

Mémoire

Présenté pour obtenir
LE DIPLOME DE MASTER
FILIERE : Génie Civil
Spécialité : Structure

Par

- Amiri Sami
- Boulal miloud

Intitulé

Etude D'un Batiment a Usage D'habitation (R+04)
Contreventement (mixte) Implante a Skikda

Devant le Jury composé de :

Nom & Prénom	Grade	Qualité	Etablissement
		Président	ACHOR YACIN
Dr.Loumachi Lazhar	MCB	Encadreur	Univ-BBA
Dr.Djoudi Labi	MAA	Encadreur	Univ-BBA
		Examineur	Dr.MAZOZ AIDA
		Examineur	Dr.MASAAD
			BEN SLAMA

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciement

Je remercie avant tout le Dieu de m'avoir gardé en bonne santé afin de mener à bien ce projet de fin d'étude. Je remercie également ma famille pour les sacrifices qu'elle a faits pour que je termine mes études.

Au terme de mon travail, je tien à remercier très sincèrement mon encadreur

Dr. LAZHAR LOUMACHI

Dr. LARBI DJOUDI

pour tous les conseils, supports et l'aide qui m'a apporté, afin de mener à bien ce travail dans les délais impartis.

Je remercie également le président et les membres du Jury qui m'ont fait l'honneur d'accepter de jurer mon mémoire.

Résumé

Ce projet constitue une étude détaillée d'un immeuble d'habitation composé d'un rez-de-chaussée et de quatre étages, implanté dans la wilaya de skikda , classée comme zone de sismicité élevée (zone 4). Selon le RPA version 2024

but de mon travail est de faire un étude de bâtiment de R+4 à usage d'habitation a près l'étude dynamique de la structure on a pu adopte un système de contreventement par des Voiles Se compose entame la description générale du projet avec une présentation de caractéristiques des matériaux, ensuite le pré dimensionnement de la structure, la descente des charges. et le calcul des éléments principaux et secondaires (poutrelles, escaliers, acrotère, balcon, et plancher), et on va faire une étude dynamique de la structure avec le logiciel robot. L'étude dynamique à été réalise sur le logiciel ROBOT. on terminer le travaille avec une conclusion générale Enfin, le travail que nous avons présenté est le couronnement de cinq années d'étude. Il . nous permis de faire une rétrospective de nos connaissances accumulées pendant notre cursus universitaire

MOT Clé : immeuble d'habitation , l'étude dynamique , ROBOT, structure , Voiles

الملخص:

هذا المشروع هو عبارة عن دراسة مفصلة لعمارة سكنية مكونة من طابق أرضي وأربعة طوابق علوية، تقع بولاية سكيكدة منطقة زلزالية (04) حسب النسخة RPA 2024 . يهدف هذا العمل إلى دراسة مبنى سكني مكون من أربعة طوابق (R+4). بعد التحليل الديناميكي للمبنى، تم اعتماد نظام تدعيم باستخدام جدران القص. يبدأ العمل بوصف عام للمشروع، يتضمن عرضاً لخصائص المواد، يليه تحديد الأبعاد الأولية للمبنى، وحساب الأحمال، وحساب العناصر الأساسية والثانوية (الروافد، والسلالم، جدار الحاجز، والشرفة، وبلاطات الأرضيات). ثم يُجرى تحليل ديناميكي للمبنى باستخدام برنامج ROBOT. وقد تم تنفيذ هذا التحليل باستخدام برنامج ROBOT. ويختتم العمل باستنتاج عام. في النهاية، يمثل هذا العمل تنويهاً لخمس سنوات من الدراسة، وقد أتاح لنا فرصة للتأمل في المعرفة التي اكتسبناها خلال دراستنا الجامعية. الكلمات المفتاحية: مبنى سكني، تحليل ديناميكي، ROBOT، هيكل، جدران القص

summary

This project is a detailed study of a residential building consisting of a ground floor and four upper floors, located in the Skikda province, classified as a high seismic zone (zone 4) according to the RPA version 2024. The aim of my work is to conduct a study of a four-story residential building. After the dynamic analysis of the structure, a shear wall bracing system was adopted. The project begins with a general description, including a presentation of the material characteristics, followed by the preliminary sizing of the structure, load calculations, and the calculation of the primary and secondary elements (beams, stairs, parapet, balcony, and floor slabs). A dynamic analysis of the structure was then performed using the Robot software. The work concludes with a general conclusion. Finally, the work presented here represents the culmination of five years of study. It allowed us to reflect on the knowledge we accumulated during our university studies. Keywords: residential building, dynamic analysis, ROBOT, structure, sails

