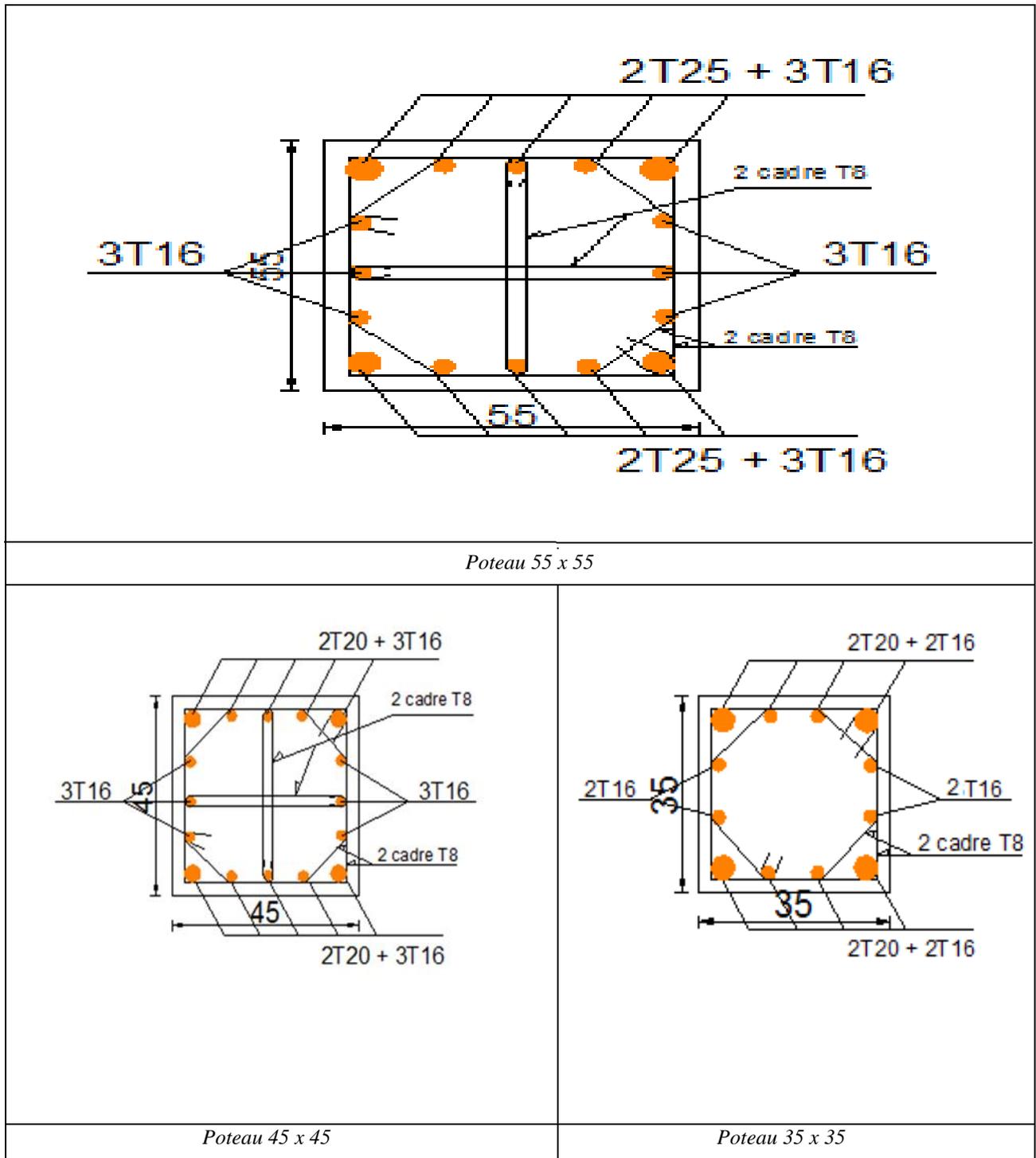


Figure.V.3 : Schéma de Ferraillage des poteaux.

V.3. FERRAILLAGE DES POUTRES

V.3.1 Introduction

Le ferrailage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur.

V.3.2 Les Combinaisons de Charges

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- ✓ Combinaisons exigées par le " CBA 93 " :
 - E.L.U: $1.35 G + 1.5 Q$
 - E.L.S: $G + Q$
- ✓ Combinaisons exigées par le " RPA 99 version 2003 " :
 - $0.8 G \pm E$
 - $G + Q \pm E$

G: charge permanente.

Q: charge d'exploitation.

E: charge sismique.

V.3.3 Recommandations des règlements

Selon [2] Le pourcentage des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est donné par :

- $0.5\% \leq \frac{A}{b.h} \leq 4\%$ Au niveau de la zone courante.
- $0.5\% \leq \frac{A}{b.h} \leq 6\%$ Au niveau de la zone de recouvrement.

b : largeur de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

- La longueur minimale de recouvrement est de 50Φ (zone III).
- Dans les poteaux de rive et d'angle, les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90 %.
- La quantité d'armatures " A_t ", est donnée par: $A_t = 0.003 St . L$

L: longueur de la poutre.

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

- $S_t \leq \text{Min} \left[\frac{h}{4}; 12\phi \right]$ (zone nodale).
- $S_t \leq \frac{h}{2}$ (zone courante).

h: hauteur de la poutre.

ϕ : Le plus grand diamètre d'acier.

Les armatures longitudinales sont déterminées en tenant compte des deux situations suivantes:

➤ Situation durable:

- Béton: $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $\sigma_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$.
- Acier: $\gamma_s = 1.15$; FeE 400 ; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$.

➤ Situation accidentelle :

- Béton : $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $\sigma_{bc} = 18.48 \text{ MPa}$.
- Acier : $\gamma_s = 1$; FeE 400 ; $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$.

V.3.4 Calcul du ferrailage

Pour le cas de notre structure, les efforts sont déterminés par le logiciel *SAP 2000*.

On dispose de 2 types de poutres :

- Poutre porteuse **30x 50** (cm²)
- Poutre non porteuse **25 x 30** (cm²)

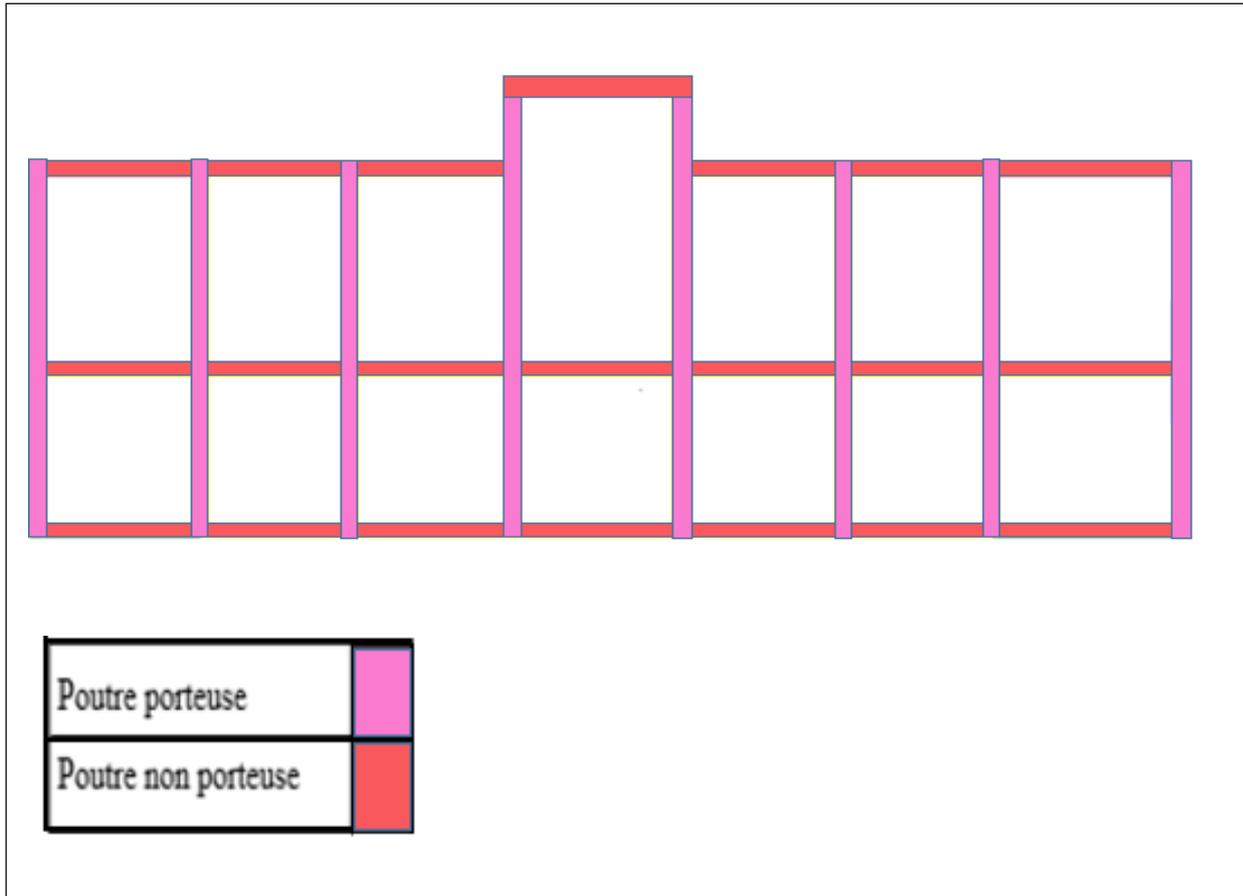


Figure.V.4 : Disposition des Poutres.

Les tableaux suivants regroupent tous les résultats des efforts ainsi que les sections d'armatures calculées par le logiciel (SOCOTEC) pour chaque type de poutres sous les différentes combinaisons de charge.

Remarque

Les poutres de notre structure seront calculées à la flexion simple (F.S.).

Telle que :

A_s : représente les armatures de la fibre inférieure.

A_s^{\wedge} : représente les armatures de la fibre supérieure.

1. Poutre porteuse (30x 50)

a. Situation durable $1,35G+1,5Q$

Tableau.V.11 : Ferrailage des Poutres 30x50(Situation Durable).

<i>Etage</i>	<i>Section (cm²)</i>	<i>Position</i>	<i>M^{max} (kNm)</i>	<i>A_s (cm²)</i>	<i>A_s' (cm²)</i>	<i>A_s^{min} (cm²)</i>
10^{ème}	30x50	Travée	68,49	4,69	0	13,5
		Appui	-71,29	0	4,89	13,5
9^{ème}	30x50	Travée	142,56	10,34	0	13,5
		Appui	-180,74	0	13,57	13,5
8^{ème}	30x50	Travée	127,64	9,14	0	13,5
		Appui	-193,78	0	14,74	13,5
7^{ème}	30x50	Travée	120,42	8,57	0	13,5
		Appui	-206,27	0	15,89	13,5
6^{ème}	30x50	Travée	121,38	8,65	0	13,5
		Appui	-202,56	0	15,55	13,5
5^{ème}	30x50	Travée	122,03	8,7	0	13,5
		Appui	-198,92	0	15,21	13,5
4^{ème}	30x50	Travée	115,80	8,21	0	13,5
		Appui	-207,35	0	16	13,5
3^{ème}	30x50	Travée	112,39	7,95	0	13,5
		Appui	-210,91	0	16,33	13,5
2^{er}	30x50	Travée	112,98	7,99	0	13,5
		Appui	-207,07	0	15,97	13,5
1^{er}	30x50	Travée	112,51	7,96	0	13,5
		Appui	-204,63	0	15,74	13,5
RDC	30x50	Travée	113,13	8	0	13,5
		Appui	-203,63	0	15,65	13,5

b. Situation accidentelle G+Q±E

Tableau.V.12 : Ferrailage des Poutres 30x50 (Situation Accidentelle).

<i>Etage</i>	<i>Section (cm²)</i>	<i>Position</i>	<i>M^{max} (kNm)</i>	<i>A_s (cm²)</i>	<i>A_s' (cm²)</i>	<i>A_s^{min} (cm²)</i>
10^{ème}	30x50	<i>Travée</i>	49,52	3,34	0	13,5
		<i>Appui</i>	-51,56	0	3,49	13,5
9^{ème}	30x50	<i>Travée</i>	102,95	7,23	0	13,5
		<i>Appui</i>	-130,55	0	9,37	13,5
8^{ème}	30x50	<i>Travée</i>	92,19	6,42	0	13,5
		<i>Appui</i>	-140,05	0	10,13	13,5
7^{ème}	30x50	<i>Travée</i>	86,98	6,03	0	13,5
		<i>Appui</i>	-149,07	0	10,87	13,5
6^{ème}	30x50	<i>Travée</i>	87,67	6,08	0	13,5
		<i>Appui</i>	-146,39	0	10,65	13,5
5^{ème}	30x50	<i>Travée</i>	88,14	6,12	0	13,5
		<i>Appui</i>	-143,74	0	10,43	13,5
4^{ème}	30x50	<i>Travée</i>	83,64	5,79	0	13,5
		<i>Appui</i>	-149,83	0	10,93	13,5
3^{ème}	30x50	<i>Travée</i>	81,18	5,6	0	13,5
		<i>Appui</i>	-152,40	0	11,15	13,5
2^{er}	30x50	<i>Travée</i>	81,61	5,64	0	13,5
		<i>Appui</i>	-149,61	0	10,92	13,5
1^{er}	30x50	<i>Travée</i>	81,27	5,61	0	13,5
		<i>Appui</i>	-147,84	0	10,77	13,5
RDC	30x50	<i>Travée</i>	81,72	5,64	0	13,5
		<i>Appui</i>	-147,10	0	10,71	13,5

c. Situation accidentelle 0.8G±E

Tableau.V.13 : Ferrailage des Poutres 30x50 (Situation Accidentelle).

<i>Etage</i>	<i>Section (cm²)</i>	<i>Position</i>	<i>M^{max} (kNm)</i>	<i>A_s (cm²)</i>	<i>A_s' (cm²)</i>	<i>A_s^{min} (cm²)</i>
10^{ème}	30x50	<i>Travée</i>	30,84	2,01	0	13,5
		<i>Appui</i>	-32,29	0	2,15	13,5
9^{ème}	30x50	<i>Travée</i>	63,31	4,21	0	13,5
		<i>Appui</i>	-80,52	0	5,42	13,5
8^{ème}	30x50	<i>Travée</i>	56,75	3,76	0	13,5
		<i>Appui</i>	-86,85	0	5,87	13,5
7^{ème}	30x50	<i>Travée</i>	53,57	3,54	0	13,5
		<i>Appui</i>	-92,48	0	6,28	13,5
6^{ème}	30x50	<i>Travée</i>	53,99	3,57	0	13,5
		<i>Appui</i>	-90,75	0	6,15	13,5
5^{ème}	30x50	<i>Travée</i>	54,28	3,59	0	13,5
		<i>Appui</i>	-89,05	0	6,03	13,5
4^{ème}	30x50	<i>Travée</i>	51,53	3,4	0	13,5
		<i>Appui</i>	-92,79	0	6,3	13,5
3^{ème}	30x50	<i>Travée</i>	50,04	3,3	0	13,5
		<i>Appui</i>	-94,35	0	6,41	13,5
2^{er}	30x50	<i>Travée</i>	50,30	3,32	0	13,5
		<i>Appui</i>	-92,54	0	6,28	13,5
1^{er}	30x50	<i>Travée</i>	50,09	3,3	0	13,5
		<i>Appui</i>	-91,36	0	6,2	13,5
RDC	30x50	<i>Travée</i>	50,36	3,32	0	13,5
		<i>Appui</i>	-90,78	0	6,15	13,5

2. Poutre non porteuse (25x 30)

a. Situation durable 1,35G+1,5Q

Tableau.V.14 : Ferrailage des Poutres 25x30 (Situation Durable).

<i>Etage</i>	<i>Section (cm²)</i>	<i>Position</i>	<i>M^{max} (kNm)</i>	<i>A_s (cm²)</i>	<i>A_s' (cm²)</i>	<i>A_s^{min} (cm²)</i>
10 ^{ème}	25x30	<i>Travée</i>	30,83	3,84	0	6,75
		<i>Appui</i>	-45,09	0	5,89	6,75
9 ^{ème}	25x30	<i>Travée</i>	34,83	4,4	0	6,75
		<i>Appui</i>	-48,58	0	6,42	6,75
8 ^{ème}	25x30	<i>Travée</i>	34,78	4,39	0	6,75
		<i>Appui</i>	-48,07	0	6,34	6,75
7 ^{ème}	25x30	<i>Travée</i>	34,16	4,3	0	6,75
		<i>Appui</i>	-46,94	0	6,17	6,75
6 ^{ème}	25x30	<i>Travée</i>	31,53	3,94	0	6,75
		<i>Appui</i>	-44,09	0	5,73	6,75
5 ^{ème}	25x30	<i>Travée</i>	28,16	3,48	0	6,75
		<i>Appui</i>	-40,33	0	5,18	6,75
4 ^{ème}	25x30	<i>Travée</i>	24,45	2,99	0	6,75
		<i>Appui</i>	-35,91	0	4,55	6,75
3 ^{ème}	25x30	<i>Travée</i>	21,11	2,56	0	6,75
		<i>Appui</i>	-32,08	0	4,01	6,75
2 ^{er}	25x30	<i>Travée</i>	16,69	2	0	6,75
		<i>Appui</i>	-27,19	0	3,35	6,75
1 ^{er}	25x30	<i>Travée</i>	11,53	1,36	0	6,75
		<i>Appui</i>	-23,37	0	2,85	6,75
RDC	25x30	<i>Travée</i>	9,84	1,16	0	6,75
		<i>Appui</i>	-21,39	0	2,6	6,75

b. Situation accidentelle G+Q±E

Tableau.V.15 : Ferrailage des Poutres 25x30 (Situation Accidentelle).

<i>Etage</i>	<i>Section (cm²)</i>	<i>Position</i>	<i>M^{max} (kNm)</i>	<i>A_s (cm²)</i>	<i>A_s' (cm²)</i>	<i>A_s^{min} (cm²)</i>
10^{ème}	25x30	Travée	22,06	2,68	0	6,75
		Appui	-32,54	0	4,08	6,75
9^{ème}	25x30	Travée	25,14	3,08	0	6,75
		Appui	-35,18	0	4,44	6,75
8^{ème}	25x30	Travée	25,10	3,08	0	6,75
		Appui	-34,80	0	4,39	6,75
7^{ème}	25x30	Travée	24,65	3,02	0	6,75
		Appui	-33,98	0	4,28	6,75
6^{ème}	25x30	Travée	22,75	2,77	0	6,75
		Appui	-31,93	0	3,99	6,75
5^{ème}	25x30	Travée	20,32	2,46	0	6,75
		Appui	-29,22	0	3,63	6,75
4^{ème}	25x30	Travée	17,64	2,12	0	6,75
		Appui	-26,03	0	3,2	6,75
3^{ème}	25x30	Travée	15,22	1,82	0	6,75
		Appui	-23,27	0	2,84	6,75
2^{er}	25x30	Travée	12,04	1,43	0	6,75
		Appui	-19,75	0	2,39	6,75
1^{er}	25x30	Travée	8,31	0,97	0	6,75
		Appui	-16,82	0	2,02	6,75
RDC	25x30	Travée	7,08	0,83	0	6,75
		Appui	-15,39	0	1,84	6,75

c. Situation accidentelle 0.8G±E

Tableau.V.16 : Ferrailage des Poutres 25x30 (Situation Accidentelle).

<i>Etage</i>	<i>Section (cm²)</i>	<i>Position</i>	<i>M^{max} (kNm)</i>	<i>A_s (cm²)</i>	<i>A_s' (cm²)</i>	<i>A_s^{min} (cm²)</i>
10^{ème}	25x30	Travée	13,38	1,59	0	6,75
		Appui	-19,79	0	2,39	6,75
9^{ème}	25x30	Travée	15,35	1,83	0	6,75
		Appui	-22,35	0	2,72	6,75
8^{ème}	25x30	Travée	15,32	1,83	0	6,75
		Appui	-22,06	0	2,68	6,75
7^{ème}	25x30	Travée	15,05	1,8	0	6,75
		Appui	-21,55	0	2,62	6,75
6^{ème}	25x30	Travée	13,87	1,65	0	6,75
		Appui	-20,31	0	2,46	6,75
5^{ème}	25x30	Travée	12,36	1,46	0	6,75
		Appui	-18,68	0	2,25	6,75
4^{ème}	25x30	Travée	10,71	1,26	0	6,75
		Appui	-16,75	0	2,01	6,75
3^{ème}	25x30	Travée	9,22	1,08	0	6,75
		Appui	-15,08	0	1,8	6,75
2^{er}	25x30	Travée	7,25	0,85	0	6,75
		Appui	-12,97	0	1,54	6,75
1^{er}	25x30	Travée	4,95	0,58	0	6,75
		Appui	-10,49	0	1,24	6,75
RDC	25x30	Travée	4,17	0,48	0	6,75
		Appui	-9,07	0	1,07	6,75

a- Choix des armatures

- Poutre porteuse (30x 50)

Tableau. V.17 : Choix des Armatures pour les Poutres 30x 50.

<i>Etage</i>	<i>Section (cm²)</i>	<i>Position</i>	A_S^{max} (Z.C)(cm ²)	A_S^{max} (Z.R)(cm ²)	A_S^{min} (cm ²)	A_S^{cal} (cm ²)	<i>Choix des armatures</i>	$A_S^{adopté}$ (cm ²)
10^{ème}	30x50	<i>Travée</i>	70	105	15,75	4,69	4T20	12,57
		<i>Appui</i>				4,89	4T20+2T16	16,59
9^{ème}	30x50	<i>Travée</i>	70	105	15,75	10,34	4T20	12,57
		<i>Appui</i>				13,57	4T20+2T16	16,59
8^{ème}	30x50	<i>Travée</i>	70	105	15,75	9,14	4T20	12,57
		<i>Appui</i>				14,74	4T20+2T16	16,59
7^{ème}	30x50	<i>Travée</i>	70	105	15,75	8,57	4T20	12,57
		<i>Appui</i>				15,89	4T20+2T16	16,59
6^{ème}	30x50	<i>Travée</i>	70	105	15,75	8,67	4T20	12,57
		<i>Appui</i>				15,55	4T20+2T16	16,59
5^{ème}	30x50	<i>Travée</i>	70	105	15,75	8,7	4T20	12,57
		<i>Appui</i>				15,21	4T20+2T16	16,59
4^{ème}	30x50	<i>Travée</i>	70	105	15,75	8,21	4T20	12,57
		<i>Appui</i>				16	4T20+2T16	16,59
3^{ème}	30x50	<i>Travée</i>	70	105	15,75	7,95	4T20	12,57
		<i>Appui</i>				16,33	4T20+2T16	16,59
2^{ème}	30x50	<i>Travée</i>	70	105	15,75	7,99	4T20	12,57
		<i>Appui</i>				15,97	4T20+2T16	16,59
1^{er}	30x50	<i>Travée</i>	70	105	15,75	7,96	4T20	12,57
		<i>Appui</i>				15,74	4T20+2T16	16,59
RDC	30x50	<i>Travée</i>	70	105	15,75	8	4T20	12,57
		<i>Appui</i>				15,65	4T20+2T16	16,59

- Poutre non porteuse (25x 30)

Tableau.V.18 : Choix des Armatures pour les Poutres 25x30.

Etage	Section (cm ²)	Position	A _S ^{max} (Z.C)(cm ²)	A _S ^{max} (Z.R)(cm ²)	A _S ^{min} (cm ²)	A _S ^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A _S ^{adopté} (cm ²)
10 ^{ème}	25x30	Travée	30	45	6,75	3,84	4T14	6,16
		Appui				5,89	5T14	7,70
9 ^{ème}	25x30	Travée	30	45	6,75	4,40	4T14	6,16
		Appui				6,42	5T14	7,70
8 ^{ème}	25x30	Travée	30	45	6,75	4,39	4T14	6,16
		Appui				6,34	5T14	7,70
7 ^{ème}	25x30	Travée	30	45	6,75	4,30	4T14	6,16
		Appui				4,28	5T14	7,70
6 ^{ème}	25x30	Travée	30	45	6,75	3,94	4T14	6,16
		Appui				5,73	5T14	7,70
5 ^{ème}	25x30	Travée	30	45	6,75	3,48	4T14	6,16
		Appui				5,18	5T14	7,70
4 ^{ème}	25x30	Travée	30	45	6,75	2,99	4T14	6,16
		Appui				4,55	5T14	7,70
3 ^{ème}	25x30	Travée	30	45	6,75	2,56	4T14	6,16
		Appui				4,01	5T14	7,70
2 ^{ème}	25x30	Travée	30	45	6,75	2,00	4T14	6,16
		Appui				3,35	5T14	7,70
1 ^{er}	25x30	Travée	30	45	6,75	1,36	4T14	6,16
		Appui				2,55	5T14	7,70
RDC	25x30	Travée	30	45	6,75	1,16	4T14	6,16
		Appui				2,60	5T14	7,70

Récapitulatifs :

Tableau.V.19 : Récapitulatifs de choix d'armatures pour les poutres.

Zone	Du RDC au 10 ^{ème}	
	PP 30×50	PNP 25×30
Appuis	4T20+2T16	5T14
	16,59	7,70
Travée	4T20	4T14
	12,57	6,16

V.3.5 Condition de Non Fragilité

Dans toute poutre comportant une zone tendue, qu'elle soit soumise à la flexion simple ou composée, les armatures longitudinales de traction doivent présenter une section au moins égale à 0,001 de la section droite de la poutre.

On peut se dispenser de la vérification de la condition de non-fragilité dans les sections doit satisfis la condition suivant :

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec: } f_{t28}=2,1\text{MPa} ; f_e=400\text{MPa}$$

Tableau.V.20 : Vérification de la Condition de Non Fragilité.

Section (cm ²)	A _s choisi (cm ²)	A _s min(cm ²)	Vérification
30 x 50	12,57	1.63	Vérifiée
25 x 30	6,16	0.81	Vérifiée

V.3.6. Vérification vis-à-vis de l'Etat Limite de Service

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

Béton [1]

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

Acier [1]

peu nuisible : Pas de vérification.

Fissuration Fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \times \sqrt{\eta \cdot f_{ij}}\right)$

Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \min\left(\frac{1}{2} f_e; 90 \times \sqrt{\eta \cdot f_{ij}}\right)$

Où : $\eta = 1,60$ pour les aciers à HA.

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable.

$$\text{On doit vérifier que : } \begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y + \frac{N}{A} < \bar{\sigma}_b = 15\text{MPa} \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) + \frac{N}{A} \leq \bar{\sigma}_s = 201.6\text{MPa} \end{cases}$$

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau.V.21 : Vérification des Poutres à l'ELS.

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M _{ser} (kNm)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ^{add} (MPa)	σ _s (MPa)	σ _s ^{add} (MPa)	Vérif
10ème-RDC	PP 30x50	Travée	102.95	9,32	15	86,9	201.06	vérifier
		Appui	-152.40	12,4		114,2		vérifier
	PNP 25x30	Travée	25,14	10,5	15	51,5	201.06	vérifier
		Appui	-35.18	13,1		74,40		vérifier

V.3.7 Vérification Thermique

Le règlement **C.B.A.93** exige une vérification par une étude thermique pour toute structure ayant des dimensions en plan supérieures à **25m**, ou bien de prévoir un joint de dilatation. [03]

Remarque :

Pour notre cas il n'a pas un lieu de vérification thermique par ce que la longueur de la poutre continue la plus longue est 24,45m < **25m**.

V.3.8. Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant

1. Vérification de la contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

T_u : l'effort tranchant maximum.

b : Largeur de la section de la poutre.

d : Hauteur utile.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$ (Fissuration préjudiciable).

Tableau.V.22 : Vérification de la Contrainte de Cisaillement.

Niveau	Section (cm ²)	T _{u max} (kN)	τ _u (MPa)	τ̄ _u BAEL add (MPa)	Vérification
10 ^{ème} - RDC	PP- 30x50	212,738	1,35	2,5	Ok
	PNP 25x30	49,345	0,73	2,5	Ok

2. Calcul des armatures transversales

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE400 (f_e=400 MPa).

Selon [1]

$$\begin{cases} S_t = \text{Min}(0,9d;40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad (K = 1 : \text{Pas de reprise de bétonnage}) \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{cases}$$

Selon [2]

$$\begin{cases} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{cases} \quad \text{Avec : } \phi_l \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right)$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.V.23 : Calcul des Armatures Transversales.

Niveaux	Section (cm ²)	T _u (kN)	τ _u (MPa)	BAEL91 S _t (cm)	Ø _l (mm)	RPA99		S _t ^{adp}		A _t ^{min} (cm ²)	A _t ^{BAEL} (cm ²)	Choix
						S _t (cm) ZN	S _t (cm) ZC	ZN (cm)	ZC (cm)			
10 ^{ème} - RDC	PP 30x50	212,738	1,35	40	20 et 16	12,5	25	15	20	2,1	2,36	4T10
	PNP 25x30	49,345	0,73	24,4	20 et 16	7,5	15	15	20	1,5	0,61	4T10

3.9. Recouvrement des Armatures Longitudinales

$L_r = 50\emptyset$ (zone III) : Longueur de recouvrement

On a :

- $\emptyset=20\text{mm}$ $L_r=100\text{cm}$
- $\emptyset=16\text{mm}$ $L_r=80\text{cm}$

3.10. Vérification de la flèche [1]

On doit vérifier que : $f_{\max} \leq \bar{f}$ Avec :
$$\bar{f} = \begin{cases} 0,5 + \frac{L(\text{cm})}{1000} & \text{si } L > 5m \\ \frac{L(\text{cm})}{500} & \text{si } L \leq 5m \end{cases}$$

Remarque

La vérification de la flèche a été faite en utilisant le logiciel *SOCOTEC*.

Exemple qui illustre les étapes de calcul :

Tableau.V.24 : Vérification de la Flèche des Poutres.

Niveaux	Section (cm ²)	f (mm)	f ^{add} (mm)	observation
RDC-10 ^{ème}	PP 30x50	3,972	10,7	Vérifier
	PNP25x30	2,023	6,50	Vérifier

- **Armature de Peau**

Pour éviter des fissurations abusives dans les pièces relativement sollicitées, il convient à défaut de prévoir s'il y a lieu des armatures de peau.

Ces armatures sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins 3 cm² par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. [C.B.A.93]

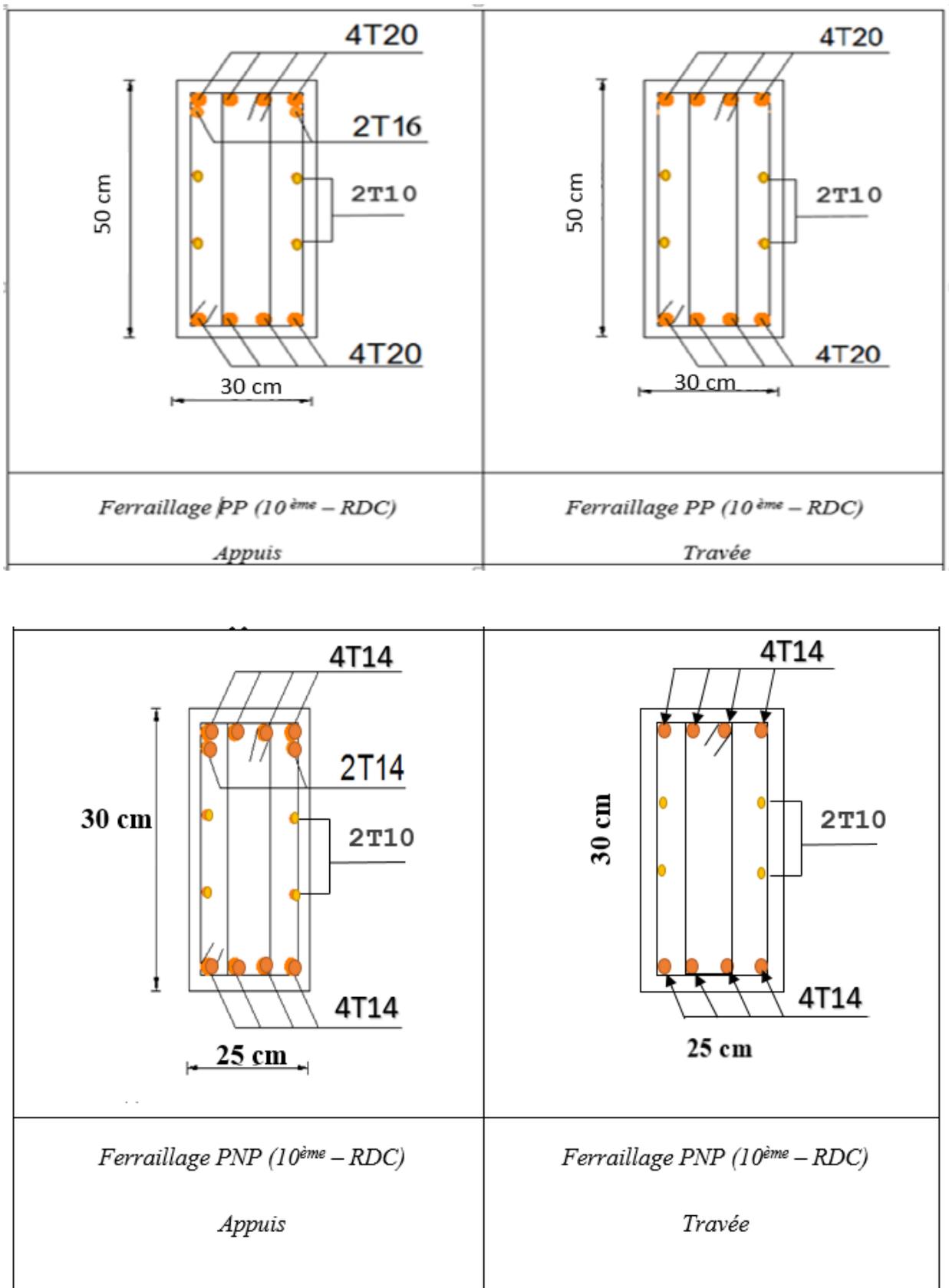


Figure.V.5 : Schéma de Ferraillage des Poutres.

V.4. FERRAILLAGE DES VOILES

V.4.1 GENERALITES ^[7]

Les voiles et murs sont des éléments ayant deux dimensions grandes par rapport à la troisième appelée épaisseur, généralement verticaux et chargés dans leur plan.

Ces éléments peuvent être :

- En maçonnerie non armée ou armée, auxquels on réservera le nom de murs ;
- En béton armé ou non armé, et appelés voiles.

Remarque :

Le rôle des voiles et murs est :

- De reprendre les charges permanentes et d'exploitation apportée par les planchers.
- De participer au contreventement de la construction (vent et séisme).
- D'assurer une isolation acoustique entre deux locaux, en particulier entre logements, chambre d'hôtel..., et une protection incendie (coupe-feu).
- De servir de cloisons de séparation entre locaux.

Les calculs des voiles en béton armé et non armé sont effectués suivant les dispositions du **DTU 23.1** « murs en béton banché ».

Les voiles sont utilisés en façade, en pignons ou à l'intérieur (murs de refends) des constructions.

Les voiles en béton comportent un minimum d'armatures :

- Au droit des ouvertures (concentration de contraintes).
- A leur jonction avec les planchers (chaînages) et a leurs extrémités.

Dans leur grande majorité, les constructions en béton armé sont contreventées par des refends.

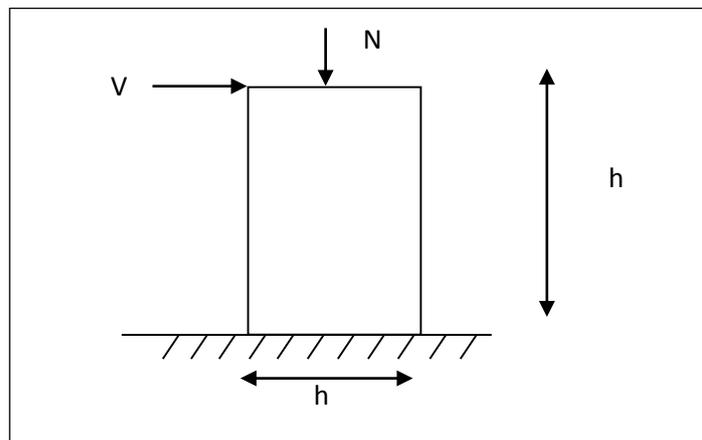
Les murs de contreventement, ou refends, peuvent être définis comme des structures planes dont la raideur hors plan est négligeable. La rigidité d'un élément résistant aux efforts latéraux va en diminuant depuis le mur de contreventement plein jusqu'au portique, en passant par le mur de contreventement percé d'ouvertures.

Ce sont des éléments en béton armé ou non armé assurant, d'une part le transfert des charges verticales (fonction porteuse) et d'autre part la stabilité sous l'action des charges horizontales (fonction de contreventement). Les murs voiles peuvent donc être assimilés à des consoles verticales soumises à une sollicitation de flexion composée avec compression, ayant un certain degré d'encastrement à la base, sur des fondations superficielles ou sur pieux.

De plus, les murs de contreventement se distinguent par le nombre limite d'ouvertures ou de passages qu'ils comportent, de telle sorte que les déformations élastiques de leurs éléments constitutifs sont faibles par rapport à la déformation de l'ensemble. En général, la déformation prépondérante des refends est une déformation de flexion due aux moments de renversement. La fonction de contreventement peut être assurée si l'effort normal de compression, provenant des charges verticales est suffisant pour que, sous l'action du moment de renversement, le centre des pressions reste à l'intérieur de la section du mur. [8]

V.4.2. INTRODUCTION AU FERRAILAGE DES VOILES : [9]

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 voile est donc sollicité par un effort normal N et un effort tranchant V constant sur toute la hauteur, et un moment fléchissant qui est maximal dans la section d'encastrement.

Le ferrailage classique du voile en béton armé est composé :

- 1- D'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile (de pourcentage ρ_{v0}) et d'armatures verticales uniformément réparties (de pourcentage ρ_v)
- 2- D'armatures horizontales, parallèles aux faces du murs, elles aussi uniformément réparties et de pourcentage ρ_H
- 3- Les armatures transversales (epingles) (perpendiculaires aux parement du voile).

Les armatures verticales extrêmes sont soumises à d'importantes forces de traction et de compression, créant ainsi un couple capable d'équilibrer le moment appliqué. À la base du voile, sur une hauteur critique des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d'organiser la ductilité de ces zones.

En fin, les armatures de l'âme horizontale et verticale ont le rôle d'assurer la résistance à l'effort tranchant.

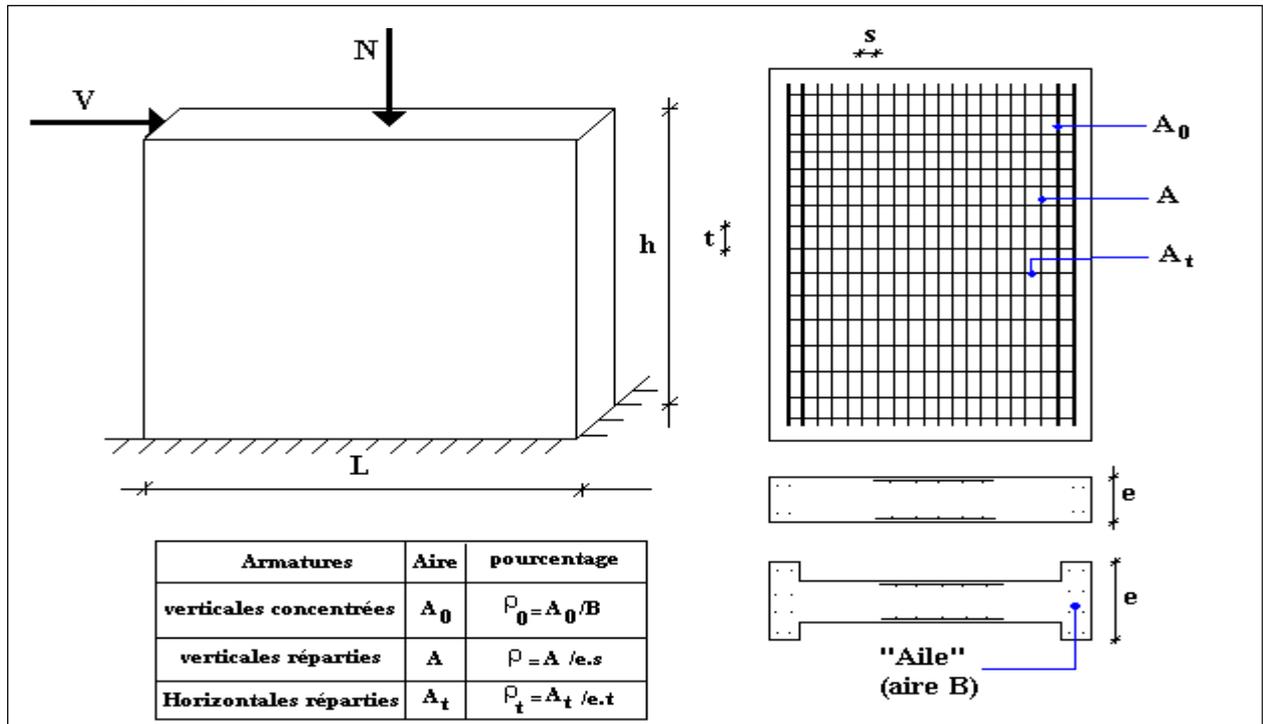


Figure.V.6 : Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage.

V.4.3. JUSTIFICATIONS SOUS SOLlicitATIONS NORMALES [9]

a. Conditions d'application:

- La longueur d du mur : $d \geq 5a$
- L'épaisseur a du mur :
 - $a \geq 10cm$ pour les murs intérieurs.
 - $a \geq 12cm$ pour les murs extérieurs comportant une protection.
 - $a \geq 15cm$ pour les murs extérieurs dont la résistance à la pénétration de l'eau peut être affectée par la fissuration du béton.
- L'élançement mécanique λ : $\lambda \leq 80$
- Le raidisseur d'extrémité r : $r \geq 3a$

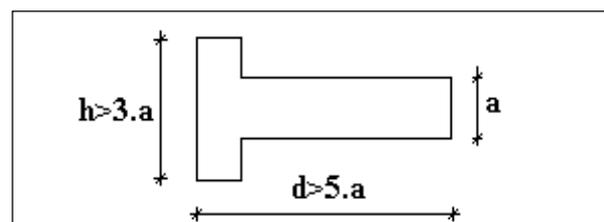
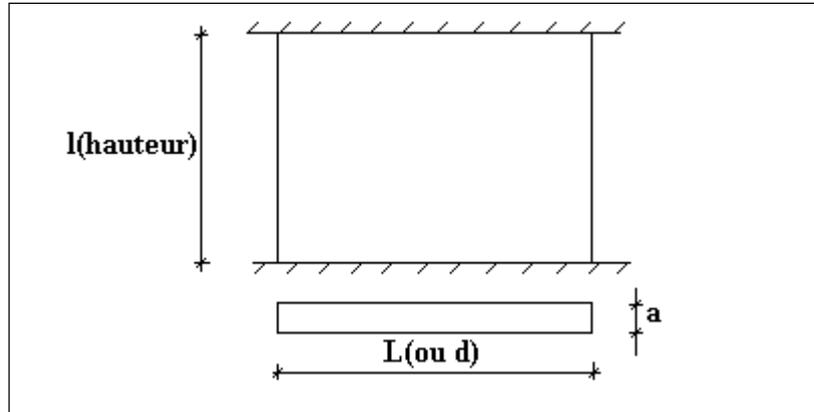


Figure V.7 : Définition de l'élément mur.

b. Longueur de flambement: (murs non raidi latéralement)

Soit :

 l : la hauteur libre du mur. l_f : la longueur libre de flambement d'un mur non raidi.

Lorsqu'un mur n'est pas raidi latéralement par des murs en retour, la longueur libre de flambement l_f déduit de la hauteur libre du mur l , en fonction de ses liaisons avec le plancher.

Les valeurs du rapport $\left(\frac{l_f}{l}\right)$ sont données par le tableau suivant :

Tableau.V.25 : Valeurs de (l_f/l) .

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

L'élançement mécanique λ se déduit de la longueur libre de flambement par la relation :

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

c. Effort de compression en ELU : [7]

Soient :

l_f : longueur de flambement calculée en (b).

a : épaisseur du voile.

d : longueur du voile.

f_{c28} : résistance caractéristique du béton à 28 jours.

f_e : limite élastique de l'acier.

$\gamma_b = 1,5$ (sauf combinaison accidentelles pour lesquelles $\gamma_b = 1,15$).

$\gamma_s = 1,15$ (sauf pour combinaison accidentelles pour lesquelles $\gamma_s = 1$).

Nota:

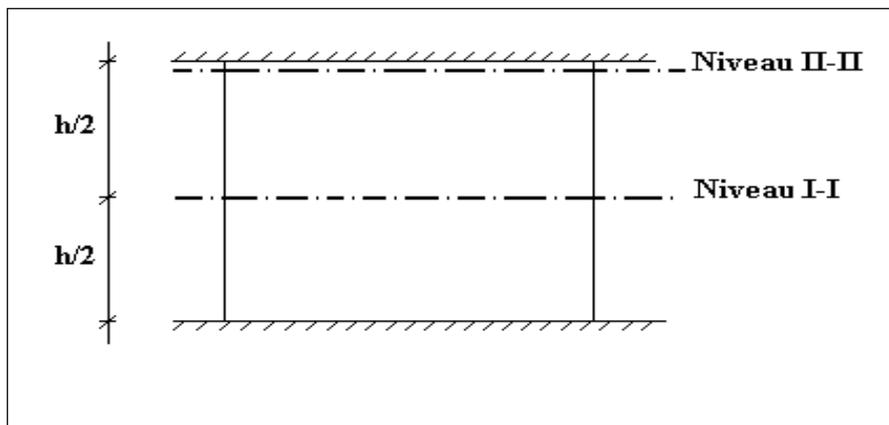
Les valeurs de α données par le tableau ci dessous sont valables dans le cas où plus de la moitié des charges est appliquée après 90 jours, sinon voir [10].

Tableau V.26 : Calcul de $\sigma_{u\lim}$.

	<i>Notation</i>	<i>Unités</i>	<i>Voiles armé verticalement</i>	<i>Voile non armé verticalement</i>
<i>Elancement</i>	λ		$\frac{l_f \sqrt{12}}{a}$	
<i>Section réduite</i>	B_r	M^2	$d(a-0,02)$	
<i>Pour $\lambda \leq 50$ Pour $50 \leq \lambda \leq 80$</i>	α	/	$\frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}$ $0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2$	$\frac{0,65}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{30} \right)^2}$
<i>Effort limite ELU</i>	$N_{u\lim}$	kN	$\alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$	$\alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9\gamma_b} \right]$
<i>Contraintes limites</i>	σ	kPa	$\sigma_{ba} = \frac{N_{u\lim}}{ad}$	$\sigma_{bna} = \frac{N_{u\lim}}{ad}$

Remarque :

La contrainte limite vaut $\sigma_{u\text{lim}} = \frac{N_{u\text{lim}}}{a d}$ que nous appellerons σ_{bna} ou σ_{ba} suivant que le béton est non armé ou armé.

d. Niveaux de vérification : [4]

On vérifie le voile à deux niveaux différents :

- Niveau **I-I** à mi- hauteur d'étage : $\sigma_u \leq \sigma_{u\text{lim}}$
- Niveau **II-II** sous le plancher haut : $\sigma_u \leq \frac{\sigma_{u\text{lim}}}{\alpha}$

En cas de traction, on négligera le béton tendu.

e. Aciers minimaux : [7]

Si $\sigma_u^c < \sigma_{bna}$ on a pas besoin d'armatures comprimées, on prendra alors les valeurs minimales données par le tableau suivant : (σ_u^c est la contrainte de compression ultime calculée).

L'épaisseur du voile est désignée par la lettre a .

1. Aciers verticaux, aciers horizontaux :

Tableau V.27 : Aciers verticaux et horizontaux.

	Aciers verticaux	Aciers horizontaux
Espacement maximal entre axes	$S_t \leq \min(0,33m ; 2a)$	$S_t \leq 0,33m$
Acier minimal Pourcentage minimal	$A_{sv} \geq \rho_v d a$ $\rho_v = \text{Max} \left[0,001 ; 0,0015 \frac{400\theta}{f_e} \left(\frac{3\sigma_u}{\sigma_{u\text{lim}}} - 1 \right) \right]$ Par moitié sur chaque face Avec : $\theta = 1,4$ pour un voile de rive $\theta = 1$ pour un voile intermédiaire	$\rho_H = \frac{A_H}{100a} \geq \text{Max} \left[\frac{2\rho_{v\text{Max}}}{3} ; 0,001 \right]$ $\rho_{v\text{Max}}$ = le pourcentage vertical de la bande la plus armée

- La section d'armatures correspondant au pourcentage ρ_v doit être répartie par moitié sur chacune des faces de la bande de mur considérée.
- La section des armatures horizontales parallèles aux faces du mur doit être répartie par moitié sur chacune des faces d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures.

2. Aciers transversaux : (perpendiculaire aux parements) [7], [9].

Seuls les aciers verticaux (de diamètre ϕ_l) pris en compte dans le calcul de $N_{u\text{lim}}$ sont à maintenir par des armatures transversales (de diamètre ϕ_t).

Tableau.V.28 : Aciers transversaux.

	Nombres d'armatures transversales	Diamètre ϕ_t
$\phi_l \leq 12\text{mm}$	4 épingles par m^2 de voile	6mm
$12\text{mm} < \phi_l \leq 20\text{mm}$	Reprendre toutes les barres verticales	6mm
$20\text{mm} < \phi_l$	Espacement $\leq 15\phi_l$	8mm

Cisaillement :

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

V.4.4. Procédure De Ferrailage Des Trumeaux ^[9]

4.4.1. Introduction

Pour le ferrailage des trumeaux, on devra calculer et disposer les aciers verticaux et les aciers horizontaux conformément aux règlements **B.A.E.L 91** et **RPA 99**.

L'apparition de logiciels modernes d'analyse de structure, utilisant la méthode des éléments finis pour modéliser et analyser les structures a considérablement aidé l'étude du comportement globale de la structure mais aussi, l'obtention directe des efforts et des contraintes (dans les voiles) en tout point de la structure facilite, après une bonne interprétation des résultats du modèle retenue, l'adoption d'un bon ferrailage (ou ferrailage adéquat).

4.4.2 Méthode Simplifiée Basée Sur Les Contraintes :(Calcul Des Aciers Verticaux) :

Comme déjà dit, les voiles du Bâtiment sont sollicités en flexion composée.