SOMMAIRE

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et hypothèses de calcul

<i>I- Présentation de l'ouvrage et hypotheses de calcul</i>	<i>Page 01</i>
<i>I-1-Présentation de l'ouvrage</i>	<i>Page 01</i>
<i>I-1-1- Caractéristiques géométriques</i>	<i>Page 10</i>
<i>I-1-2- Ossature et système constructif adopté</i>	<i>Page 10</i>
<i>I-1-3- Données du site</i>	<i>Page 13</i>
<i>I-2- Hypothèses de calcul et caractéristiques des matériaux</i>	<i>Page 13</i>
<i>I-2-1- Hypothèses de calcul</i>	<i>Page 13</i>
<i>I-2-2- Caractéristiques mécaniques des matériaux</i>	<i>Page 13</i>
<i>I-2-2-1- Principaux caractéristiques et avantages du béton armé</i>	<i>Page 14</i>

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments et descente des charges

<i>II-1-Introduction</i>	<i>Page 24</i>
<i>II-2-Pré dimensionnement des plancher</i>	<i>Page 24</i>
<i>II-3-Prédimensionnement des poutres</i>	<i>Page 27</i>
<i>II-4- Prédimensionnement des voiles</i>	<i>Page 28</i>
<i>II-4-1- Disposition des voiles</i>	<i>Page 30</i>
<i>II-5- Prédimensionnement des escaliers</i>	<i>Page 30</i>
<i>II-6- Descente de charges</i>	<i>Page 32</i>
<i>II-7- Prédimensionnement des poteaux</i>	<i>Page 38</i>
<i>II-7-1- Etapes de Prédimensionnement</i>	<i>Page 38</i>
<i>II-7-2- Prédimensionnement des poteaux centraux:</i>	<i>Page 39</i>
<i>II-7-3- Prédimensionnement des poteaux rive et d'angle</i>	<i>Page 44</i>

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

<i>III-1- Introduction</i>	<i>Page 50</i>
<i>III-2- Etude de l'acrotère</i>	<i>Page 50</i>
<i>III-2-1- Evaluation des charges</i>	<i>Page 50</i>
<i>III-2-2- Ferrailage de l'acrotère</i>	<i>Page 51</i>
 <i>III-3- Etude des escaliers</i>	 <i>Page 54</i>
<i>III-3-1- Introduction</i>	<i>Page 54</i>
<i>III-3-2- Terminologie</i>	<i>Page 54</i>
<i>III-3-3- les différents types des escaliers</i>	<i>Page 55</i>
<i>III-3-4- Calcul du ferrailage</i>	<i>Page 58</i>
 <i>III-4- Poutre palière</i>	 <i>Page 62</i>
<i>III-4-1- Evaluation des charges</i>	<i>Page 62</i>
<i>III-4-2- Calcul des Moments</i>	<i>Page 62</i>
<i>III-4-3- Calcul du ferrailage</i>	<i>Page 62</i>
 <i>III-5- Etude des balcons</i>	 <i>Page 66</i>
<i>III-5-1- Etude du balcon</i>	<i>Page 67</i>
 <i>III-6- Etude des planchers</i>	 <i>Page 70</i>
<i>III-6-1- Introduction</i>	<i>Page 70</i>
<i>III-6-2- Présentation des différents plans de coffrages</i>	<i>Page 71</i>
<i>III-6-3- Plancher en corps creux</i>	<i>Page 74</i>

Chapitre IV : Etude sismique

<i>IV- Etude sismique</i>	<i>Page 92</i>
<i>IV-1-Introduction</i>	<i>Page 92</i>
<i>IV-2-Choix de la méthode de calcul.</i>	<i>Page 92</i>
<i>IV-2-1- conditions d'application de la méthode statique équivalente.</i>	<i>Page 92</i>
<i>IV-2-2- Principe</i>	<i>Page 95</i>

<i>IV-2-3- Modélisation</i>	<i>Page 95</i>
<i>IV-2-4- Nombre des modes considérées</i>	<i>Page 96</i>
<i>IV-3-Calcul de la force sismique totale</i>	<i>Page 100</i>
<i>IV-3-1- coefficient d'accélération de zone</i>	<i>Page 100</i>
<i>IV-3-2- facteur d'amplification dynamique moyen</i>	<i>Page 100</i>
<i>IV-3-3- coefficient de comportement global de la structure</i>	<i>Page 101</i>
<i>IV-3-4- facteur de qualité (Q)</i>	<i>Page 101</i>
<i>IV-3-5- poids total de la structure (W)</i>	<i>Page 102</i>
<i>IV-3-6- Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur</i>	<i>Page 103</i>
<i>IV-3-7- Distribution horizontale des forces sismiques</i>	<i>Page 103</i>
<i>IV-3-8- Résultante des forces sismiques de calcul</i>	<i>Page 104</i>
<i>IV-3-9- Justification vis-à-vis de l'effet ($P - \Delta$)</i>	<i>Page 104</i>
<i>IV-3-10- Vérification de déplacement</i>	<i>Page 105</i>
<i>IV-3-11- Vérification de au renversements</i>	<i>Page 105</i>

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux

<i>V-1- Introduction</i>	<i>Page 110</i>
<i>V-2- Etude de ferrailage des poteaux</i>	<i>Page 110</i>
<i>V-2-1- Combinaisons spécifiques de calcul</i>	<i>Page 110</i>
<i>V-2-2- Calcul du ferrailage longitudinal</i>	<i>Page 110</i>
<i>V-2-3- Calcul des armatures transversales</i>	<i>Page 113</i>
<i>V-3- Etude du ferrailage des poutres</i>	<i>Page 115</i>
<i>V-3-1- Etude des Poutres principales</i>	<i>Page 116</i>
<i>V-3-2- Etude des Poutres secondaires</i>	<i>Page 123</i>
<i>V-4- Ferrailage des voiles</i>	<i>Page 130</i>
<i>V-4-1- Introduction</i>	<i>Page 130</i>
<i>V-4-2- Conception des voiles</i>	<i>Page 130</i>
<i>V-4-3- Stabilité des constructions vis-à-vis les charges latérales</i>	<i>Page 130</i>

V-4-4- Rôle de contreventement	Page 131
V-4-5- Ferrailage des voiles	Page 132
V-4-6- verification spécifique	Page 132
V-4-6- Ferrailage de l'ame	Page 134
V-4-6- Ferrailage des element de rives	Page 135

Chapitre IV : Etude de l'infrastructure

VI-1- Introduction	Page 138
VI-2- Choix du type de fondation	Page 138
VI-2-1- Calcule la surface nécessaire pour les fondations	Page 138
VI-3-Prédimensionnement de radier	Page 139
VI-4- Verification Nécessaires	Page 141
VI-5- Ferrailage du radier	Page 145
VI-5-1- Calcul du ferrailage de la dalle du radier	Page 148
VI-5-2- Calcul du ferrailage de la nervure	Page 156

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et hypothèses de calcul

<i>Figure I-1: Vue en plan du rez-de-chaussée</i>	<i>Page 04</i>
<i>Figure I-2: Vue en plan des étages courants</i>	<i>Page 05</i>
<i>Figure I-3: Vue en plan du plancher terrasse</i>	<i>Page 06</i>
<i>Figure I-4: Vue de la coupe longitudinale du bâtiment</i>	<i>Page 07</i>
<i>Figure I-5: Vue de la façade principale du bâtiment</i>	<i>Page 08</i>
<i>Figure I-6 : Diagramme parabole-rectangle des contraintes-Déformations du béton</i>	<i>Page 16</i>
<i>Figure I-7:