Les contraintes normales engendrées (σ) peuvent être soit des contraintes de compression ou de traction.

1 - ZONE COMPRIMEE :

Si $\sigma < 0$ → compression

Dans ce cas le Voile n'est pas armé à la compression, on prend :

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

2 - ZONE TENDUE :

Si $\sigma > 0$ → traction

Lorsqu' une partie (zone) 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 : épaisseur du voile.

l_m : longueur de la section considérée (ici maille).

Cette contrainte entraîne une section d'acier A_s tel que :

$$\frac{A_s}{S} = \frac{\sigma_m \cdot \gamma_s}{f_e} \cdot \Delta s = A_v \dots\dots\dots (1)$$

Où $\Delta s = e \times l_m$

$\frac{A_s}{S}$ Est répartie sur S ; cette quantité d'acier sera répartie en deux nappes (une sur chaque face du voile).

Rappelons que les voiles ont été modélisés par des éléments coques (Shell) à 4 nœuds.

Un maillage horizontal et vertical (voir figure ci-après) de chaque voile est nécessaire pour approcher les valeurs réelles des contraintes.

Le rapport (a/b) des dimensions de la maille est choisi proche de l'unité.

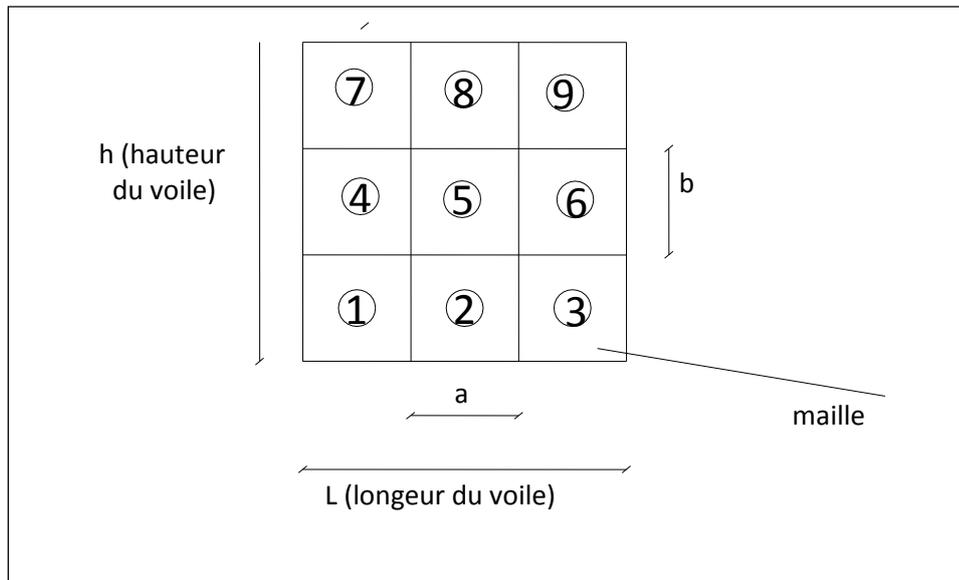


Figure V.8: Discrétisation d'un voile en élément (maille) coque.

La lecture des contraintes moyennes (de traction ou de compression) se fait directement au milieu de chaque maille dont le ferraillage est calculé par l'équation (1) dans le cas de la traction.

4.4.3 Aciers Horizontaux :

$$A_{h1} = \frac{2}{3} A_v \quad (A_v = A_s \text{ précédemment défini})$$

$$A_{h2} = \frac{\bar{\tau}_u b_0 S_t}{0,8(0,8f_e)} = \frac{1,4 \tau_u a S_t}{0,8f_e} 1,25$$

$\tau_u = S_{12}$ est donnée par l'interface graphique du **SAP 2000**.

S_t : Espacement maximal trouvé pour A_v

$b_0 = a$ (épaisseur du trumeau)

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

4.4.4. Préconisation Du Règlement Parasismique Algérien (Rpa99 Version2003) :

a. Aciers verticaux :

- Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,15%.
- 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 0,15 % 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.

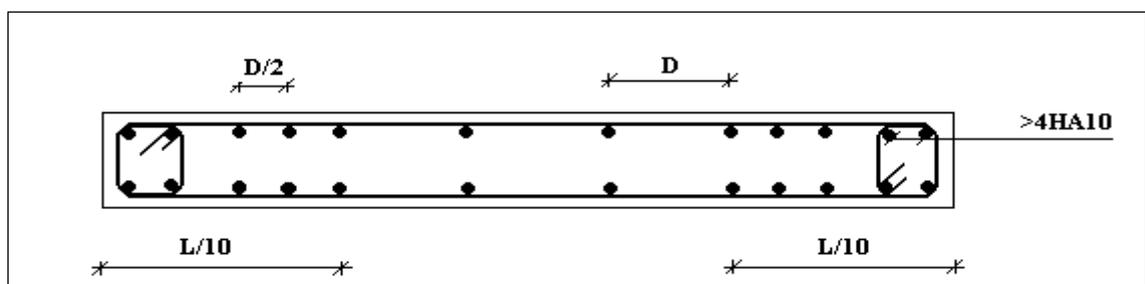


Figure V.9 : Disposition des Armatures verticales dans les voiles.

b. Aciers horizontaux :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ . Dans le cas où il existerait des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

c. Règles communes :

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile $0,15\%$.
 - En zone courante $0,10\%$.
- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes : $S \leq \begin{cases} 1,5a \\ 30cm \end{cases}$
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - 40ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
 - 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.
- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris 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.

Exemple de calcul (voile V1) :

Soit le voile de longueur

$$L = 3,6 \text{ m}$$

$$a = 0,20 \text{ m (épaisseur)}$$

$$h_e = 4,08 \text{ m (hauteur d'étage)}$$

Le voile est découpé en 3 mailles horizontales de différentes longueurs $L^1 = 1,1 \text{ m}$ et $L^2 = 1,4 \text{ m}$ et $L^3 = 1,1 \text{ m}$ de section $S_i = L^i \cdot a$.

- Contraintes limites :**

Pour une hauteur d'étage de 3,5 d'où la hauteur libre est égale à :

- $$h_e = 4,08 - 0,50 = 3,58 \text{ m} \quad (0,50 \text{ m : hauteur de la poutre})$$

Tableau.V.29 : Calcul de σ_{ba} et σ_{bna} pour l'exemple.

	Unité	Béton non armé	Béton armé
Longueur de flambement l_f	m	$3,58 \times 0,85 = 3,04$	$0,8 \times 3,58 = 2,8$
Elancement λ		$\frac{l_f \sqrt{12}}{0,20} = 52,65$	$\frac{l_f \sqrt{12}}{0,20} = 48,50$
Coefficient α		0,45	0,87
Section réduite B_r (par ml) Avec $d = 1 \text{ m}$	M ²	$(a - 0,02)d = (0,20 - 0,02)1 = 0,18$	$(a - 0,02)d = (0,20 - 0,02)1 = 0,18$
Contraintes limites $\sigma = \frac{N_{u \text{ lim}}}{a d}$ Avec $d = 1 \text{ m}$	MPa	$\sigma_{bna} = 0,45 \left[\frac{0,18 \times 25}{0,9 \times 1,15 \times 0,20} \right]$ $\sigma_{bna} = 9,78 \text{ MPa}$	$\sigma_{ba} = \frac{0,87}{1 \times 0,20} \left(\frac{0,18 \times 25}{0,9 \times 1,15} + A_s \frac{400}{1} \right)$ $\sigma_{ba} = 19,33 \text{ MPa}$

Remarque :

$\sigma_{ba} = 19,33 \text{ MPa}$ correspondant à $A_s = 0,1\%$ de B_{et}

$$B_{et} = (0,20) (1,4) = 0,28 \text{ m}^2$$

$$A_s = 2,80 \text{ cm}^2 = 0,00028 \text{ m}^2$$

Tableau VI.30 : Calcul des armatures verticales de l'exemple.

Maile (ou élément de voile)	1	2	3
Dimensions (m ²) (a*I) = S _j	0,22	0,28	0,22
Contrainte moyenne par bande σ _j (MPa)	2,51	1,33	2,01
Force de Traction F _t (MN) = σ _j S _j	0,55	0,37	0,44
Section d'acier (cm ²) $A_s = \frac{F_t}{\sigma_s}$ (situation accidentelle γ _s = 1)	13,75	9,25	11
Aciers minimaux (cm ²) 1. Selon BAEL: 0,1% S _{béton} 2. Selon RPA99: 0,15 % S _{béton}	2,2 3,3	2,8 4,2	2,2 3,3
Acier total (sur deux faces en cm ²) S _i : espacement (Cm)	2 x 5T12= 11,3 $\frac{110}{4} = 27,5$	2 x 6T10 =9.42 $\frac{140}{4}=35$	2 x 6T10 = 9.42 $\frac{110}{4} = 27,5$
S ≤ (1.5 a, 30cm) S ≤ 30 cm	vérifié	vérifié	vérifié

- Armatures de joint de bétonnage (acières de couture) [6]

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} \quad ; \quad \bar{V} = 1,4 V_u^{cal} \quad ; \quad V_u^{cal} = S_{12} . a . Li$$

$$A_{vj} = 1,1 \frac{1,88 (200)(1100)}{400} 1,4 = 1592,36 . mm^2$$

$$A_{vj} = 15,92 . cm^2$$

Cette quantité d'acier sera ajoutée le long des joints de reprise de coulage.

- Aciers horizontaux :

$$A_{hl} = \frac{\bar{\tau}_u . a . S_t}{(0,8 f_e) 0,8}$$

$$\bar{\tau}_u = 1,4 \tau_u = 1,4 S_{12}$$

$$S_{t \min} = 30 \text{ cm}$$

$$A_{h1} = \frac{1,4 (0,208) (200) (300)}{(0,8) (400) (0,8)} = \mathbf{0,68 \text{ cm}^2}$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} A_v ; A_v = \{\text{section d'acier vertical de la Maille la plus armé}\}$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} (7,86) = \mathbf{5,24 \text{ cm}^2}$$

$$A_{h\min} = (0,15\%) a.l = \frac{0,15}{100} (20)(110) = \mathbf{3,3 \text{ cm}^2}$$

D'où :

$$A_h = \text{Max}(A_{h1}, A_{h2}, A_h^{\min}) = \mathbf{5,24 \text{ cm}^2}$$

$$\text{Soit : } 2 \times 5T10 = 7,86 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } S_t = \frac{1100}{4} = 275 \text{ mm}$$

On prend : $S_t = 275 \text{ mm} < S_{t\min} = 300 \text{ mm}$... vérifié

V.5. PRESENTATION DES RESULTATS

Tableau V.31 : Caractéristiques des voiles.

	e (cm)	L _i (m)	L _{voile} (m)
Voile 1	20	1,1	3,6
Voile 2	20	0,5	1
Voile 3	20	0,5	1
Voile 4	20	0,4	0,80

Nota :

Les valeurs des contraintes dans les voiles données dans les tableaux ci-après correspondent à la combinaison de charge G + Q±E.

- Armature verticale de traction

Tableau V.32 : Calcul des armatures du voile (V1et V2).

Hauteur (m)	Maille	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_s (cm ²)	A_s/S (%)	Le choix	A_v adopté (cm ²)
RDC	1	0.22	2,40	0,53	13,25	0,60	2 x 6T12	13,58
	2	0.280	1,31	0,37	9,25	0,33	2 x 5T12	11,30
	3	0.22	1,92	0,42	10,50	0,48	2 x 5T12	11,30
3 ^{ème}	1	0.22	1,10	0,24	6	0,27	2 x 5T10	7.84
6 ^{ème}	2	0.280	0,47	0,13	3,25	0,12	2 x 5T10	7.84
	3	0.22	0,60	0,13	3,25	0,15	2 x 5T10	7.84
7 ^{ème}	1	0.22	1,46	0,32	8	0,36	2 x 4T12	9,05
10 ^{ème}	2	0.280	0,93	0,26	6,50	0,23	2 x 5T10	7.84
	3	0.22	1,13	0,25	6,25	0,28	2 x 5T10	7.84

Tableau V.33 : Calcul des armatures du voile (V1'et V2').

Hauteur (m)	Maille	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_s (cm ²)	A_s/S (%)	Le choix	A_v adopté (cm ²)
RDC	1	0.22	2,27	0,499	12,48	0,57	2 x 6T12	13,58
	2	0.280	1,74	0,487	12,18	0,44	2 x 6T12	13,58
	3	0.22	2,20	0,484	12,1	0,55	2 x 6T12	13,58
9 ^{ème}	1	0.22	1,1	0,242	6,05	0,28	2 x 4T12	9,05
10 ^{ème}	2	0.280	0,67	0,188	4,7	0,17	2 x 4T12	9,05
	3	0.22	1,46	0,321	8,03	0,37	2 x 4T12	9,05

Tableau.V.34 : Calcul des armatures du voile (V3, V4, V3 et V4').

Hauteur (m)	Maille	S_i (m ²)	σ_j (Mpa)	F_t (MN)	A_s (cm ²)	A_s/S (%)	Le choix	A_v adopté (cm ²)
RDC/7 ^{ème}	1	0,1	3,18	0,318	7,95	0,80	2 x 6T10	9.42
	2	0,1	2,94	0,294	7,35	0,73	2 x 5T10	7.84
8 ^{ème} /10 ^{ème}	1	0,1	1,90	0,190	4,75	0,47	2 x 5T10	7.84
	2	0,1	1,06	0,106	2,65	0,26	2 x 5T10	7.84

Tableau V.35 : Calcul des armatures du voile (V5 et 5').

Hauteur (m)	Maille	S_i (m ²)	σ_j (Mpa)	F_t (MN)	A_s (cm ²)	A_s/S (%)	Le choix	A_v adopté (cm ²)
RDC	1	0,08	-3,10	/	/	/	/	/
-								
4 ^{ème}	2	0,08	-3,14	/	/	/	/	/
5 ^{ème}	1	0,08	0,406	0,032	0,8	0,1	2 x 5T8	5,02
-								
8 ^{ème}	2	0,08	0,753	0,060	1,5	0,19	2 x 5T8	5,02
9 ^{ème}	1	0,08	2,62	0,210	5,25	0,65	2 x 5T10	7.84
-								
10 ^{ème}	2	0,08	2,15	0,172	4,3	0,54	2 x 5T8	5,02

Armature de joint de bétonnage (acier de couture)

$S_{12} = \tau_u$ désigne la contrainte moyenne tangentielle (c.à.d. valeur au milieu de la maile).

Tableau V.36 : Calcul des aciers de couture des voiles.

Hauteur (m)	zone	τ_u (Mpa)	$A_{vj}^{cal}(cm^2)$	Le choix	A adopté(cm^2)
V1	1	2,57	12,58	2 x 6T12	13,58
	2	1,88	13,44	2 x 6T12	13,58
	3	2,13	10,42	2 x 5T12	11,30
V2	1	0,870	4,26	2 x 4T10	6.28
	2	2,05	13,32	2 x 6T12	13,58
	3	0,780	3,82	2 x 4T10	6.28
V1'et V2'	1	0,945	4,62	2 x 4T10	6.28
	2	1,13	8,08	2 x 4T12	9.05
	3	1,03	5,04	2 x 4T10	6.28
V3, V3', V4,et V4'	1	1,02	2,80	2 x 4T10	6.28
	2	1,79	4,92	2 x 4T10	6.28
	3	1,22	3,35	2 x 4T10	6.28
V5 et V5'	1	1,26	2,77	2 x 4T10	6.28
	2	1,25	2,75	2 x 4T10	6.28
	3	1,24	2,72	2 x 4T10	6.28

- Armature verticale de compression :

$\sigma^{\max} = 0,536 < \sigma_{ba} = 19.33 \Rightarrow$ le voile n'est pas armé à la compression, on prend la section minimale

$$\rho_v = \text{Max} \{ \text{min BAEL} ; \text{min RPA 99} \}$$

Selon le BAEL : $\rho_v = 0,10\%$

Selon le RPA 99: $\rho_v = 0,15\%$

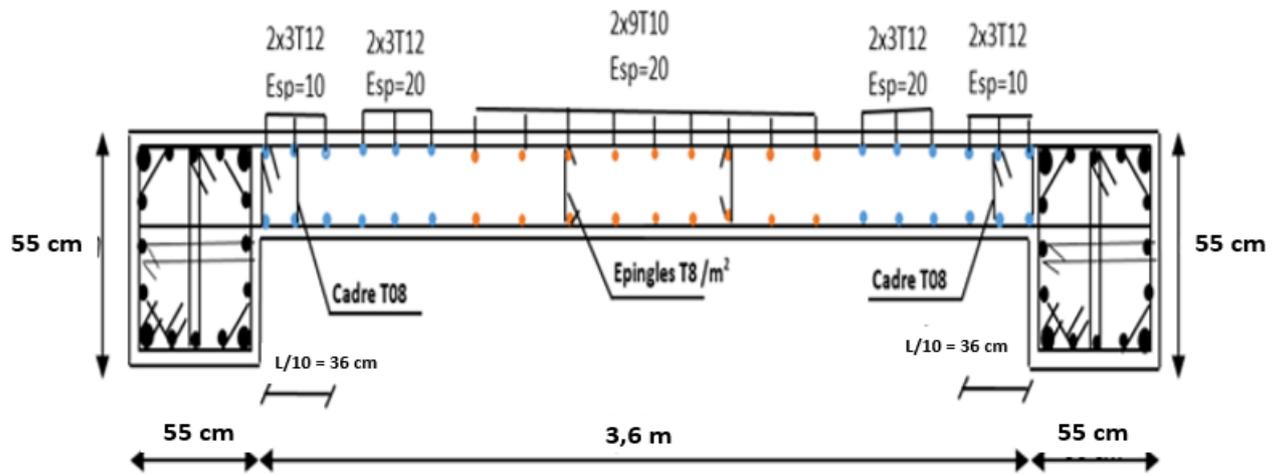
$$A_{v \text{ cal}} = \text{Max}(A_{v \text{ RPA}} , A_{v \text{ BAEL}})$$

- Aciers horizontaux

Tableau.V.37 : Calcul des aciers horizontaux des voiles.

Voile	Niveaux	τ_u (Mpa)	A_{h1} (cm ²)	A_{h2} (cm ²)	A_{h}^{\min} (cm ²)	A_h (cm ²)	choix	A_h adopté (cm ²)	S_t (cm)
V1 et V2	RDC -1 ^{ème}	1,275	4,18	7,53	2,67	7,53	2 x 5T10	7.84	22,25
	2 ^{ème} -5 ^{ème}	1,440	4,72	7,53	2,67	7,53	2 x 5T10	7.84	22,25
	6 ^{ème} -10 ^{ème}	1,15	3,77	7,53	2,67	7,53	2 x 5T10	7.84	22,25
V1'etV2'	RDC	1,13	3,71	7,53	2,67	7,53	2 x 5T10	7.84	22,25
	1 ^{ème} -6 ^{ème}	1,087	3,67	7,53	2,67	7,53	2 x 5T10	7.84	22,25
	7 ^{ème} -10 ^{ème}	0,822	2,69	7,53	2,67	7,53	2 x 5T10	7.84	22,25
V3etV4 V3'etV4'	RDC	1,28	4,20	6,28	1,50	6,28	2 x 5T10	7.84	12,5
	1 ^{ème} -6 ^{ème}	0,668	2,19	6,28	1,50	6,28	2 x 5T10	7.84	12,5
	7 ^{ème} -10 ^{ème}	0,493	1,62	6,28	1,50	6,28	2 x 5T10	7.84	12,5
V5et V5'	RDC -1 ^{ème}	0,411	1,35	5,23	1,20	5,23	2 x 4T10	6,28	10
	2 ^{ème} -5 ^{ème}	0,443	1,45	5,23	1,20	5,23	2 x 4T10	6,28	10
	6 ^{ème} -10 ^{ème}	0,411	1,35	5,23	1,20	5,23	2 x 4T10	6,28	10

Voile (V1et V2) RDC -2^{ème}.



Voile (V1et V2) 3^{ème}-10^{ème}.

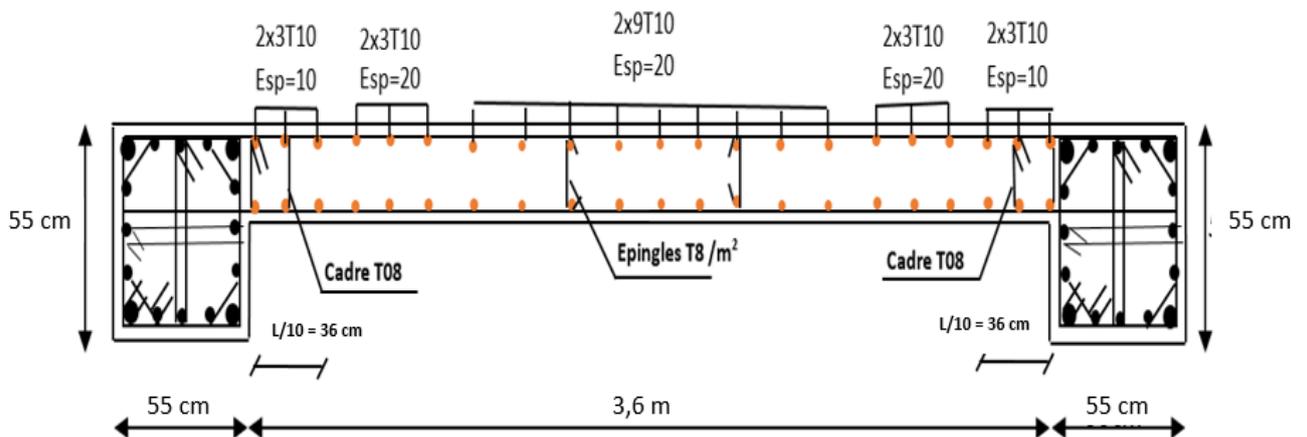


Figure V.10 : Ferraillage Voile 1 et 2.

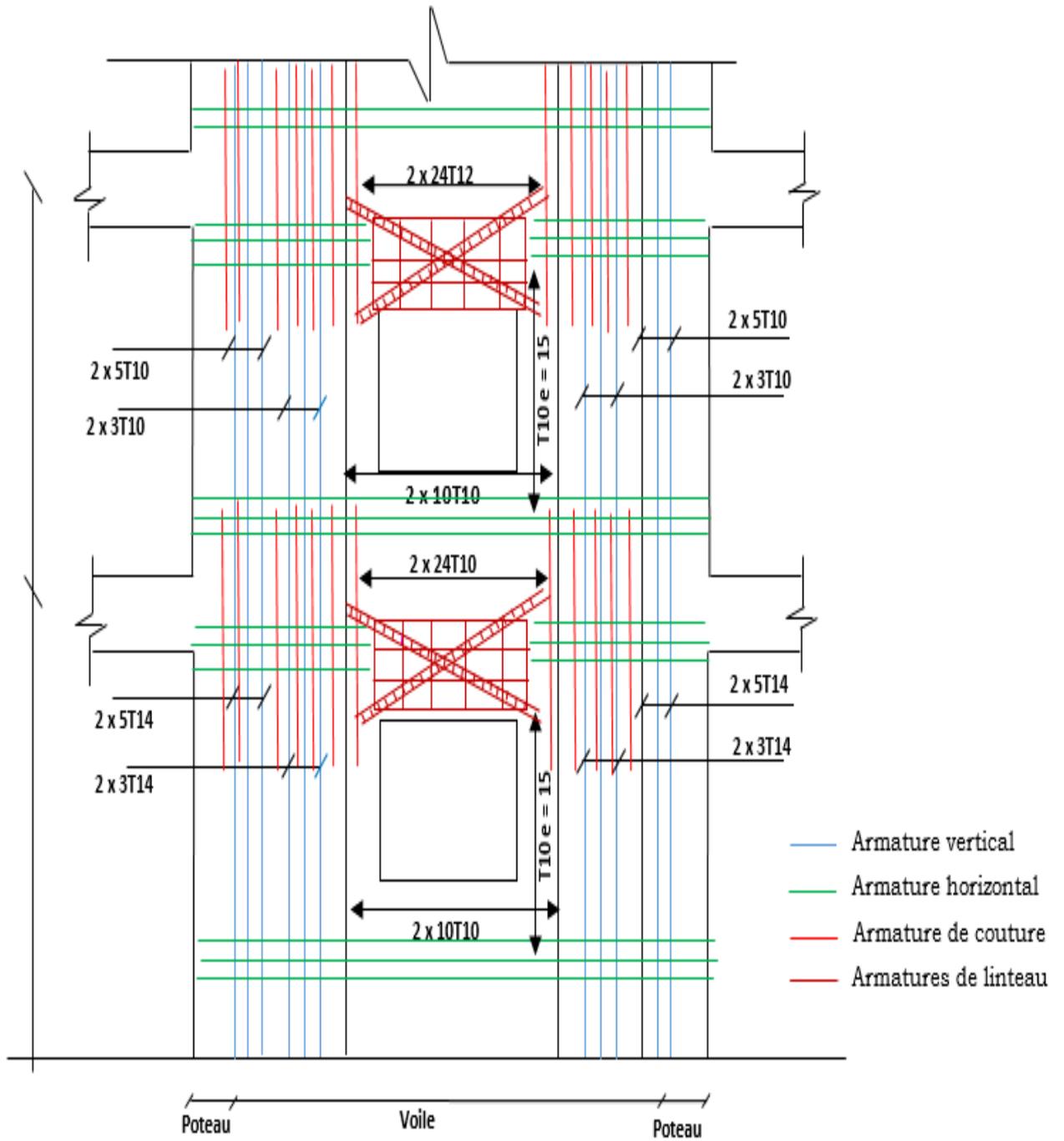


Figure V.11 : Détail Ferraillage Voile 1 en élévation

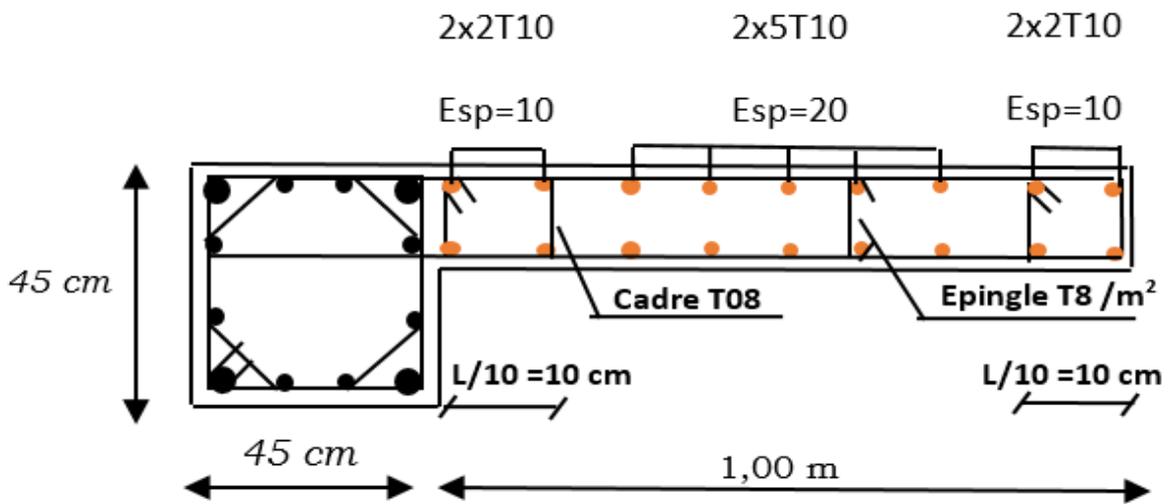


Figure V.12 : Ferraillage Voile (V3, V4, V3 et V4’).

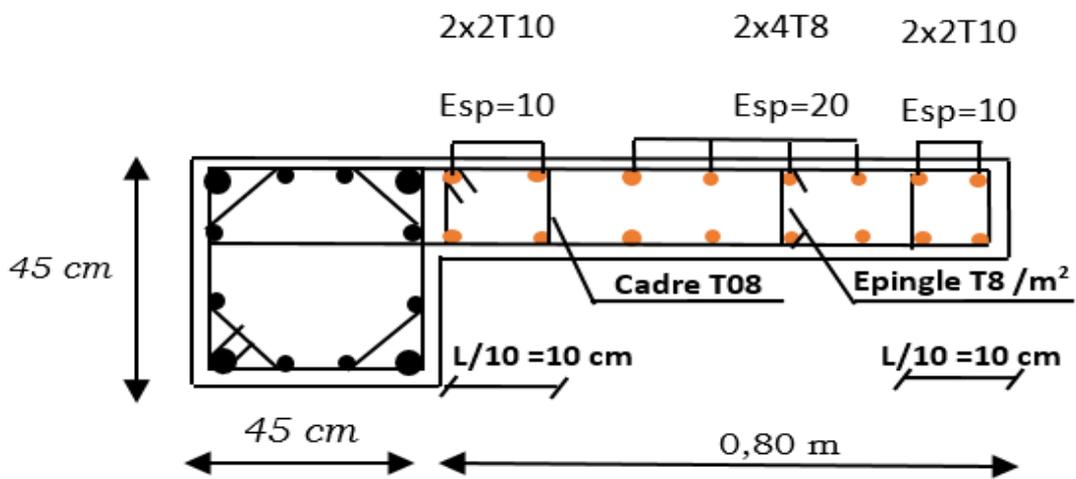


Figure V.13 : Ferraillage Voile 5 et 5’

V.6.FERRAILLAGE 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 **RPA99 version 2003**.
- Le **RPA99 version 2003** limite les contraintes de cisaillement (dans les linteaux (et les trumeaux)) dans le béton à ; $\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28}$

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

Ou bien : $\tau_b = 1,4 \tau_u^{cal}$ ($\tau_u^{cal} = S_{12}$ du fichier résultats du **SAP2000**)

Avec :

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile.

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

h : Hauteur totale de la section brute.

V.6.1 Premier Cas $\tau_b \leq 0,06 f_{c28}$

- 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)

a. Aciers Longitudinaux :

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

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

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 ($\bar{V} = 1,4 V_u^{cal}$)

b. Aciers Transversaux :

Deux cas se présentent :

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

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

Où : S : Représente l'espace entre les cours d'armatures transversales.

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

$$Z = h - 2 d'$$

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

l : Représente la portée du linteau.

β - Deuxième Sous Cas : Linteaux Courts $(\lambda_g \leq 1)$

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

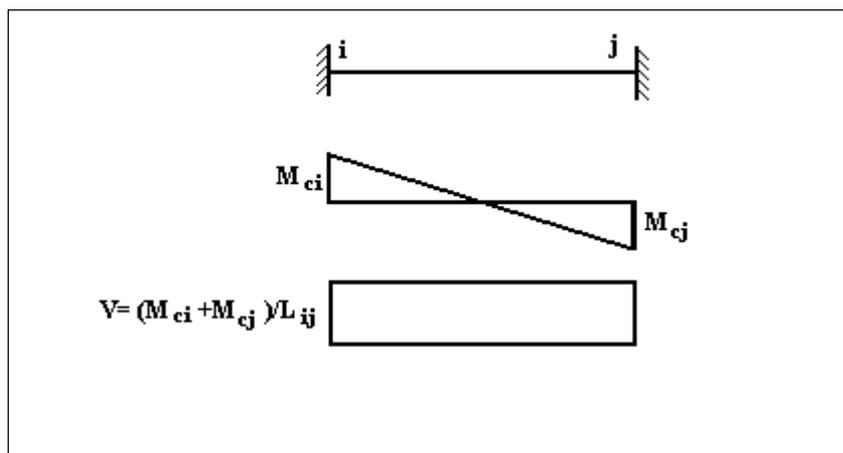
Avec : $V = \text{Min}(V_1, V_2)$

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

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

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 : $M_c = A_t f_e Z$

Où : $Z = h - 2 d'$



V.6.2. Deuxième Cas $\tau_b > 0,06 f_{c28}$

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 A_D à disposer obligatoirement.

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

Avec :
$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{h - 2d}{l}$$

Et :
$$V = V_u^{cal} \quad (\text{sans majoration}) \quad \left(\tau_u = \frac{V_u^{cal}}{e h} = S_{12} \right)$$

V.6.3. Ferrailage Minimal

b : Epaisseur du linteau

h : Hauteur totale du linteau

S : Espacement des armatures transversales

a. Armatures Longitudinales A_l et A'_l :

$$(A_l, A'_l) \geq 0,0015 b h \quad (0,15\%) \quad (\text{avec } A_l \text{ lit inférieur et } A'_l \text{ lit supérieur})$$

b. Armatures Transversales A_t :

- si $\tau_b \leq 0,025 f_{c28} \Rightarrow A_t \geq 0,0015 b S$
- si $\tau_b > 0,025 f_{c28} \Rightarrow A_t \geq 0,0025 b S$

$$S_t \leq \frac{h}{4} \quad (\text{Espacement des cadres})$$

c. 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%

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

d. Armatures Diagonales A_D :

- si $\tau_b \leq 0,06 f_{c28} \Rightarrow A_D = 0$
- si $\tau_b > 0,06 f_{c28} \Rightarrow A_D \geq 0,0015 b h$

Exemple de calcul :**Linteau :**

Soit le linteau suivant :

$$h = 1,1 \text{ m}$$

$$l = 1,40 \text{ m}$$

$$b = 0,20 \text{ m}$$

Les calculs :

- $\tau_b = 1,54 \text{ MPa}$
- $0,06 f_{c28} = \tau'_b = 1,5 \text{ MPa} \quad \tau_b \geq 0,06 f_{c28} \Rightarrow$ On est dans le cas N°2

Dans ce cas il y a lieu de disposer le ferrailage longitudinal (supérieur et inférieur), transversal et en zone courante suivant les minimums réglementaires suivants :

$$\triangleright A_l = A'_l \geq 0,0015(0,20)(1,1)10^4 = 3,3 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit: } A_l = A'_l = 4T12 = 4,52 \text{ cm}^2$$

$$\triangleright A_c \geq (0,002)(0,20)(1,1)10^4 = 4,4 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_c = 4T12 = 4,52 \text{ cm}^2 \quad (\text{répartie en deux nappes}) \text{ (soit 2 barres /nappe)}$$

$$\triangleright 0,025 f_{c28} = 0,625 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_b > 0,025 f_{c28} \quad \text{Donc :}$$

$$A_t \geq 0,0025 b S = (0,0025)(0,20)(0,275)10^4 = 1,38 \text{ cm}^2 \quad \text{car } S_t^{\max} = \frac{h}{4} = 0,275 \text{ m}$$

$$\text{soit : } A_t = 5T08 = 2,51 \text{ cm}^2$$

$$S_t = \frac{110}{4} = 27,5 \text{ cm} \quad \text{or} \quad S_t = 27,5 \text{ cm} = S_t^{\max} = 27,5 \text{ cm}$$

$$\triangleright A_D = \frac{(\tau_u b h)}{2 f_e \sin \alpha}$$

$$\text{Avec : } \operatorname{tg} \alpha = \frac{h - 2d'}{l} = \frac{110 - 2(3)}{140} = 0,74 \Rightarrow \alpha = 36,61^\circ$$

$$A_D = \frac{(1,54)(200)(1100)}{(2)(400) \sin(36,61)} = 7,10 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_D = 2 \times 6T10 = 9,42 \text{ cm}^2$$

- $A_D \geq 0,0015 b h = 3,3 \text{ cm}^2 \quad \text{c'est vérifié}$
- Longueur d'ancrage : $L_a \geq \frac{h}{4} + 50\phi = \frac{110}{4} + 50(1,4) = 97,5 \Rightarrow L_a = 100 \text{ cm}$

Le calcul des armatures est donné par le tableau suivant :

Tableau V.38 : Ferrailage des linteaux

h (m)	l (m)	b (m)	τ_u (MPa)	$\tau_b >$ $0,06 f_{c28}$	$\tau_b >$ $0,025 f_{c28}$	$A_l = A'_l$ (cm ²)	A_c (cm ²)	A_t (cm ²)	A_D (cm ²)
1,1	1,4	0,20	1,54	Oui	Oui	3,3	4,4	1,38	7,10

Choix des armatures :

$$\begin{cases} A_L = A'_L = 4T12 = 4,52 \text{ cm}^2 \\ A_c = 4T12 = 4,52 \text{ cm}^2 \\ A_t = 5T08 = 2,51 \text{ cm}^2 \quad ; S_t = 27,5 \text{ cm}^2 \\ A_D = 2 \times 6T12 = 13,58 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

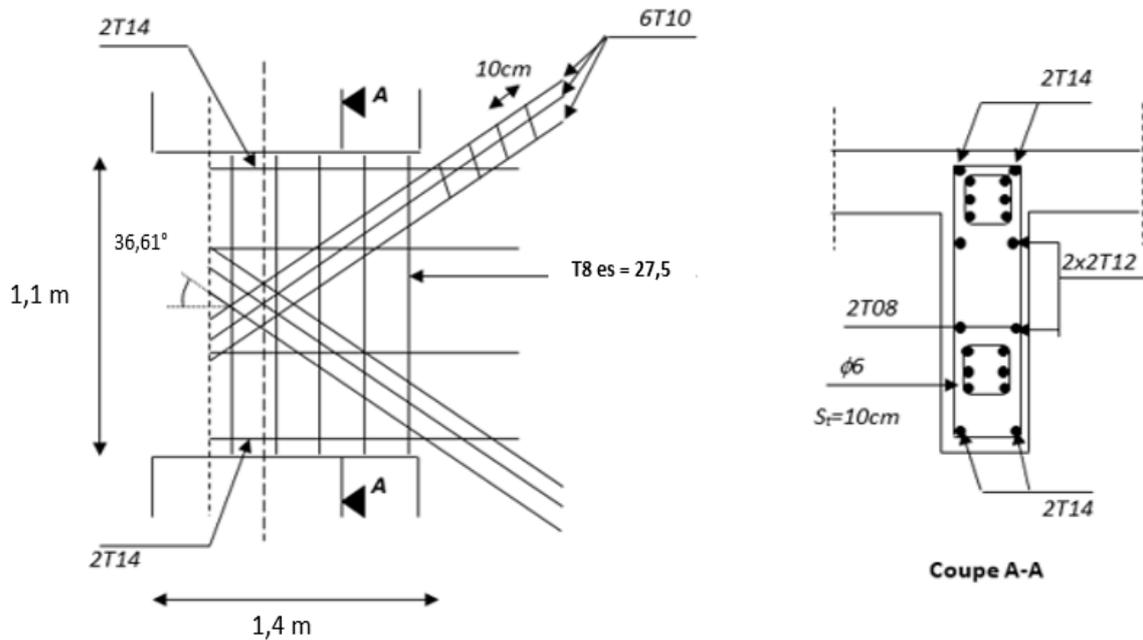


Figure V.14 : Ferrailage des linteaux type 1

CHAPITRE VI

ETUDE DES FONDATIONS

VI.1 Introduction

Les fondations représentent un élément important dans la construction parasismique ; c'est le lien entre le sol et la structure.

L'expérience montre, en effet, que les bâtiments avec des fondations sommairement étudiées ont un comportement beaucoup plus défavorable que ceux correctement étudiées et solidement fondées.

VI.2. Fonctions assurées par les fondations

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la structure.

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultant, par exemple, de l'action du vent ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

Compte tenu de ces sollicitations, la conception générale des fondations doit assurer la cohérence du projet vis-à-vis du site, du sol, de l'ouvrage et interaction sol structure.

V. 3 Types de fondations

- Fondation superficielle :
 - ✓ Semelle isolée
 - ✓ Semelle filante sous mur
 - ✓ Semelle filante sous poteaux
 - ✓ Semelle filante croisées
 - ✓ Radier général
- Fondation profonde (semelle sur pieux)

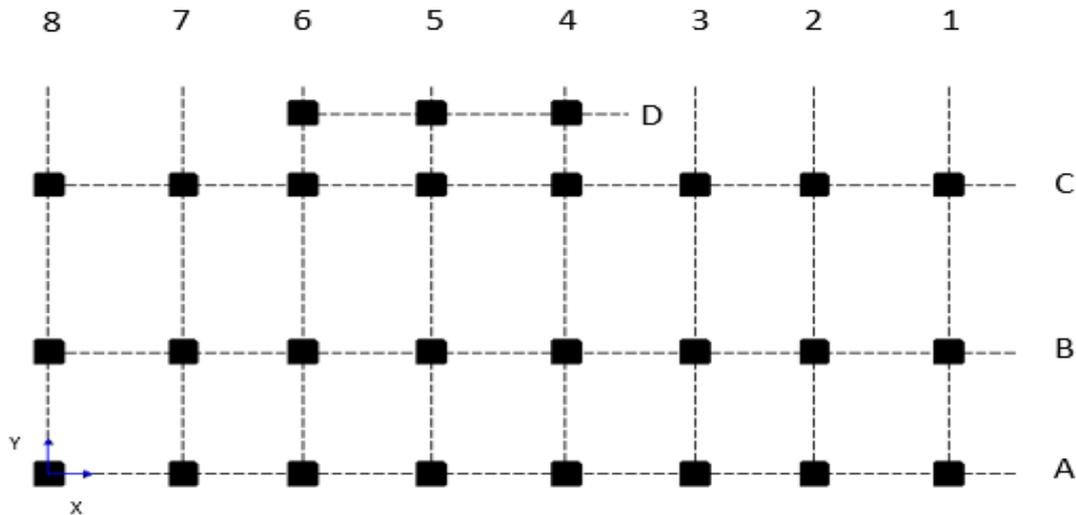


Figure VI.1. Vu en plan des poteaux de la fondation.

VI.4. Choix du type de fondation

Le choix de type de fondation se fait suivant trois paramètres :

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- La qualité du sol de fondation.

D'après les caractéristiques du sol (une contrainte moyenne admissible = 2 bars)

Sur lequel est implanté notre ouvrage et la proximité du bon sol par rapport à la surface, nous avons conduit dans un premier temps à considérer les semelles isolées comme solution.

VI.5. Classification des fondations

Fonder un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'ils supportent sur le sol suivant l'importance des charges et la résistance du terrain.

- Lorsque les couches de terrain capable de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur on réalise des fondations superficielles (semelles isolées, filantes et radier général).
- Lorsque les couches de terrain capable de supporter l'ouvrage sont à une grande profondeur on réalise des fondations profondes et semi profondes (puits et pieux).

VI.6. Calculs des fondations

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage ; la charge que comporte l'ouvrage – la portance du sol – l'ancrage et les différentes données du rapport du sol. On commence le choix de fondation par les semelles isolées – filantes et radier, chaque étape fera l'objet de vérification.

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

Avec :

σ_{sol} : Contrainte du sol.

N_{ser} : Effort normal appliqué sur la fondation.

S : Surface de la fondation.

$N=N_1$ (revenant de la structure) calculé par la combinaison [G+Q].

VI.6.1. Semelle isolée :

Pour assurer la validité de la semelle isolée, on choisit le poteau le plus sollicité de telle façon à vérifier que :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{Semelle}} \leq \sigma_{sol}$$

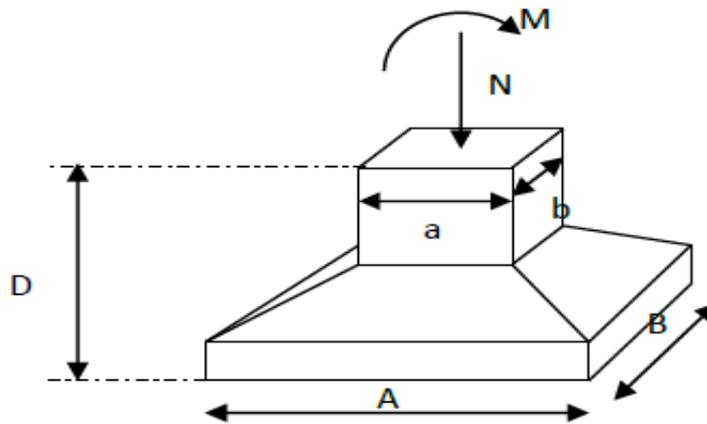


Figure VI.2 : Dimensions de la semelle isolée .

L'effort normal total revenant aux fondations

égale à :

$$N = 1908,73 \text{ kN}$$

$$\text{D'où } S \geq \frac{1908,73}{200} \Rightarrow S = 9,54 \text{ m}^2$$

$$A = \sqrt{S} \Rightarrow A = \sqrt{9,543} = 3,09 \text{ m}$$

$$\Rightarrow A = B = 3,09 \text{ m}$$

- Vérification de la mécanique des sols (vérification de l'interférence entre deux semelles) :

$$\text{Il faut vérifier que : } L_{\min} \geq 1,5xB$$

Tel que L_{\min} est l'entre axe minimum entre deux poteaux

$$\text{On a : } L_{\min} = 3,20 \text{ m} < 1,5xB = 4,635 \text{ m} \dots \text{non vérifié}$$

- **Conclusion :**

On remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

VI.6.2. Semelles filantes :

Le recours à des semelles filantes se fait quand les poteaux et par conséquent les semelles dans une direction donnée sont proches les unes des autres de façon que la somme des contraintes des deux semelles au niveau du point d'interface dépasse la contrainte du sol.

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.

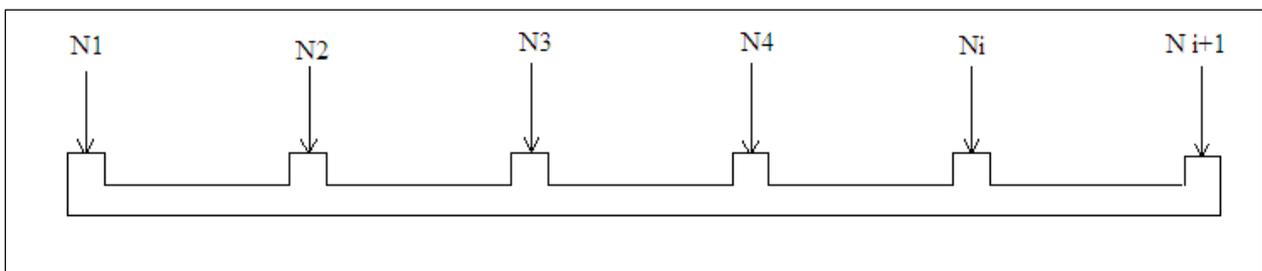


Figure VI.3 : Semelle filante.

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$$

Tel que :

$$N = \sum N_i \text{ de chaque fil de poteaux.}$$

$$S = B \times L$$

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur du fil considéré.

$$\Rightarrow B \geq \frac{N}{L \sigma_{sol}}$$

Les résultats sont résumés sur le tableau qui suit :

Tableau VI.1 : Sections des semelles filantes.

Files	N (KN)	L(m)	B(m)	B choisie(m)	S (m ²)
1	2873,88	11,85	1,21	2	23,7
2	3777,54	11,85	1,59	2	23,7
3	3362,19	11,85	1,42	2	23,7
4	3618,4	11,85	1,52	2	23,7
5	2253,06	11,85	0,95	2	23,7
6	3427,75	11,85	1,44	2	23,7
7	3363,135	11,85	1,42	2	23,7
8	3782,11	11,85	1,60	2	23,7

➤ Vérification du choix de fondation

$$\text{Rapport } \frac{S_{néc}}{S_{bat}} \geq 50\%$$

$$\sigma_{max} \frac{N_{ser}}{S_{néc}} \leq \sigma_{sol} \quad \Rightarrow \quad S_{néc} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

$$\text{Pour } \begin{cases} N_{ser} = 26245,85 \text{ KN} \\ \sigma_{sol} = 2 \text{ bars} \end{cases}$$

$$\text{On trouve : } S_{néc} \geq 131,23 \text{ m}^2$$

$$\text{La surface du bâtiment } S_b = 309,38 \text{ m}^2$$

- Calcul du rapport $\frac{S_{néc}}{S_{bat}} = \frac{131,23}{309,38} = 0,42 \implies 42 \% < 50 \%$ non vérifiée.

• **Conclusion :**

Pour cela on a opté pour un radier général comme type de fondation pour fonder l'ouvrage. Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité d'exécution.

VI.7. Radier général Nervuré

• **Introduction**

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction. Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée, dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées de grande hauteur. Dans notre cas, on optera pour un radier nervuré (plus économique que pratique) renversé. L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

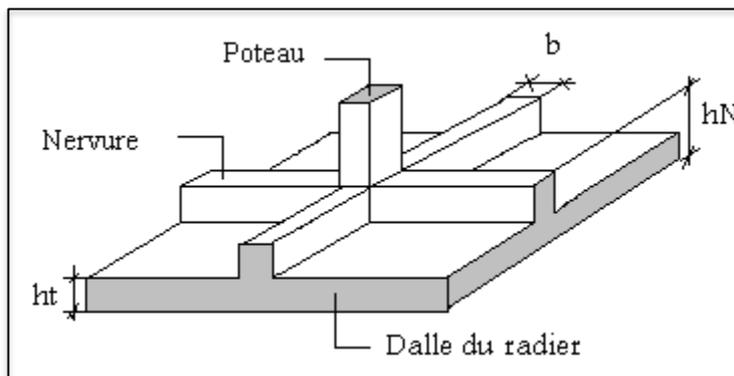


Figure VI.4 : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.

VI.7.1. Pré dimensionnement du radier

1. Dalle :

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

a. Condition forfaitaire :

$$h_1 \geq \frac{L_{max}}{20} \quad \text{Avec :}$$

L_{max} : La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{max} = 5,50 \text{ m} \implies h_1 \geq 27,5 \text{ cm} \implies h_1 = 30 \text{ cm}$$

b. Condition de cisaillement : [1]

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0,1f_{c28} ; 3MPa) = 2,5MPa$

$$T_u = \frac{qL}{2} \quad ; \quad q = \frac{N_u \times 1mL}{S_{rad}}$$

Avec :

$N_u = 58525,57$ KN « la somme des efforts normaux pondéré de tous les poteaux situés au radier ».

$$L = 5,50m \quad ; \quad b = 1m$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{N_u \times L \times 1mL}{2 \times S_{rad} \times b \times d} = \frac{N_u \times L \times 1mL}{2 \times S_{rad} \times b \times (0,9h)} \leq \bar{\tau}$$

$$h \geq \frac{N_u \times L \times 1mL}{2 \times S_{rad} \times b \times (0,9\bar{\tau})} = 27,25 \text{ cm}$$

$$h_2 = 35\text{cm}$$

Conclusion : $h \geq \text{Max}(h_1 ; h_2) = 35\text{cm}$

Pour des raisons constructives on adopte $h = 40 \text{ cm}$.

2. Nervure :**a. Condition de coffrage :**

$$b \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{550}{10} = 55\text{cm} \Rightarrow \text{Soit } b = 60\text{cm}$$

b. La hauteur de nervure :• **Condition de la flèche :**

La hauteur des nervures se calcule par la formule de la flèche :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq hN \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$\text{On a : } L_{\max} = 5,50 \text{ m} \Rightarrow 36,67\text{cm} < hN < 55\text{cm}$$

$$\text{On prend : } h_N = 50\text{cm}$$

• **Condition de la raideur :**

Pour étudier la raideur de la nervure, on utilise la notion de la longueur élastique définie par l'expression suivante : $L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e$

• **Théorie de la poutre sur sol élastique :**

Avec : $L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$

I : inertie de la semelle $\left(I = \frac{b \times h^3}{12} \right)$

E : module d'élasticité du béton (~ 20000 MPa)

b : largeur de semelle en contact avec le sol

K : coefficient de raideur du sol

h : la hauteur de la nervure.

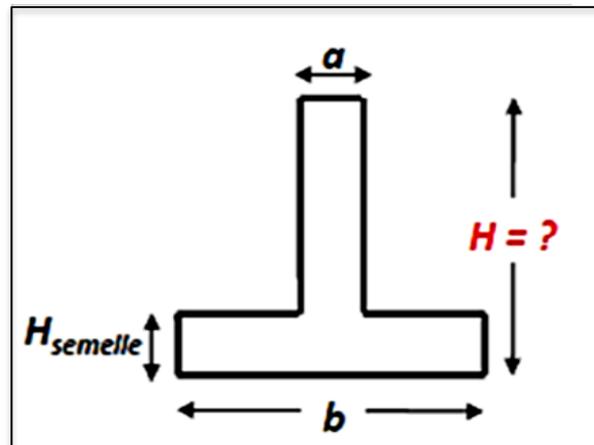
On pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes

- K= 0,5 [Kg/cm³] → pour un très mauvais sol.
- K= 4 [Kg/cm³] → pour un sol de densité moyenne
- K=12 [Kg/cm³] → pour un très bon sol.

- Pour un sol de densité moyenne on a K=4Kg/cm³

• **Procédure pratique pour fixer la hauteur de la nervure :**

Le concepteur peut choisir une inertie de la semelle telle que la condition, entre axe des poteaux $\leq \frac{\pi}{2} L_e + a$. C'ad $\frac{\pi}{2} L_e \geq$ longueur travée et calculer la semelle comme une poutre continue soumise à la réaction du sol (avec une répartition linéaire des contraintes du sol).



Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la longueur élastique définie

par l'expression suivante : $L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \Rightarrow L_e = 3,21m$

L'expression de la longueur élastique est donnée par :

$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$ (*)

I : Inertie de la dalle du radier (ou de la nervure), on prenant une bande de 1m.

E : Module de Young (E=20000MPa).

b=1 : Largeur de la semelle par bande d'un mètre (b=1m).

K : Coefficient de raideur du sol.

$$0.5 \leq K \leq 12 \quad [\text{Kg/cm}^3]$$

On pourra par exemple adopter pour K la valeur suivante :

- K = 4 Kg/cm³ → Pour un sol moyen (contraintes admissible 2 bars).
- : $L_{max} = 3,20$ m (entre-travée) ; $h_{semelle} = 0,4$ m ; b = 3,20 m

On pourra admettre la répartition linéaire des contraintes du sol sur une longueur totale de la semelle égale à :

$$\frac{\pi}{2} L_e \geq l \text{ entre axe}$$

H nervures (m)	1	1.20
I (m ⁴)	0,008	0,018
$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$	3,21	3,21
$\frac{\pi}{2} L_e + a$	2,65	5,62

On prend : h=120 cm

- **Le choix final :**

Epaisseur de la dalle du radier $h_R=40$ cm

Les dimensions de la nervure : $\begin{cases} h_N = 120\text{cm} \\ b = 60\text{cm} \end{cases}$

VI.7.2. Caractéristiques géométriques du radier :

- **Remarque :**

On remarque que la surface totale du bâtiment (309,38 m²) est supérieure à la surface Nécessaire du radier (131,23m²), dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles du **BAEL**, et il sera calculé comme suit :

- a. Calcul du débordement (D) :**

$$D_{deb} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30\text{cm}\right) = \max\left(\frac{120}{2}; 30\text{cm}\right) = 60\text{cm}$$

Soit : $D = 60 \text{ cm}$

D'où :

$$S_r = S_b + D \times 2 \times (X+Y) = 309,38 + 0,60 \times 2 \times (24,75 + 12,5) = 354,08 \text{ m}^2$$

S_r : Surface de radier.

S_b : Surface totale de bâtiment.

X : Longueur de bâtiment.

Y : Largeur de bâtiment.

Alors la surface de radier est : $S_r = 354,08 \text{ m}^2$.

1. Position du centre de gravité :

$$\begin{cases} X_G = 12,35 \text{ m} \\ Y_G = 5,40 \text{ m} \end{cases}$$

2. Moments d'inertie du bâtiment :

$$\begin{cases} I_{xx} = 2353,84 \text{ m}^4 \\ I_{yy} = 12710,94 \text{ m}^4 \end{cases}$$

VI.7.3. Vérifications Nécessaires

VI.7.3.1. Vérification vis-à-vis de la stabilité au renversement :

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 $1,5 \left(\frac{M_S}{M_R} > 1,5 \right)$

Avec:

M_S : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre.

M_R : Moment de renversement dû aux forces sismique.

Avec: $M_R = \sum M_0 + V_0 \cdot h$

M_0 : Moment à la base de la structure.

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

h : Profondeur de l'ouvrage de la structure.

$$N = N_G + N_Q$$

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

N_{G1} : Poids propre de la structure.

N_{G2} : Poids propre du radier.

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

On a: $N_{G1} = 35890,27 \text{ KN}$

$N_{G2} = \rho_b \cdot S \cdot h = 25 \times 354,08 \times 0,7 = 6196,4 \text{ KN}$

$N_Q = 5592,5 \text{ KN}$

$N_G = 42086,67 \text{ KN}$

Donc: $N=47679,17 \text{ KN}$

Sens x-x :
 $M_0=338250, 25\text{KN.m}$; $V_0=2619, 13 \text{ KN}$; $h=3,5\text{m}$

Donc: $M_R=347417, 21\text{KN.m}$
 $N=47679,17 \text{ KN}$

$M_S=N \times X_G=47679,17 \times 12, 35 \text{ KN.m} \longrightarrow M_S = 588837,75\text{KN.m}$

$\frac{M_S}{M_R} = 1.69 > 1,5 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$

Sens y-y
 $M_0=145025.60\text{KN.m}$; $V_0=2606.09\text{KN}$; $h=3,5\text{m}$
 Donc: $M_R=154146.92 \text{ KN.m}$
 $M_S=N \times Y_G=257467,52 \text{ KN.m}$

$\frac{M_S}{M_R} = 1.67 > 1,5 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$

• **Remarque :**

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.

VI.7.3.2. Vérification des Contraintes Sous le Radier :

Le rapport du sol nous offre la contrainte de sol, déterminée par les différents essais in-situ et au laboratoire : $\sigma_{sol}=2 \text{ bars}$

Les contraintes du sol sont données par :

a. Sollicitation du premier genre :

On doit vérifier que : $\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{46896,57}{354,08} = 132,45\text{KN} / \text{m}^2$

$\sigma_{ser} = 132,45\text{KN} / \text{m}^2 \leq \bar{\sigma}_{sol} = 200\text{KN} / \text{m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$

b. Sollicitation du second genre :

On doit vérifier les contraintes sous le radier ($\sigma_1 ; \sigma_2$)

Avec :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} V$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} V$$

On vérifie que :

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

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

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

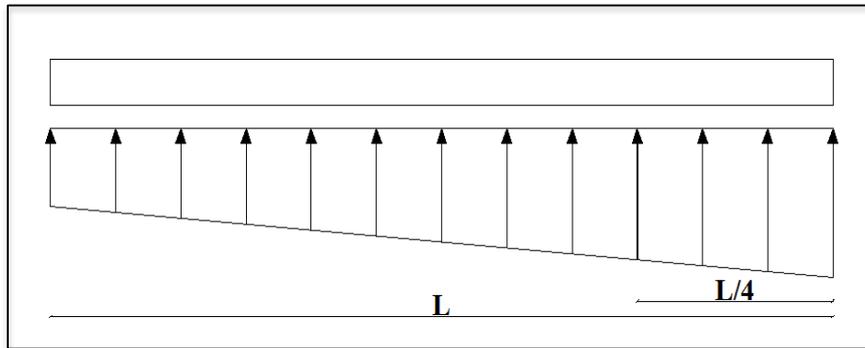


Figure VI.5 : Contraintes sous le radier

- **ELU:**

$$N_u = 1,35 G + 1,5 Q = 56840,61 \text{ KN}$$

$$M_x = 347417,21 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 154146,92 \text{ KN.m}$$

$$S_r = 354,08 \text{ m}^2$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

Avec:

$$I_{xx} = 2353,84 \text{ m}^4 ; I_{yy} = 12710,94 \text{ m}^4$$

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

	σ_1 (kN/m ²)	σ_2 (kN/m ²)	$\sigma_m \left(\frac{L}{4} \right)$ (kN/m ²)
Sens x-x	160,53	160,53	160,53
Sens y-y	247,36	116,11	214,55
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5 \sigma_{sol} = 300$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma \left(\frac{L}{4} \right) < 1,33 \sigma_{sol} = 266$

Remarque :

Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

• **ELS:**

N_{ser}=41482,77KN

M_x= 432785.84KN.m

M_y =465084.44 KN.m

c. Moments d'inertie :

$$I_{xx}=47110.64m^4 \quad ; \quad I_{yy}=64785.05m^4$$

S_r=354,08 m²

sol =200 KN/m

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

	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	$\sigma_m \left(\frac{L}{4} \right)$ (KN/m ²)
Sens x-x	117,16	117,16	117,16
Sens y-y	118,59	115,72	117,87
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5 \sigma_{sol} = 300$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma \left(\frac{L}{4} \right) < 1,33 \sigma_{sol} = 266$

• **Conclusion :**

Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement

d. Détermination des sollicitations les plus défavorables :

Le radier se calcule sous l'effet des sollicitations suivantes :

➤ **ELU :**

$$\sigma_u = \sigma \left(\frac{L}{4} \right) = 214,55 \text{ KN} / m^2$$

➤ **ELS :**

$$\sigma_{ser} = \sigma \left(\frac{L}{4} \right) = 117,87 \text{ KN} / \text{m}^2$$

VI.7.3.3. Ferrailage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé, donc le ferrailage de la dalle du radier se fait comme celui d'une dalle de plancher.

La fissuration est considérée préjudiciable.

a. Ferrailage de la dalle du radier :

Donc on peut se rapporter aux méthodes données par [DTR]

Valeur de la pression sous radier :

➤ **ELU :** $q_u = \sigma_m^u \cdot 1\text{m} = 214,55 \text{ KN} / \text{m}$

➤ **ELS :** $q_{ser} = \sigma_m^{ser} \cdot 1\text{m} = 117,87 \text{ KN} / \text{m}$

1. Calcul des efforts :

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposant sur 04 cotés.

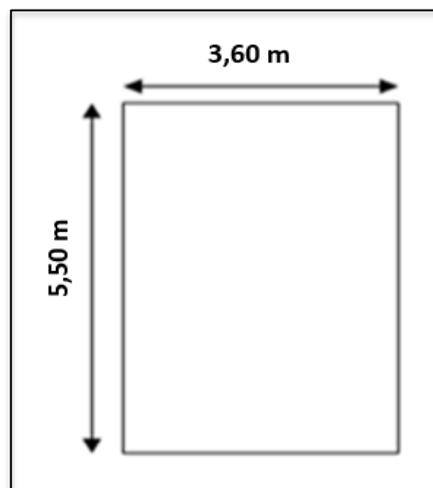


Figure VI.6 : Panneau de la dalle du radier.

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 en fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et de v .

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

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires "BAEL91 modifié 99 "

$$\rho = 0,65 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0751 \\ \mu_y = 0,3613 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 208,82 \text{KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 75,45 \text{KN.m}$$

• **Moments en travées :**

$$M_{tx}=0, 85M_x=177,50 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty}=0, 85M_y=64,13 \text{KN.m}$$

• **Moments sur appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x = 104,41 \text{ KN.m}$$

3. Ferrailage de la dalle :

$$b=100\text{cm} ; h=40\text{cm} ; d=36\text{cm} (0,9h) ; f_c=400\text{MPa} ; f_{c28}=25\text{MPa} ; f_{t28}=2,1\text{MPa} ; \sigma_s=348\text{MPa}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.4 : Ferrailage des panneaux du radier

	Sens	M _u (KN.m)	μ	A _s ' (cm ²)	α	Z (cm)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	177,50	0,097	0	0,128	34,16	14,93	6T20	18,85	16
	y-y	64,13	0,03	0	0,04	35,42	5,20	4T14	6,16	30
Appuis	x-x	104,41	0,06	0	0,08	34,85	8,61	7T14	10,78	14
	y-y									

• **Espacement :**

a. **Travée :**

Sens x-x :

$$Esp \leq \text{Min}(3h; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(120\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

$$S_t = \frac{100}{6} = 16,66\text{cm} < 33\text{cm}$$

Nous optons $S_t = 16\text{cm}$

Sens y-y :

$$Esp \leq \text{Min}(4h; 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(160\text{cm}; 40\text{cm}) = 40\text{cm}$$

$$S_t = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < 40\text{cm}$$

Nous optons $S_t = 30\text{cm}$

b. Appuis :

Sens (x-x et y-y) :

$$Esp \leq \text{Min}(3h; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(120\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

$$S_t = \frac{100}{7} = 14,28\text{cm} < 33\text{cm}$$

Nous optons $S_t = 14\text{cm}$

❖ **VI.7.3.4. Vérifications nécessaires :**

• **Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 4,35\text{cm}^2$$

$$A_{s \min} = 4,35\text{cm}^2 < A_{s \text{ adopté}} = 6,16\text{cm}^2$$

Donc la condition est vérifiée.

• **Vérification des contraintes à l'ELS :**

$$\rho = 0,65 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0751 \\ \mu_y = 0,3613 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_s L_x^2 = 114,72\text{KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 41,45\text{KN.m}$$

▪ **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0,85M_x = 97,51\text{KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85M_y = 35,23\text{KN.m}$$

▪ **Moments sur appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x = 57,36 \text{ KN.m}$$

On doit vérifier que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) + \sigma \leq \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Tableau VI.5 : Vérification des contraintes

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérif
Trav	x-x	97,51	18,85	8,47	15	235	201,63	Non
	y-y	35,23	6,16	6,75	15	419,5	201,63	Non
App	x-x	57,36	10,78	5,08	15	235,70	201,63	Non
	y-y							

Remarque :

La contrainte d'acier n'est pas vérifiée ni en travée ni en appuis donc on augmente la section de l'acier.

Tableau VI.6 : Vérification des contraintes (correction)

	Sens	M _{ser} (kNm)	Choix	A _s (cm ²)	Esp (cm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérif
Trav	x-x	97,51	10T20	31,42	10	4,86	15	142,9	201,63	Oui
	y-y	35,23	6T16	12,06	16	3,65	15	165,6	201,63	Oui
App	x-x	57,36	7T20	21,99	14	3,46	15	119	201,63	Oui
	y-y									

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{214,55 \times 5,50}{2} = 590,01 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{590,01 \cdot 10^3}{1000 \times 360} = 1,64 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

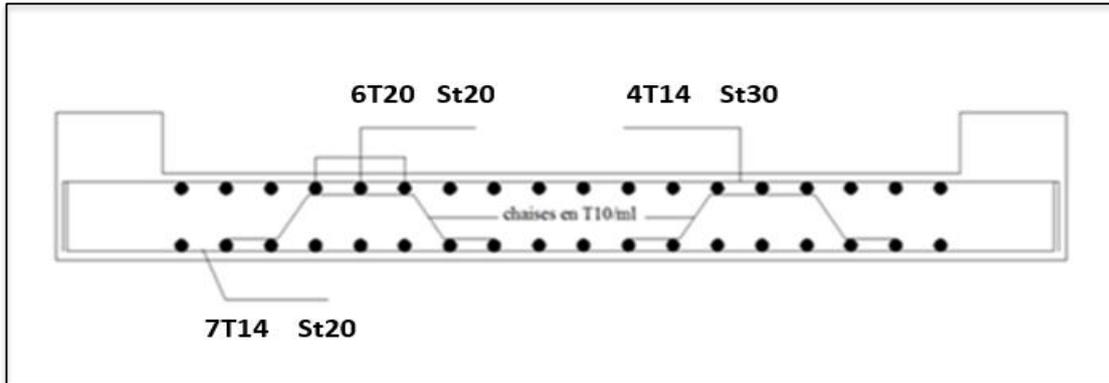


Figure VI.7 : Schéma de ferrailage du radier.

b)- Ferrailage des nervures :

b.1. Calcul des efforts :

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire «BAEL91 modifier 99» [1]

On a : $M_0 = \frac{qL^2}{8}$

En travée : $M_t = 0,85M_0$

Sur appuis : $M_a = 0,50M_0$

b.2. Calcul des armatures :

$b = 60 \text{ cm} ; h = 120 \text{ cm} ; d = 108 \text{ cm}$

- **Sens porteur :** $L = 5,50 \text{ m} ; q = 214,55 \text{ kN/ml}$

Tableau VI.7: Ferrailage des nervures (sens porteur)

	M_u (kNm)	μ	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
Travée	689,58	0,069	0,089	104,16	19,02	12T16	24,13
Appuis	405,64	0,041	0,052	105,75	11,02	10T14	15,39

- Sens non porteur : $L = 3,60 \text{ m}$; $q = 214,55 \text{ kN/ml}$

Tableau VI.8 : Ferrailage des nervures (sens non porteur)

	M_u (kNm)	μ	α	Z (cm)	$A_s^{cal}(\text{cm}^2)$	Choix	A_s^{adp} (cm^2)
Travée	295,44	0,029	0,038	106,36	7,98	6T16	12,06
Appuis	173,79	0,017	0,022	107,05	4,66	4T16	8,04

b.3. Vérifications nécessaires :

b.3.1. Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_c} = 7,82 \text{ cm}^2$$

Tableau VI.9 : Vérification de la condition de non fragilité.

Sens	Position	A_s^{adp} (cm^2)	A_s^{\min}	Vérification
porteur	Travée	24,13	7,82	Oui
	Appuis	15,39	7,82	Oui
Non porteur	Travée	12,06	7,82	Oui
	Appuis	8,04	7,82	Oui

b.3.2. Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau VI.10 : Vérification des contraintes à l'ELS.

Sens	Position	M_{ser} (kNm)	A_s (cm^2)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Porteur	Travée	579,49	24,13	6,46	15	222,36	201,6	Non
	Appuis	340,87	15,39	4,52	15	222,5	201,6	Non
Non porteur	Travée	202,86	12,06	2,79	15	167,7	201,6	Oui
	Appuis	119,33	8,04	1,99	15	146,3	201,6	Oui

Remarque :

La contrainte d'acier n'est pas vérifiée ni en travée ni en appuis donc on augmente la section de l'acier.

Tableau VI.11 : Vérification des contraintes (correction)

Sens	Position	M _{ser} (kNm)	Choix	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Porteur	Travée	579,49	12T20	37,70	4,51	15	158,6	201,6	Oui
	Appuis	340,87	10T16	20,11	3,65	15	171,7	201,6	Oui
Non porteur	Travée	202,86	6T16	12,06	2,79	15	167,7	201,6	Oui
	Appuis	119,33	4T16	8,04	1,99	15	146,3	201,6	Oui

b.3.3. Vérification de la contrainte tangentielle du béton : [2]

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4MPa) = 2,5MPa$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

Avec : $T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{291,61 \times 5,50}{2} = 801,93KN$

$$\tau_u = \frac{801,93 \times 10^3}{600 \times 1080} = 1,24MPa < \bar{\tau}_u = 2,5MPa \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

b.3.4. Armatures transversales :

• **BAEL 91 modifié 99 [1] :**

* $\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e}$ (K = 1 pas de reprise de bétonnage)

* $S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40cm) = 40cm$

* $\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4MPa\right) = 0,62MPa$

• **RPA99 version 2003 [2] :**

* $\frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0$

* $S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) = 24cm \dots \dots \dots \text{Zone nodale}$

* $S_t \leq \frac{h}{2} = 60cm \dots \dots \dots \text{Zone courante}$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 2 \text{ cm}$$

$f_c=400\text{MPa}$; $\tau_u=1,24 \text{ Mpa}$; $f_{t28}=2,1\text{Mpa}$; $b=60\text{cm}$; $d=108\text{cm}$

On trouve :

$S_t=15\text{cm}$Zone nodale.

$S_t=30\text{cm}$Zone courante.

Tableau VI.12 : choix des armatures transversales.

	Section	Zone	St (cm)	Φt (cm)	At calculée (cm ²)	Choix des armatures	At (cm ²)
Nervures	60x120	Courante	30	12	5,40	6T12	6,79
		Nodale	15		2,7	6T12	6,79

b.3.5 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. [3]

$h=70 \text{ cm}$

$$A_p = 3 \times 1,2 = 3,6\text{cm}^2$$

On choisie $A_p= 3\text{T}14 = 4,62 \text{ cm}^2$

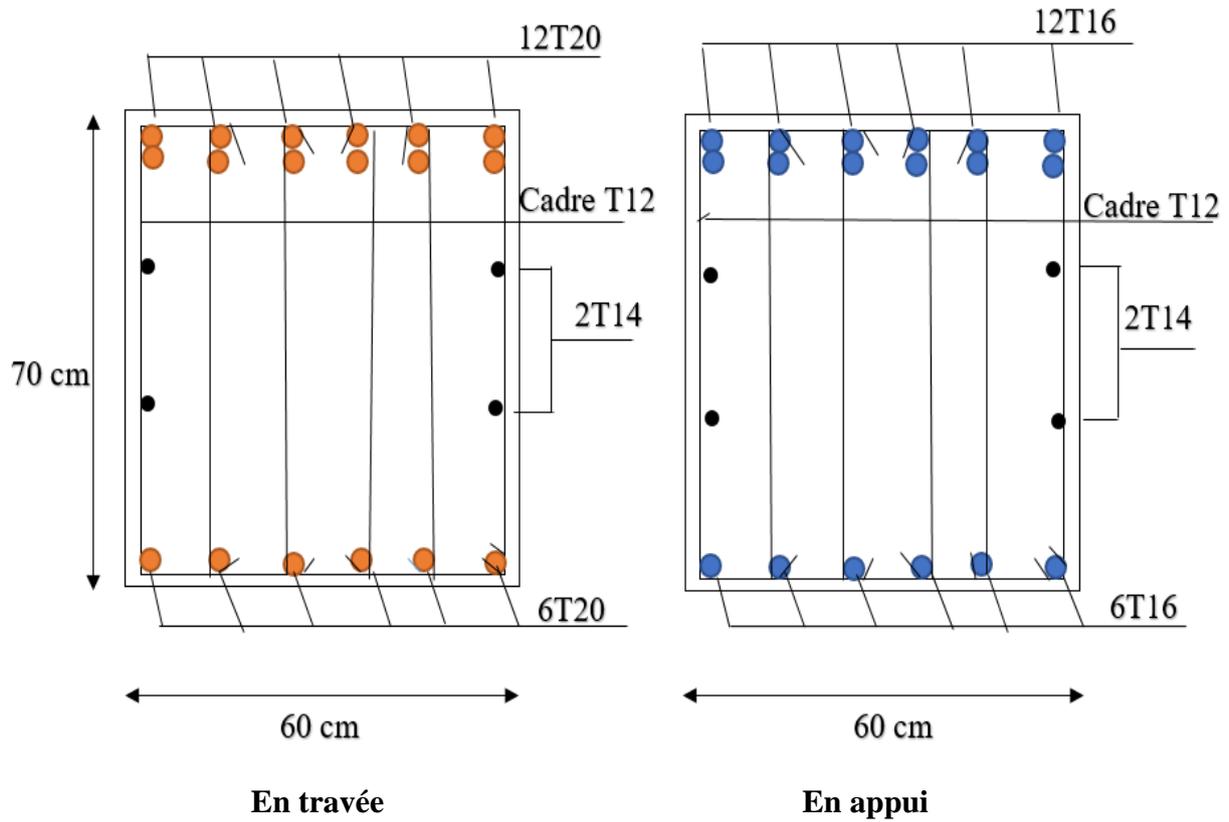


Figure VI.8 : Schéma de ferrailage des nervures (sens porteur)

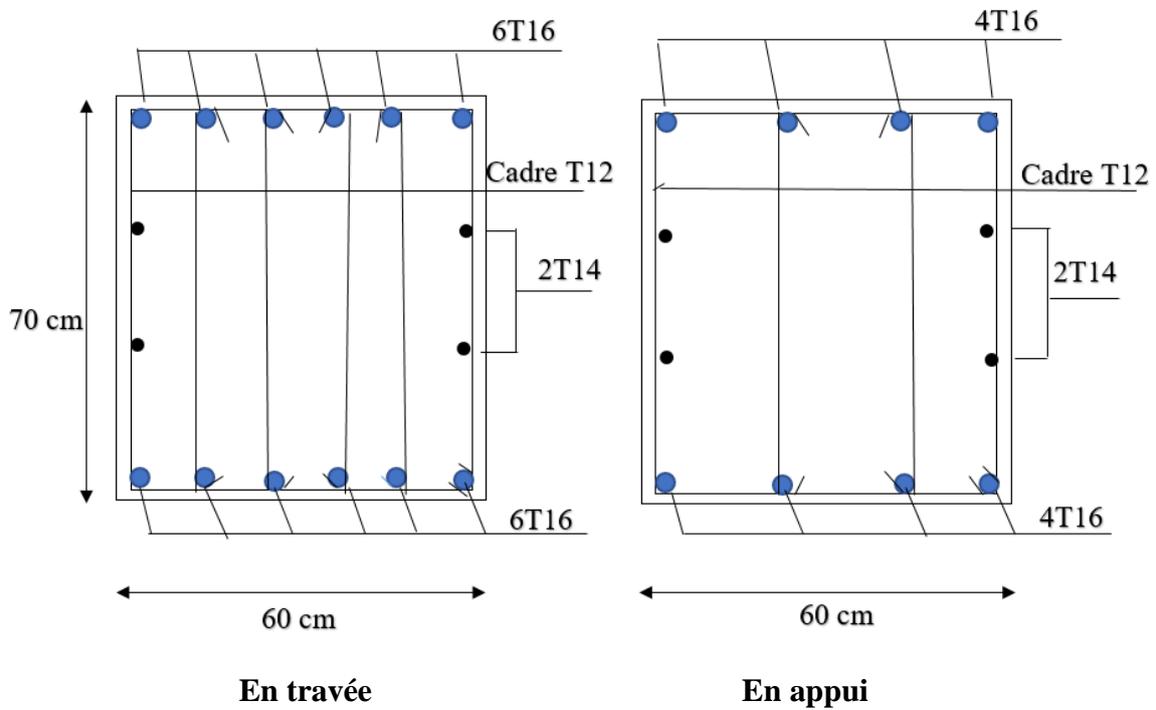


Figure VI.9 : Schéma de ferrailage des nervures (sens non porteur)

c)- Ferrailage des débords :

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur $L=1,25\text{m}$, le calcul du ferrailage sera fait pour une bande de 1m à l'ELU.

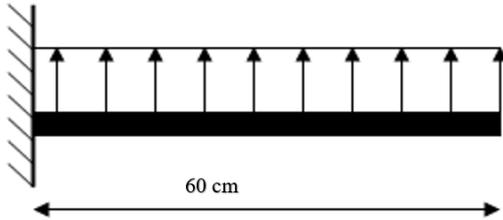


Figure VI.10: Schéma statique du débord.

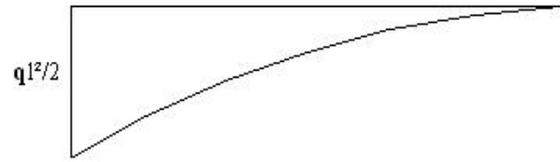


Figure VI.11: Diagramme des Moments

c.1. Calcul de ferrailage :

$q_u=214,55 \text{ kN/ml}$, $b=100 \text{ cm}$, $h=40\text{cm}$, $d=36\text{cm}$, $f_{c28}=25\text{MPa}$, $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$.

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} = 32,45 \text{ KN.m} \quad ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 \sigma_{bc}} = 0,018$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,023$$

$$Z = d \left(1 - 0,4 \alpha \right) = 35,67 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \sigma_s} = 2,61 \text{ cm}^2$$

On adopte : 5T12=5,65cm

$S_t=10\text{cm}$

c.2. Armature de répartition :

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \Rightarrow 1,41 \text{ cm}^2$$

On adopte 2T12=2,26 cm², $S_t=20\text{cm}$

c.3. Vérification des contraintes à l'ELS :

$q_{ser}=117,87 \text{ kN/ml}$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{2} = 17,83 \text{ kNm} \quad , \quad \mu = 0,01 \quad , \quad \alpha = 0,013 \quad , \quad Z = 35,82 \text{ cm} \quad , \quad A_s = 1,43 \text{ cm}^2 .$$

VI.8 Etude du voile périphérique :

Notre structure comporte un voile périphérique qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de RDC.

Il forme par sa grande rigidité qu'il crée à la base un caisson rigide et indéformable avec les planchers du RDC, le sous-sol et les fondations.

VI.8.1 Pré dimensionnement :

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du **RPA99 version 2003**, qui stipule d'après l'article 10.1.2.

Les ossatures au-dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base

Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

- **Epaisseur $e \geq 15\text{cm}$**
- **Les armatures sont constituées de deux nappes.**
- **Le pourcentage minimum des armatures est de $0,1\%B$ dans les deux sens (horizontal et vertical).**
- **Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.**
- **La longueur de recouvrement est de 50ϕ avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.**

Avec :

B : Section du voile.

VI.8.2 Evaluation des charges :

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur 4 appuis et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

$L_x=3,60\text{m}$; $L_y=5,50\text{m}$; $e=20\text{ cm}$.

Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

Selon **BAEL91 modifié 99**, la charge de poussées des terres est donnée par : $Q=A.\gamma.H$

Avec :

Q : Contrainte à la base sur une bande de 1m.

A : Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.

γ : Poids spécifique des terres ($\gamma_h=20,75\text{kN/m}^3$).

H : Hauteur du voile ($H=3,50\text{m}$).

$$\varphi = 10^\circ \Rightarrow A = f(\varphi) = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0,704$$

$$\text{Donc : } Q = A \times \gamma_h \times H = 51,13\text{kN/ml} \Rightarrow Q_u = 1,35Q = 69,03\text{kN/ml}$$

$0,4 < \frac{L_x}{L_y} = 0,654 < 1,0 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de la

dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit:

$M_x = \mu_x qL_x^2$ sens de la petite portée.

$M_y = \mu_y M_x$ sens de la grande portée.

$\mu_x = 0,0751$

$\mu_y = 0,3613$

$M_x = 67,19kN.m$

$M_y = 24,27kN.m$

Moment en travée :

Sens (x-x) :

$M_{tx} = 0,85M_x = 57,11kN.m$

Sens (y-y) :

$M_{ty} = 0,85M_y = 20,63kN.m$

Moment sur appuis :

$M_a = 0,50M_x = 33,59kN.m$

VI.8.3.Calcul du ferrailage :

b=100 cm ; h=20 cm ; d=18 cm ; $\sigma_{bc}=14,17MPa$

Les résultats du ferrailage sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI.13 : Ferrailage du voile périphérique

		M_u (kNm)	μ	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm²)	A_s^{min} (cm²)	Le choix	A_s^{adp} (cm²)	Esp (cm)
Travée	Sens (x-x)	57,11	0,124	0,166	16,80	9,77	2,17	10T14	15,39	10
	Sens (y-y)	20,63	0,045	0,057	17,59	3,37	2,17	4T12	4,52	15
Appuis		33,59	0,073	0,095	17,32	5,57	2,17	7T12	7,92	15

• **Condition de non fragilité :**

$A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 2,17cm^2$

La condition est vérifiée

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

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0,05f_{c28} = 1,25MPa$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 107,62kN$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 82,84kN$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 107,62kN$$

$$\tau_u = \frac{107,62 \cdot 10^3}{1000 \cdot 180} = 0,598MPa \leq 1,25MPa \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

• **Vérification à L'ELS :**

▪ **Evaluation des sollicitations à l'ELS :**

$$Q_{ser} = 51,13kN.m$$

$$M_x = 49,76kN.m$$

$$M_y = 17,98kN.m$$

Moment en travée :

Sens (x-x) :

$$M_{rx} = 0,85M_x = 42,30kN.m$$

Sens (y-y) :

$$M_{ry} = 0,85M_y = 15,28kN.m$$

Moment sur appuis :

$$M_a = 0,50M_x = 24,88kN.m$$

▪ **Vérification des contraintes :**

La fissuration est considérée comme préjudiciable

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

Et que $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 200MPa$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableau VI.14 : Vérification des contraintes à l'ELS

		M_{ser}(kNm)	A_s(cm²)	Y(cm)	σ_{bc}(MPa)	σ_s(MPa)	Vérification
Travée	Sens (x-x)	42,30	7,09	5,21	9,97	331,45	Non vérifiée
	Sens (y-y)	15,28	2,48	3,31	5,47	342,29	Non vérifiée
Appuis		24,88	4,07	4,12	7,27	339,61	Non vérifiée

Tableau VI.15: Redimensionnement des armatures

		M _{ser} (kNm)	A _s ^{final} (cm ²)	σ _s (MPa)	choix	Esp (cm)	Vérification
Travée	Sens (x-x)	52,72	27,14	187,7	24T12	15	vérifiée
	Sens (y-y)	27,47	12,37	183,7	25T8	20	vérifiée
Appuis		31,01	12,37	185,7	25T8	20	vérifiée

• **Vérification de la flèche :**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_0} \\ \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0,056 > 0,042 \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \\ 0,056 > 0,028 \text{ à } 0,037 \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \\ 4,7 \cdot 10^{-3} < 5 \cdot 10^{-3} \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

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

PARTIE B

CHAPITRE 1

GENERALITES SUR LES MATERIAUX COMPOSITES

I.1. INTRODUCTION

Selon sa classe, chaque type de matériaux possède des propriétés et des caractérisations qui lui sont propres : les métaux sont en général tenaces et ductiles, mais leur masse volumique est souvent élevée ; les matières plastiques, légères, font preuve d'une faible rigidité, bénéficient de propriétés mécaniques moyennes et sont parfois fragiles ; quant aux céramiques, elles ont un module de Young et une résistance théorique à la traction très élevée, mais elles sont intrinsèquement fragiles.

En combinant divers types de matériaux normalement non miscibles, et tout en contrôlant leurs morphologies et leurs répartitions. On obtient des matériaux composites, dont les propriétés sont totalement différentes de celles des composants de base

I .2.Materiaux composites

.Définition :

Un composite (compositus : forme d'éléments très divers) est, d'après la définition du Larousse, “ un matériau compose de matières de nature et de composition différentes et possédant, de ce fait, des caractéristiques spéciales ”

Un matériau composite est constitué de différentes phases nommées renforts et matrice lorsque le matériau composite est non endommagé, les renforts et la matrice sont parfaitement liés et il ne peut pas y avoir ni glissement ni séparation entre les différentes phases. Les renforts se présentent sous forme de fibres continues ou discontinues. Le rôle du renfort est d'assurer la fonction de résistance mécanique aux efforts. La matrice assure quant à elle la cohésion entre les renforts de manière à répartir les sollicitations mécaniques. L'arrangement des fibres, leur orientation permettent de renforcer les propriétés mécaniques de la structure. On trouve plus particulièrement les matériaux composites à renfort fibres longues continues utilisées dans l'industrie nautique, automobile, aéronautique et spatiale, et ceux-ci sont les plus étudiés. Les pièces structurelles sont réalisées par empilement de nappes en optimisant les

directions des renforts en fonction des charges qu'elles doivent subir. La nature de la résine ou du renfort est choisie en fonction de l'application finale visée.[1]

I.3. CONSTITUANTS DES MATERIAUX COMPOSITES :

I.3.1. Les renforts :

Les renforts contribuent à améliorer la résistance mécanique à la traction et la rigidité

Des matériaux composites et se présentent sous forme filamentaire (des fibres organiques ou Inorganiques).

I.3.1.1. Différents types de renfort :

Les renforts les plus utilisés se présentent sous forme de fibres ou formes dérivées et

Constituent une fraction volumique de matériau composite généralement comprise entre 0.3 et 0.7.

Les renforts fibres se présentent sous diverses formes commerciales.

- Sous forme de roving (fils, mèches, etc. ...) : le roving est un assemblage de fils de bases Parallèles groupés sans torsion.

- Sous forme de tissus (tissus taffetas, toiles, serge, etc. ...) : le tissu est forme par L'entrecroisement perpendiculaire des roving.

Les tissus de roving peuvent peser jusqu'à 800 g/m².

- Sous forme de mat (a fil coupé, a fil continu) : le mat est un matelas de fils coupés ou Continu à ensimage plastique, agglomérés par un liant à solubilité rapide ou lente dans la résine.



Roving de verre.



Tissu de verre.



Mat de verre.

Figure.I.1 : Différents types de fibres de verre (documentation Ahlstrom).

I.3.1.2. Différentes natures de renfort :

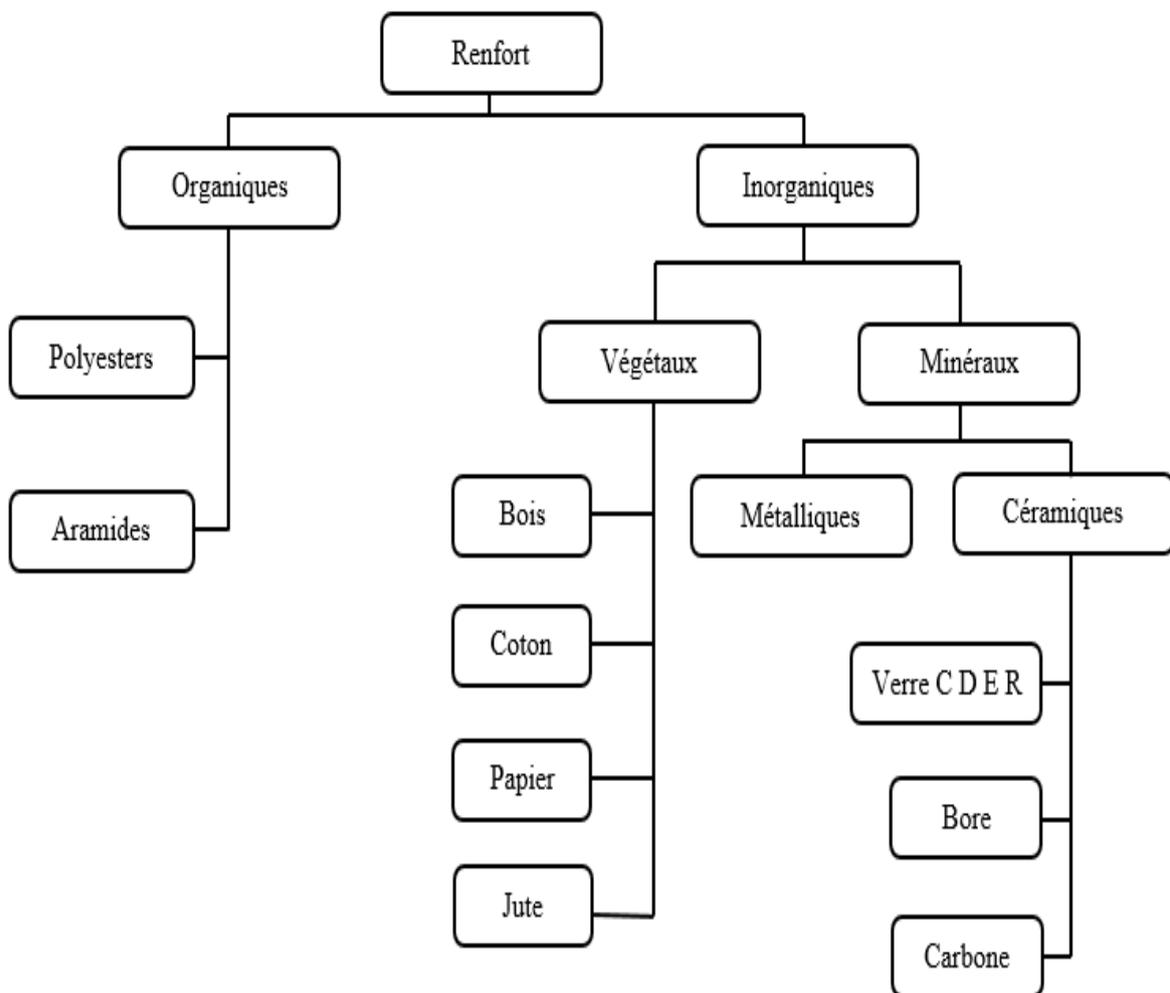


Figure.I.2 : Différents Familles du renfort.

I.3.1.3. Principales caractéristiques mécaniques des fibres de base :

Tableau I.1 : Propriétés mécaniques des fibres

fibre	densité	σ_r (MPa) en traction	Allongement à la rupture en %	E_L (MPa) Longitudinale	Diamètre du filament élémentaire μm
Verre E	2.54	3400	4.8	73000	3-30
Verre R	2.48	4400	5.4	86000	3-30
Aramide BM	1.45	3100	2	70000	12
Aramide HM	1.45	3100	1	130000	12
Kevlar	-	2900	2.3	130000	1.45
Aluminium	-	1380	0.7	380000	3.9
Carbone HT	1.78	2800	0.5	200000	8
Carbone HM	1.80	2200	-	400000	8
Bore	2.63	3500	0.8	400000	100-200

I.3.2. La matrice :

La matrice est l'élément qui lie et maintient les fibres. Elle répartie les efforts (résistance à la compression ou à la flexion) et assure la protection chimique des fibres.

I.3.2.1. Différentes natures de la matrice :

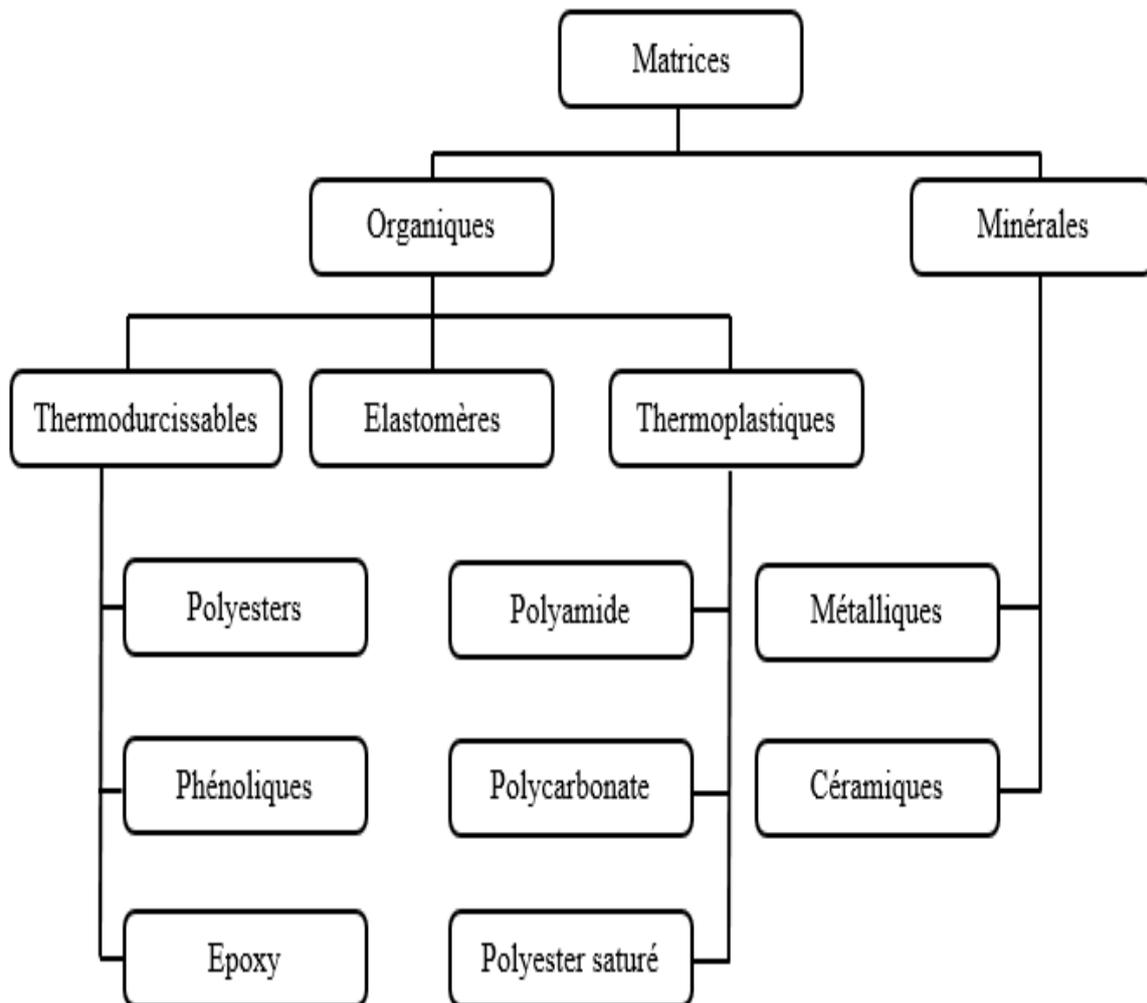


Figure.I.3 : Différents familles de matrice.

- Résine thermodurcissable : sont mis en forme et se polymérisent selon la
- forme souhaitée. La transformation irréversible.
- Résine thermoplastique : mis en forme par chauffage, durcissent au cours
- du refroidissement. La transformation est réversible.

Tableau I.2 : Principales propriétés des matrices Thermodurcissables et Thermoplastiques :

Matrices	Thermodurcissables	Thermoplastiques
Etat de base	Liquide visqueux à polymériser	Solide prêt à l'emploi
Stockage	Réduit	Illimité
Mouillabilité des renforts	Aisée	Difficile
Moulage	Chauffage continu	Chauffage + refroidissement
Cycle	Long (polymérisation)	Court
Tenue au choc	Limitée	Assez bonne
Tenue thermique	Meilleure	Réduite (sauf nouveau TP)
Chutes et déchets	Perdus ou utilisés en charges	Recyclables
Conditions de travail	Emanations de solvants	Propreté

I.3.2.2.Principales caractéristiques mécaniques des résines :

Tableau I.3 : Propriétés mécaniques des résines.

	Polyester	Epoxyde	Phénolique	Polyamide	Aluminium
ε_r en traction (%)	2 - 5	2 - 5	2.5	-	-
ρ (Kg/m ³)	1200	1100-1500	1200	1130	2630
σ_r en traction (MPa)	50 - 80	60 - 80	40	70	358
E en traction (GPa)	2.8 – 3.5	3 – 5	-	3	69

I.3.3. les charges : [3]

L'objet de la charge renforçant est d'améliorer les caractéristiques mécaniques de la Résine, ou diminuer le coût des résines en conservant les performances des résines. En Générales ces charges sont des microbilles ou des particules (poudre).

Les principales charges utilisées sont :

- microbille en (verre, carbone, époxyde, phénolique, polystyrène, etc. ...)
- des poudres ou paillettes métalliques : (cuivre, fer, aluminium, etc. ...)
- des particules de carbone (noir de carbone)

I.3.4. les additifs : [2]

Ils sont nécessaires pour assurer une adhérence suffisante entre le renfort fibreux et la Matrice et de modifier l'aspect ou les caractéristiques de la matière à laquelle ils sont ajoutés.

Les additifs se trouvent en faible quantité (quelques % et moins) et interviennent comme :

- lubrifiants et agents de démoulage.
- pigments et colorants.
- agents anti-retraits.
- agents anti-ultraviolets.
- accélérateur.
- catalyseur.

I.3.5. L'interface :

En plus de ces fibres et la matrice, il faut rajouter : une interface qui assure la compatibilité renfort/matrice, qui transmet les contraintes de l'un à l'autre sans déplacement relatif. Bonne adhérence en couche fine.

Des produits chimiques entre aussi dans la composition du composite, l'interphase etc.

... qui peut jouer sur le comportement mécanique, mais n'intervient pratiquement

jamais dans le calcul de structure composite. [4]

CHAPITRE II

MODE DE FABRICATION ET MODE D'EMPLOI

II.1. Introduction :

L'objectif de ce chapitre n'est pas de faire une étude approfondie de la technologie de mise en œuvre des matériaux composites. Il se propose simplement de dégager les principes différents processus de mise en œuvre, et de constituer une introduction à l'étude comportement mécanique des matériaux composites.

La plupart des méthodes de mise en œuvre consistent à élaborer les pièces en composites par couches successives comportant matrice et renfort. Cette technique générale appelée stratification, conduisant à l'élaboration de stratifiés, nous amènera ensuite à nous intéresser à l'architecture des matériaux composites.

II.2. La mise en œuvre des matériaux composites :[5]

Généralement le choix d'un procédé de moulage se fait en fonction de certains paramètres à savoir :

- Imprégnation du renfort par le système résineux.
- Mise en forme à la géométrie de la pièce.
- Durcissement du système :
 - Soit par polycondensation et réticulation pour les matrices thermodurcissables,
 - Soit par simple refroidissement pour les matières thermoplastiques.

Les procédés les plus importants sont :

- Moulage par contact.
- Moulage par projection simultanée.
- Injection thermodurcissable BMC.
- Compression thermodurcissable SMC.

- Enroulement filamenteux (ou bobinage).
- Moulage par injection basse pression.
- Moulage par compression à froid.
- Moulage par compression à chaud.

- **Moulage au contact :**

Principe

Le moulage au contact est une méthode artisanale qui consiste à imprégner manuellement le renfort de verre, sous forme de mat de fibres coupées ou de tissu, d'une matrice thermosable, en général, du type résine polyester insaturée. [1]

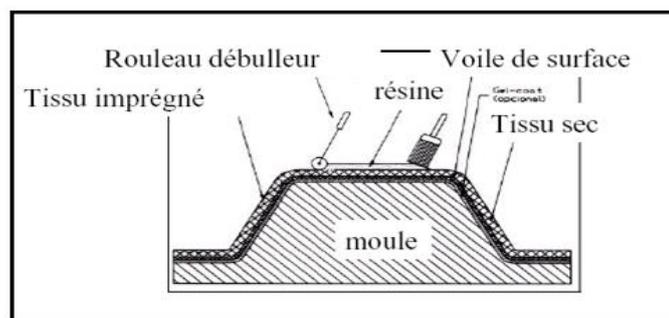


Figure.II.1 : Moulage par contact.

- **Moulage par projection simultanée : [1]**

Principe

La projection simultanée est un procédé de moulage au mécanisme.

Le verre, sous forme de rovings, alimente un coupeur qui le débite à la longueur désirée, tandis que la résine est projetée en pluie.

Les fibres de verre coupées sont pulsées entre les jets de résine afin que l'ensemble se dépose simultanément sur la surface du moule.

Ultérieurement, le processus de mise en œuvre est le même que dans le procédé manuel au contact : imprégnation et ébullage du stratifié.

La projection simultanée est, avec la méthode de stratification manuelle, le procédé le plus

souvent utilise lors de la fabrication de pièces de grandes dimensions. En particulier, lorsque les exigences et les normes sur le produit fini ne sont ni astreignantes, ni critiques.

Les avantages cadence plus rapide que la méthode au contact, une face très bel aspect, possibilité de mise en carrousel et de réaliser des structures de grandes dimensions.

Les inconvénients : grande habileté du manipulateur, peu de constance dans les épaisseurs réalisées, difficulté de fabrication de pièces délicates, conditions de travail peu satisfaisantes

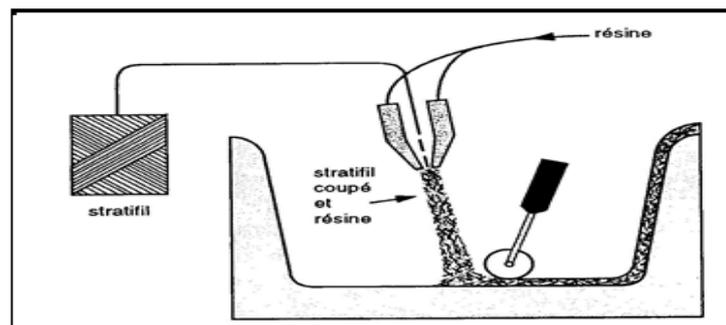


Figure.II.2 : Moulage par projection simultanée.

- **Injection thermodurcissable BMC (Bult molding compound) :**[1]

Principe

Le moulage du compound est réalisé entre moule et contre moule chauffé à température entre 140 à 170°C sous une pression de 50 à 100 bars.

Les avantages : réalisation de grandes séries, peu de finition.

Le compound : c'est de la résine, de la fibre coupée et de la charge

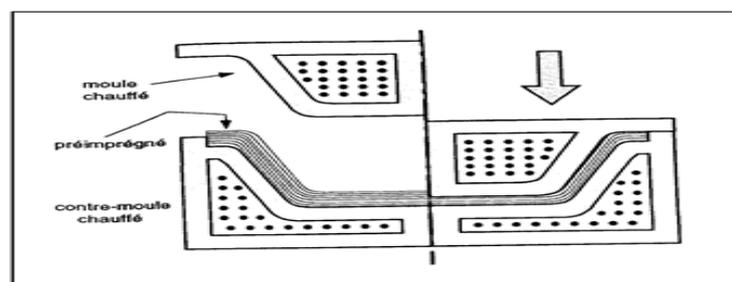


Figure.II.3 : Injection thermodurcissable BMC.

- **Compression thermodurcissable SMC (Sheet Molding compound):[1]**

Principe

Consiste à déposer des feuilles de pré imprégnés dans un contre moule chauffé, de comprimer le matériau avec un moule chauffé, polymérisation puis éjection de la pièce.

Les avantages : coût matière, propriétés mécaniques et thermiques. Les limites sont l'aspect, le dimensionnement des presses et la finition.

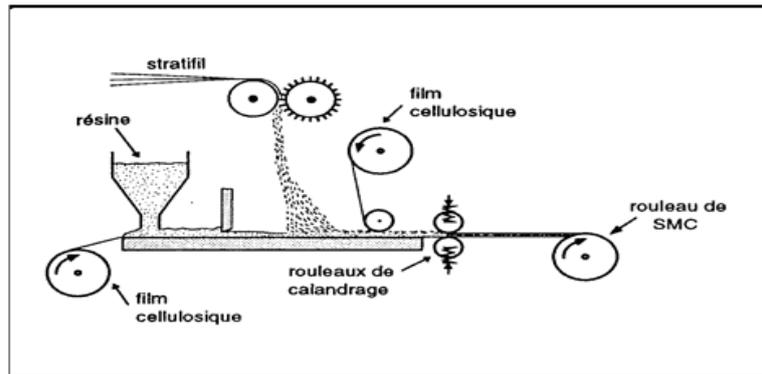


Figure.II.4 : Compression thermodurcissable SMC.

- **Enroulement filamentaire (ou bobinage) :**

Technologie pour les HP. Le principe consiste en un enroulement sous tension sur un mandrin tournant autour de son axe de fibres continues préalablement imprégnées d'un liant.

Les avantages sont la disposition optimale des renforts, les très bonnes propriétés mécaniques, possibilité de réaliser des pièces de grandes dimensions avec des surfaces internes lisses.

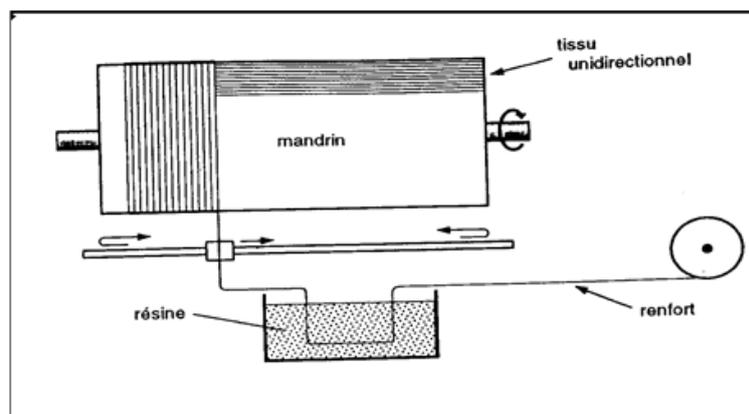


Figure.II.5 : Enroulement filamentaire (ou bobinage).

Il existe d'autres procédés : pultrusion, drapage en autoclave, centrifugation, stratification en continu, thermoformage sous vide et estampage...

Mandrins

Les mandrins pour l'enroulement filamentaire doivent permettre le démoulage.

Ils peuvent être :

- en métal, en bois, etc., monobloc ou en plusieurs éléments démontables;
- en matériau à bas point de fusion ;
- en matériau soluble : par exemple grains de sable agglomérés dans un liant soluble dans l'eau ;
- en élastomère gonflable.

Applications

Les applications de l'enroulement filamentaire ont été dégagées dans les paragraphes précédents. D'une manière générale, ce processus de mise en œuvre est utilisé pour fabriquer des pièces ayant une symétrie de révolution : tuyaux, tubes, réservoirs, bouteilles de gaz, enveloppes cylindriques, etc. Des pièces de grandes dimensions peuvent être réalisées : conteneurs, silos, etc. Les dimensions des pièces sont limitées par le type de machine utilisée. L'intérêt de l'enroulement filamentaire réside également dans la possibilité d'une automatisation assistée par ordinateur.

Le procédé d'enroulement filamentaire est également applicable à des pièces sans symétrie de révolution : pales d'hélicoptères et de turbines, réservoirs à sections rectangulaires, etc.

- **Moulage par injection basse pression :[1]**

Principe

Le procédé consiste à injecter la résine liquide (polyester instauré) dans le renfort de verre positionné au préalable dans l'empreinte constituée par le moule et le contre moule.

Le principal avantage de cette technique réside dans la possibilité de réaliser des pièces de

grandes dimensions avec deux faces parfaitement lisses pouvant être peintes ou revêtues d'un gel-coat.

Ce procédé est également désigné par les lettres RTM (résine Transfer molding).

- **Moulage par compression à froid :[1]**

Principe

Le principe de fabrication des composites verre-polystyrene fig1 par le procédé de moulage à la presse à froid repose sur l'utilisation de moules en plastique arme (à la place de moules métalliques) sur des presses à base pression.

L'emploi des résines polyester réactives, associées à des systèmes catalytiques très actifs, permet , grâce à l'exothermie obtenue, l'échauffement progressif du moule, assurant ainsi des cycles de moulages industriels convenables.

- **Moulage par compression à chaud :[1]**

Moulage par compression des poudres à mouler :

Principe

Dans cette technique, la matière, sous forme de poudre ou de pastilles, est dosée (en volume ou en poids) et placée dans un moule chaud ouvert.

Le moule est monté sur une presse verticale, une moitié du moule est fixée à un plateau mobile (sous l'action d'un vérin hydraulique), l'autre est fixée au bâti de la presse.

Le moule état chaud, la poudre commence à se ramollir. Par action du vérin, le moule est fermé et la matière comprimé en maintenant la pression jusqu'à son durcissement complet.

La pièce une fois durcie, le moule est ouvert par remontée du vérin qui commande les éjecteurs.

Le durcissement demande en général plusieurs minutes ; comparativement au moulage par Injection, le procédé est plus simple, mais le cycle plus long entraîne une cadence de

Production moins rapide.

II.3. Architecture des matériaux composites :

Monocouche :

Les monocouches représentent l'élément de base de la structure composite. Les différents types de monocouches sont caractérisés par la forme du renfort : à fibres continue, à fibres courtes, fibres tissés et mat.

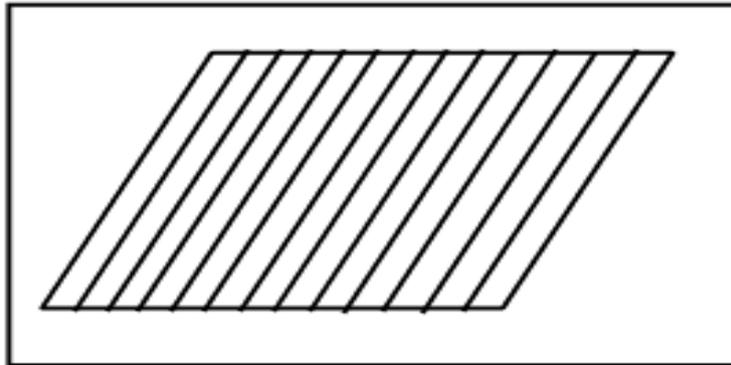


Figure.II.6 : Couche de Composite.

Stratifié :

Les stratifiés sont constitués de couches successives (appelées parfois plis) de renforts (fils, stratifiés, mat, tissus, etc.) imprégnés de résines

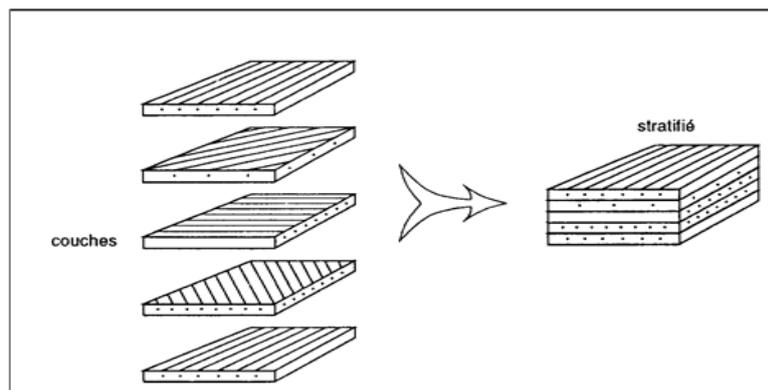


Figure.II.7 : Constitution d'un stratifié.

Sandwichs :

Matériaux composés de deux semelles (ou peaux) de grande rigidité et de faible épaisseur enveloppant une âme (ou cœur) de forte épaisseur et faible résistance. L'ensemble forme une structure d'une grande légèreté. Le matériau sandwich possède une grande rigidité en flexion et c'est un excellent isolant thermique.

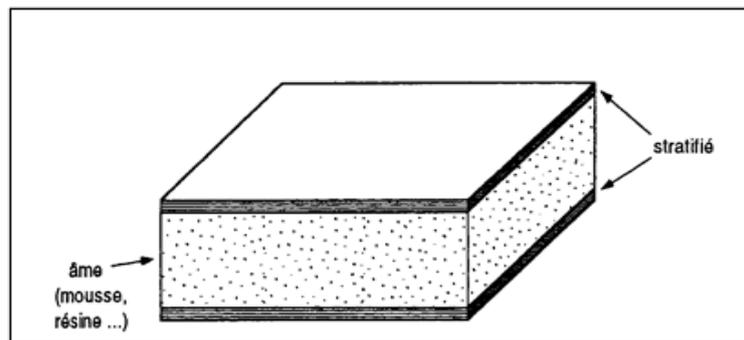


Figure.II.8 : Matériaux sandwichs à âmes pleines.

II.4. Modèles de secteurs d'application des composites :

II.4.1. Construction aéronautique

Les composites de haute performance ont été longtemps confinés dans l'aéronautique civile à des pièces de structure secondaire (habillage intérieur, volets), plus rarement primaire et jamais à la voilure, car il se posait deux difficultés :

- des coûts élevés par rapport à l'aluminium,
- des risques de délaminage les interdisant de vol sur les structures aérodynamiques chargées.

Certains obstacles à l'utilisation massive des composites sont progressivement levés, en particulier par des acteurs étrangers, par exemple :

- dans le cadre du programme Advanced Composite Technology mené par la NASA et Boeing, mise au point d'un nouveau procédé permettant de développer des ailes en composites 20% moins chers qu'avec des matériaux conventionnels,
- développement de composites à mémoire de forme mené par British Aerospace et Daimler Benz,
- décision d'Airbus d'équiper les fuseaux de ses futurs A380 en technologie composite dite « glare »...

La place future de l'aéronautique militaire française (Dassault, consortium Eurocopter) au sein de l'industrie militaire de défense européenne (EADS) dépend fortement de notre capacité à proposer un leadership durable dans des technologies critiques, en particulier les matériaux.

Il est donc important d'amener les transformateurs de composites dynamiques français (Composites Aquitaine, Vetrotex...) à profiter de l'intérêt du secteur pour ces nouvelles solutions.

II.4.2. Construction automobile

L'utilisation des composites dans le secteur automobile remonte à des origines relativement anciennes (fin des années 1980), mais ne s'est généralisé que très récemment, comme le montrent les décisions récentes de grands constructeurs étrangers (Volvo, Mercedes) de développer des coffres et hayons. Les composites à matrice thermoplastique sont, par contre, de plus en plus fréquents.

Les entreprises françaises de transformations de composites, notamment les deux leaders du marché de l'équipement automobile - Inoplast et Matra Automobile - devront profiter du rattrapage probable de l'Europe sur les Etats-Unis dans l'utilisation des composites dans l'automobile (estimée globalement à 113 kg par voiture aux Etats Unis contre 30 kg en Europe).

Pour industrialiser les procédés afin de satisfaire la forte demande prévue dans l'automobile, le développement prévu des thermoplastiques renforcés de fibres longues notamment, les divers transformateurs français, PME pour la plupart, se sont alliés à des partenaires plus gros (Inoplast- Plastic Omnium). Ils ont été imités par leurs concurrents étrangers (Menzolit Fibron). Le groupe français Hutchinson est un co-leader européen des systèmes de transfert de fluides à paroi composites (élastomères et polymères).

L'existence de deux constructeurs français est un atout pour le secteur domestique des composites dont certains des éléments peuvent bénéficier de l'implantation internationale des constructeurs.

Il est important d'anticiper sur les procédés et les technologies susceptibles de correspondre aux exigences des constructeurs, et orienter les structures de recherche ou de transfert publiques (Cetim, Critt) ou privés (Cray Valley, Sora, Inoplast).

II.4.3. Secteur du bâtiment

Mis à part la fourniture de renforcement des structures en béton, les composites ont relativement peu pénétré le secteur du BTP, notamment du fait :

d'un prix élevé comparé aux matériaux traditionnels (35 F/kg contre 18 F/kg pour l'acier et 6 F/kg pour le bois),

d'une relative méconnaissance des architectes et bureaux d'études vis-à-vis des composites,

d'un manque d'information sur le cycle de vie (recyclabilité, durabilité).

Les qualités des composites (légèreté, résistance au feu, résistance mécanique et chimique, possibilité de créativité) sont cependant extrêmement prometteuses. Les fournisseurs de solutions composites (Acome, Uniject, Gimm Menuiseries, Owens Corning, etc.) ont développé de nombreux produits présentés au salon JEC d'avril 2000 : fenêtres, portes, substituts d'ardoise, renforts de poutres, etc.

Dans ce secteur également, l'origine française de leaders mondiaux du BTP (Bouygues, Vinci, etc.) est un atout fort pour le développement commercial des technologies composites. [6]

II.4.4. Loisirs et sports

Les constructeurs de matériels de sport et loisirs ont depuis longtemps adopté les composites, développés notamment par Shappe Technique et Ems Chimie (Suisse) ; ces nouveaux matériaux leur ont permis de faire preuve d'une grande créativité, tout en présentant des propriétés mécaniques intéressantes qui ont, dans une large mesure, été à l'origine du développement récent des sports de glisse modernes. C'est précisément en utilisant des nouveaux matériaux (skis moulés et non stratifiés) que Salomon est devenu co-leader mondial du matériel de ski, aux côtés d'un autre français Rossignol.

Le leader mondial de la plaisance, le français Beneteau-Jeanneau, a su résoudre le problème de l'osmose, qui dégradait les premières coques composites à matrice organique, en améliorant encore ces matériaux.

L'environnement présente également un fort potentiel de débouchés pour les composites à matrices organiques, comme le démontrent les initiatives récentes du Pôle de plasturgie de l'Est ou du SIAAP (Syndicat Interdépartementale pour l'Assainissement de l'Agglomération Parisienne) de développer des matériaux composites pour leur équipement de traitement des eaux.

II.4.5 Exemples d'autres domaines d'utilisation des composites

Les **matériels ferroviaires** présentent de nombreuses possibilités d'utilisation pour les matériaux composites, comme le montrent :

- le développement récent de l'entreprise allemande d'équipements de trains pendulaires, Comtas (Allemagne), secteur d'excellence où les acteurs européens font maintenant front commun,
- le projet de Bombardier-ANF de réaliser des wagons en structure composite.

CHAPITRE III

ETUDE D'UN ELEMENT EN B.A RENFORCEE PAR MATERIAUX COMPOSITE

Etude d'une poutre renforcée par matériaux composites :

III. 1. Introduction

Le choix du procédé de réparation et des matériaux à mettre en œuvre est du ressort du maître de l'ouvrage ou du maître d'œuvre qui l'assiste. Il est défini en fonction de la nature et de l'importance des désordres constatés en tenant compte des critères économiques. Ce choix doit résulter d'une analyse précise du processus de dégradation et implique de procéder systématiquement à une auscultation et à un diagnostic préalable des structures endommagées.

Suivant les différentes causes de désordres, les opérations de maintenance des ouvrages consistent à :

- Les protéger en limitant la corrosion et en assurant de meilleures conditions d'étanchéité
- Les réparer en cherchant à compenser les pertes de rigidité ou de résistance ;
- Les renforcer en améliorant les performances et la durabilité de l'ouvrage ;
- D'empêcher, si possible, le renouvellement des désordres.

III.2. Les principales causes de désordres affectant les ouvrages :

Accroissement des charges qui sollicitent la structure :

- Changement d'usage de la structure (exemple: bâtiment d'habitation , réhabilité en centre commercial),
- Augmentation du niveau d'activité dans la structure (exemple: anciens ponts—soumis au trafic actuel),
- Installation de machinerie lourde dans les bâtiments industriels.

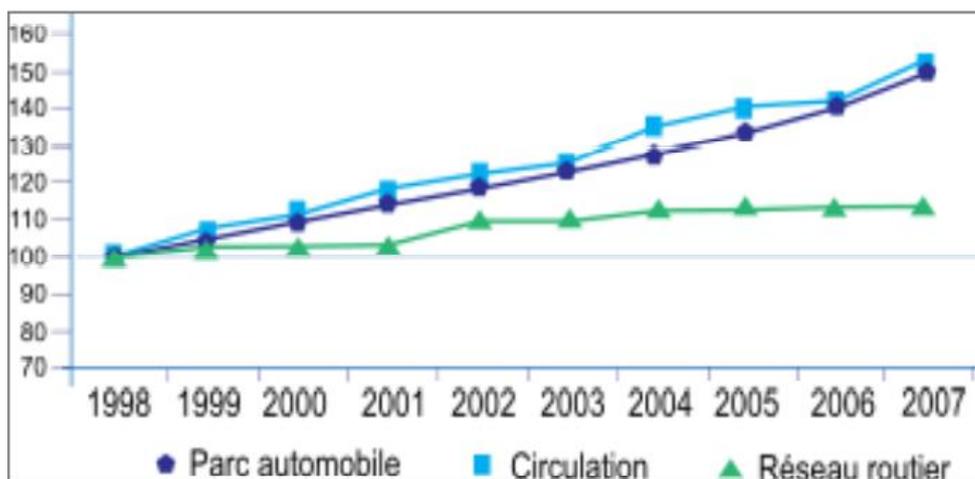
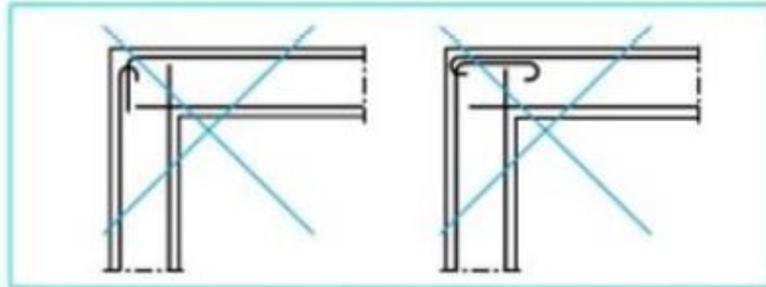


Figure III.1 : Evolution du trafic.

Défauts dans le projet ou dans l'exécution :

- Armature insuffisante ou mal placée
- Mauvais matériaux,
- dimensions insuffisantes des éléments structurels.

**Figure III.2** Dispositions à éviter**III.2.1. Rénovation des structures anciennes :**

- Prise en compte de renforts par des sollicitations non considérées au moment du projet ou de la construction (vibration, actions sismiques et autres),
- connaissance des insuffisances de la méthode de calcul utilisée lors de la conception, ainsi que des limitations montrées par des structures calculées durant une époque ou une période,
- vieillissement des matériaux avec une perte des caractéristiques initiales.

**Figure III.3** Rénovation d'une ancienne poutre**III.2.2. Changement de la forme de la structure :**

- Suppression de poteaux, piliers, murs porteurs, élargissement de portées de calcul,
- ouverture de passages en dalles pour escaliers ou ascenseurs.



Figure III.4 Ouverture de passages en dalles pour un ascenseur

III.2.3. Dégâts dans la structure :

- corrosion et diminution de la section des armatures dans le béton,
- impacts contre la structure,
- Incendies

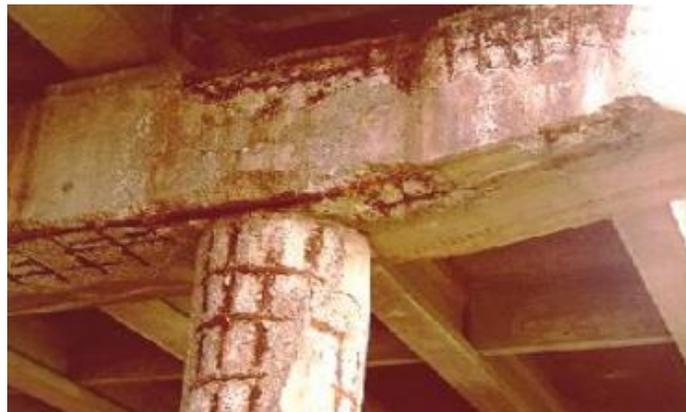


Figure III.5 Corrosion d'une pile de pont

III.2.4. Nécessité d'améliorer les conditions en service :

- Diminuer les déformations et flèches,
- Réduire l'intensité des contraintes sur les armatures,
- diminuer l'ouverture des fissures.



Figure III.6 Procédure de diminution des fissures

III.3. Les différentes techniques de renforcement :

Il existe différentes techniques de renforcement :

III.3.1. Renforcement par chemisage en béton armé :

Ce procédé a d'ailleurs longtemps été l'une des techniques de réhabilitation les plus courantes. Il consiste en une augmentation considérable des sections par la mise en œuvre d'un ferrailage additionnel à l'ancien élément et d'un nouveau béton d'enrobage pour favoriser l'accrochage. [10]



Figure III.7. Renforcement d'une poutre avec chemisage en béton armé

III.3.2. Renforcement par chemisage en acier :

Ce type de renforcement est utilisé généralement pour les poteaux et moins pour les poutres ; l'union de la platine à la structure peut se faire par : Collage, vissage, ou bien ancrage. Afin d'éviter le glissement, les éléments en acier supplémentaires peuvent être joints au moyen de boulons d'extension ou éléments de fixation spéciaux. En variante, des produits novateurs peuvent être également utilisés, tels que par exemple des résines époxy ou collage par mortier. La section transversale de profilés en acier peut être tout simplement à plat ou en forme diverse, selon les exigences de conception. Cette technique

permet d'améliorer considérablement la résistance, d'o son efficacité a été clairement démontrée, à la fois par les recherches expérimentales et par des observations sur le terrain effectuées durant le séisme de Northbridge en 1994.[11]



Figure III.8. Renforcement d'une poutre avec chemisage en Acier

III.3.3. Renforcement par des tôles collées :

Ce renfort consiste au collage de bandes d'acier au moyen de résines époxy soit pour renforcer un élément, soit pour remplacer des aciers oubliés, ou mal positionnés. La technique d'utilisation des tles d'acier collées a été utilisée dans le monde entier depuis plus de 40 ans et, depuis 1975, au Royaume-Uni des recherches antérieures ont montré que les plaques d'acier collées aux faces latérales des poutres en béton armé peuvent améliorer leur capacité de charge en cisaillement.

tant donné son exécution simple et reproductible, cette technique est largement utilisée. Elle ne nécessite pas de grandes épaisseurs de bandes et peut être appliquée tant sur des poutres plates que sur des poutres à âme. [12]

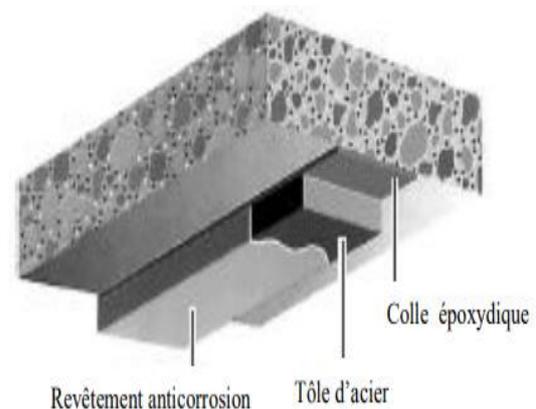
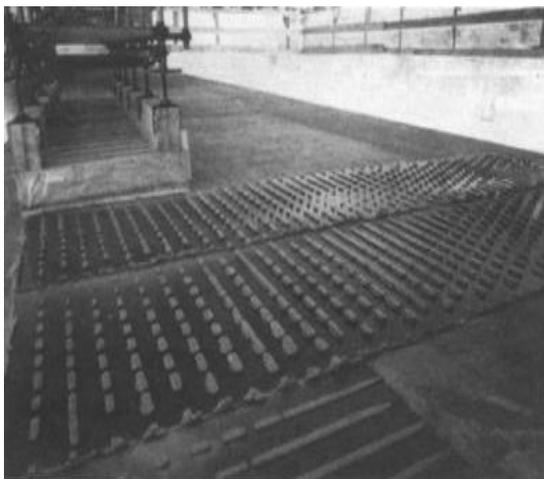


Figure III.9. plaques d'acier collées.

III.3.4. Renforcement des structures par précontraintes additionnelles :

Ce système consiste à ancrer des câbles en acier au niveau des latéraux de la poutre en suivant la ligne de distribution d'efforts. Les ancrages se font au moyen de fixations métalliques. Les câbles sont ancrés et tendus. Ils sont ensuite couverts par un mortier spécifique. Cette méthode est généralement moins coûteuse que les précédentes mais ne permet pas d'obtenir les mêmes niveaux d'augmentation de résistances mécaniques. [13]



Figure III.10. précontrainte additionnelle.

Les différents tracés de la précontrainte additionnelle :

- Le tracé rectiligne :
 - Simple, plus pratiques et aussi facile à le mettre en œuvre.
 - Les pertes par frottement sont localisées au niveau des zones d'ancrages.
 - Un câblage rectiligne permet d'améliorer la résistance au cisaillement.
- Le tracé polygonal :
 - Plus efficace que le tracé précédent, il consiste à dévier les câbles.
 - La mise en œuvre est plus compliquée, à cause de la confection des déviateurs, mais c'est la conception la plus courante.
 - Les pertes par frottement sont un peu plus fortes que dans le cas d'un tracé rectiligne. [9]

III.4. Renforcement/réparation par matériaux composites :

La plupart des applications à travers le monde de la technique de renforcement par PRF« polymère renforcé de fibres » à structures historiques se trouvent dans de vieux bâtiments de maçonnerie. Cependant, les structures faites de d'autres matériaux aussi, comme le bois et en fonte, ou même vieux béton, ont reçu la mise à niveau à l'aide de PRF.

En général, le technique de renforcement avec des matériaux composites peut être utilisé pour améliorer la ductilité ainsi que la capacité de résistance en flexion et au cisaillement de tous

les éléments structurels (poteaux, poutres, dalles, murs porteurs), les éléments du pont (piles, tablier) et dans certains cas, des structures en béton précontraint existants. [8]

Parmi les matériaux composites de renforcement ou de réparation, on peut citer :

- Lamelle de fibres de carbone.
- Lamelle de fibres de verre.
- Tissu de fibres de verre.
- Tissu de fibres de carbone appelé T.F.C.
- Composite de résidus plastiques.



Figure III.11.matériaux composites.

III.5.Les technique nouvelle pour les éléments de structure :

III.5.1.Introduction :

La technologie du renforcement par les polymères renforcés de fibres est l'une des technologies les plus efficaces pour l'accroissement de la résistance des éléments structureaux porteurs. Son application est relativement simple, très peu dérangeante pour les utilisateurs des ouvrages renforcés et peu exigeante en main-d'œuvre. Ainsi, elle représente l'une des solutions de rechange les plus souhaitables en matière d'accroissement de la résistance des ouvrages existants. Les caractéristiques non corrosives des fibres, leur rapport résistance poids élevé et leur résistance à la plupart des substances chimiques donnent à ce système de renforcement une durée de vie bien plus longue que celle des matériaux conventionnels tels que l'acier, c'est à dire une valeur plus économique à long terme

Le principe de renforcement des structures par matériaux composite est de coller des polymères renforcés par des fibres (PRF) d'acier ; verre ou aramide ... etc. à l'interface du béton tendu par des résines époxy ; Ces PRF sous formes des lamelles ; plats ; barres ou tissus.

Cette méthode de renforcement à plusieurs techniques on va citer les plus utilisées :

■ **EBR** (EXTERNALLY BONDED REINFORCEMENT): Le principe de cette méthode est de coller extérieurement sur la partie tendue de la structure la feuille de PRF (lamelle ou tissu)

■ **NSM** (NEAR SURFACE MOUNTED) : Le principe de cette technique est d'insérer des plats ou des barres de PRF dans l'enrobage de la partie tendue de la structure en BA.

■ **SNSM** (SIDE NEAR SURFACE MOUNTED) : Le principe de cette méthode est d'insérer des plats ou des barres de PRF sur les côtés de la partie tendue de la structure en BA.

III.5.2. Renforcement des éléments structuraux au moyen de PRF :

III.5.2.1. Renforcement des poteaux :

L'utilisation d'une enveloppe formée de feuilles de PRF autour de la colonne permet non seulement d'assurer une protection supplémentaire, mais aussi d'améliorer la résistance en compression par l'effet du confinement produit par les fibres du composite en plus d'une augmentation de ductilité très significative comparativement à la colonne sans composite.



Figure III.12. Poteau circulaire en BA confiné par matériaux composites

III.5.2.2 Renforcement des poutres :

On peut effectuer un renforcement en flexion en collant les bandes sur la surface tendue de la poutre, et le renforcement en cisaillement peut être apporté par le collage des bandes sur les parois de ces mêmes poutres.



Figure III.13. Poutres en BA renforcées par matériaux composites.

III.5.2.3. Renforcement des dalles :

L'utilisation de composites en bandes peut aussi améliorer la résistance en flexion de dalles en béton armé.



Figure III.14. Tablier de pont en BA renforcé par matériaux composites.

III.6. Conclusion :

L'objectif principal de cette chapitre est d'analyser l'effet des paramètres influençant sur le comportement des poutres renforcées vis-à-vis le cisaillement et le rôle de ces paramètres dans les équations disponibles les codes de conception actuelle.

Conclusion générale

Conclusion générale :

Notre travail de mémoire a partagé sur 2 grandes parties :

Dans le cadre de premier partie nous avons étudié un bâtiment d'habitation (R+10+1SS) avec une terrasse inaccessible, contreventé par un système mixte (voiles- portiques)

Durant l'analyse de notre structure modélisée par le logiciel SAP2000 on a constaté que :

- ❖ Le pré dimensionnement et une étape préliminaire son but est de choisir les sections des éléments structuraux du bâtiment qui peuvent changer considérablement après l'étude dynamique
- ❖ L'analyse dynamique est l'étape la plus importante dans l'étude de la structure, en effet, elle permet de donner une vision proche de la réalité de son comportement.
- ❖ Le ferrailage des voiles a été fait par une méthode simplifiée basée sur les contraintes.
- ❖ Pour l'infrastructure, le radier nervuré est le type de fondation le plus adéquat pour notre structure, vue le poids de la structure qu'est très important.

Pour la dernière partie on a considéré une recherche bibliographique et étude d'un élément en B.A renforcée par matériaux composite dans laquelle nous avons souligné :

- ❖ Définition de matériaux composite
- ❖ Constituants des matériaux composites.
- ❖ La mise en œuvre des matériaux composites.
- ❖ Mode de secteurs d'application des composites.
- ❖ Etude d'une poutre renforcée par matériaux composites.
- ❖ Commentaires des résultats.

Notre étude nous a beaucoup permis d'enrichir notre bagage scientifique et nos connaissances essentielles acquises durant notre cycle universitaire, surtout dans la conception et la mise en application des codes en vigueur.

Bibliographie

Référence et Bibliographie

Partie A :

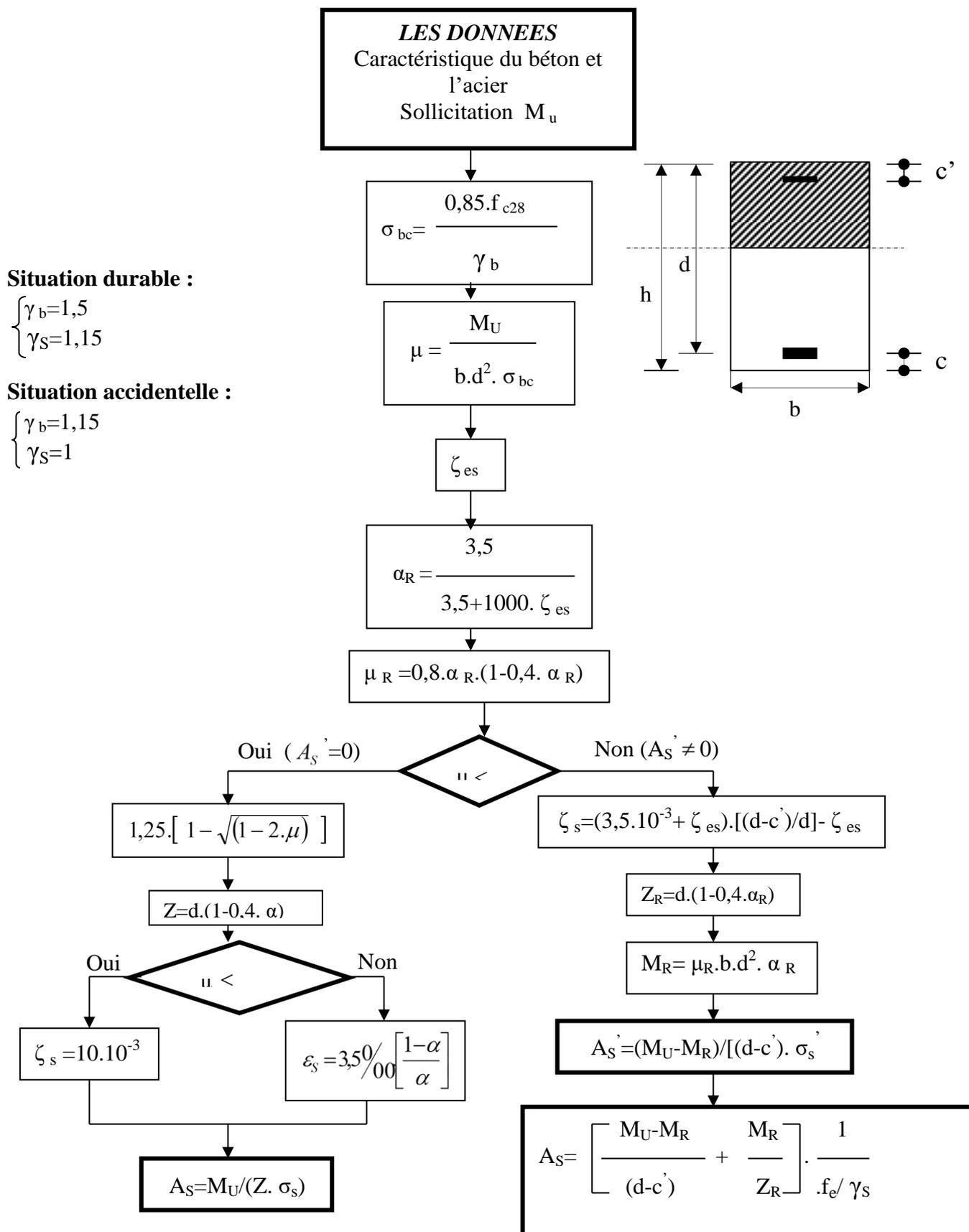
- [1] : *Cours : Bâtiment 2– S6 Licence Génie Civil – Option : Construction Bâtiment - Prof. Amar KASSOUL – UHBChef.(2012/2013)*
- [2] : *Site du CNRTL : Etymologie des Entrevous*
- [3] : *Eugene wibratte, les Procèdes Modernes d'Exécution des Plancher en Béton Armé et les Entrevous « société industrielle du nord de la France ».*
- [4] : *Article I.A.112 du titre I du CPT PLANCHERS complétées par les prescriptions du CPTP.*
- [5] : *NF EN 15037-4 et 5 : Norme Française, Produit Préfabriqué en Béton - Système de Plancher à Poutrelle et Entrevous Partie 5 « Entrevous Légère de Coffrage Simple ».*
- [6] : *Document Technique unifié DTU 25.41 Norme Française La mise en œuvre des éléments d'aménagement intérieur.*
- [7] : *Article des Produits Préfabriqué en Béton Système de Plancher à Poutrelle et Entrevous partie 3 : Entrevous en terre cuite.2012*
- [8] : *Règlementation Thermique-Règle de Calcule TH-U.*
- [9] : *NF DTU 26.2 « Chapes et Dalles à base de Liant Hydraulique ».*
- [10] : *Centre d'Études et de Recherches de l'Industrie du Béton « CERIB (organisme certificateur accrédité sous le n° 5-0002) ».*
- [11] : *D.T.R. "Règles Parasismiques Algériennes 99 version 2003".RPA99V3.*
- [12] : *D.T.R. Règle de conception et de calcul des structures en béton armé "C.B.A.93".*
- [13] : *D.T. R Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé "BAEL 91 Modifié 99".*
- [14] : *Publication : Algerian Seismic Regulation RPA99-version2003 for Reinforced concrete building structures : Interpretations and proposale _ . Rafik Taleb ,2017*
- [15] : *DTR B.C 2.2, " Charges permanentes et charges d'exploitation ".*
- [16] : *VICTORE DAVIDOVICI, "Formulaire du Béton Armé : volume 1".*

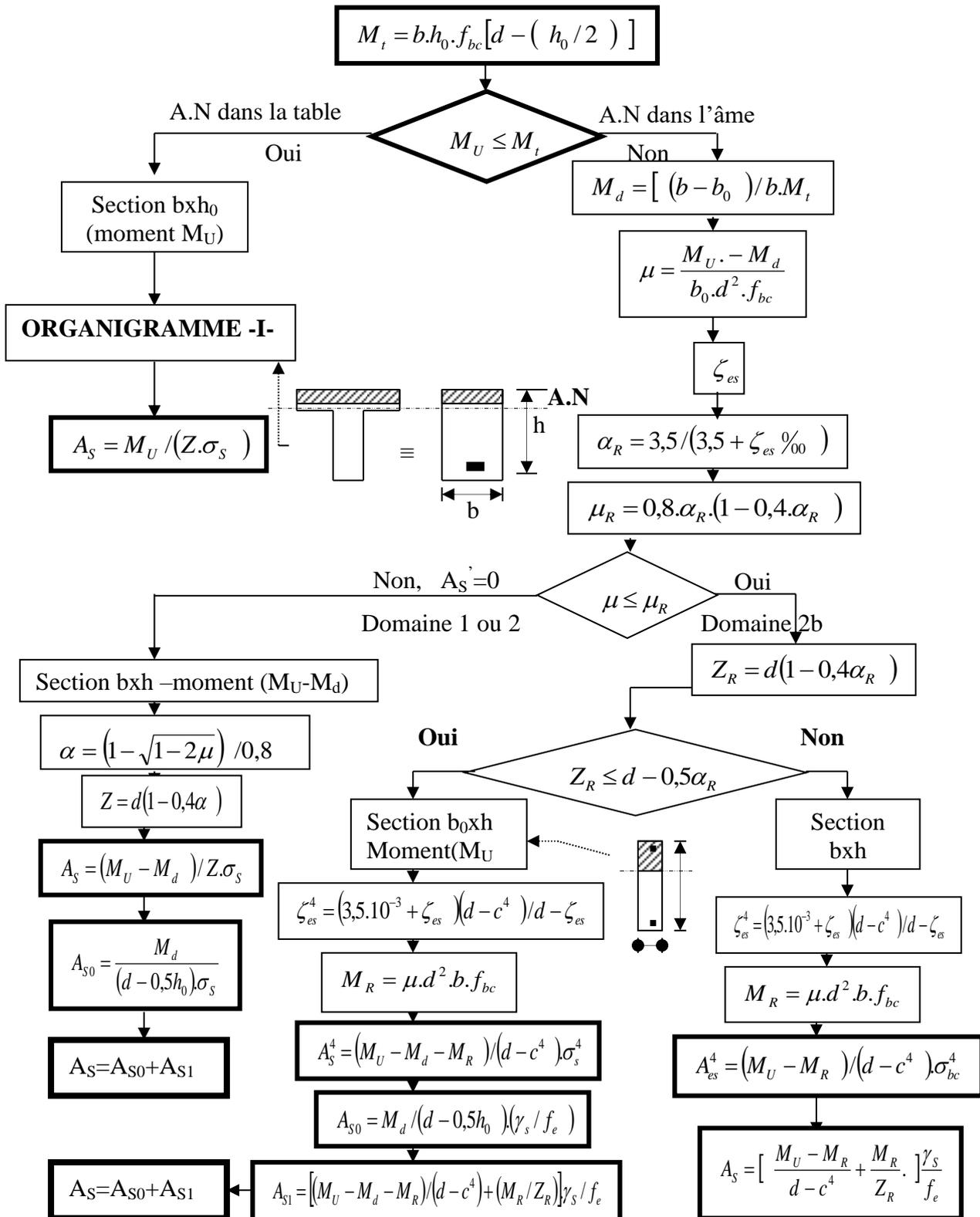
Référence et Bibliographie

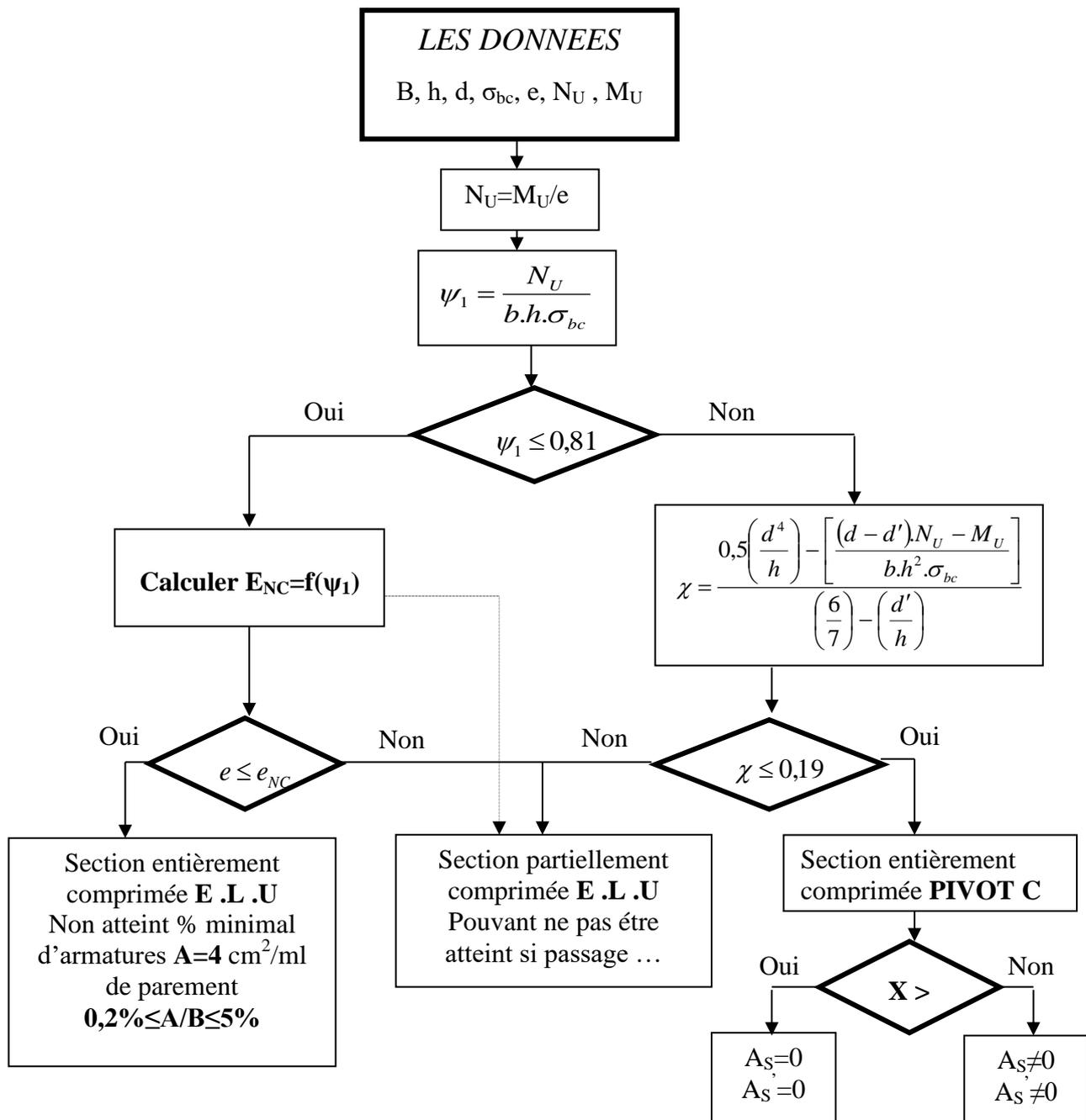
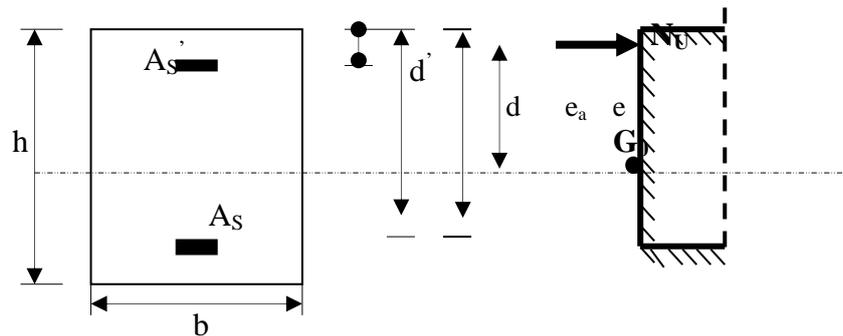
Partie B :

- [1] : Livre de Matériaux composites a organique Gilbert Chrétien 2.624.18.107.EX 2.
- [2] : *Renforcement du béton par les matériaux composites .Ould El Hacem Zein El Abidine 2015.2016.*
- [3] : *Renforcement des poutres en Béton Armée à l'effort tranchant par matériaux composites. Etude comparative réglementaire .Ghettah Mahieddine , Guerraiche newfel .*
- [4] : *Gornet.L .Généralités sur les matériaux composites 2010.*
- [5] : *Livre Matériaux composites de jean marie Berthelot .comportement mécanique et analyse des structures.*
- [6] : *L'industrie française de matériaux composites étude stratégique réalisé par NODAL CONSULTANTS .*
- [7] : *Mohcen Boukhezar. Réhabilitation et renforcement des poutres au moyen de matériaux composites.*
- [8] : *OUZAA.KH Réhabilitation des structures 2014.*
- [9] : *Mohcen Boukhezar. Réhabilitation et renforcement des poutres au moyen de matériaux composites .*
- [10]: *Riad Benzid,Habib Abdelhak Nasr eddine Chiekh ,construction à l'étude des matériaux composites dans le renforcement de la réparation des éléments structuraux liminaires en B.A .Edition universitaires Européennes ,Etudes universitaires européennes .pp 264.2010.278-61-1-55146-8.*
- [11] : *A.Mandara Strengthening technique pour building (2002) p 215.*
- [12] : *Richard Andrew Baruie, Geoffrey Charls maqs STRENGTHENING of reinforced cornet beams is sheary by the use of externally bonds steel plates, Part experimental programmer 2006-396-402.*
- [13] : *Benjamin LACLAU, Etude de spécifie des béton de la 1^{er} moitié du 20^{ème} siècle et leur adaptabilité aux nouvelle technique de renforcement composites.*

Annexe

ORGANIGRAMME -I-**SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE**

ORGANIGRAMME -II-**CALCUL D'UNE SECTION EN -Té- A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE**

ORGANIGRAMME -III-**CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION COMPOSEE**

ORGANIGRAMME -IV-**VERIFICATION D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.S**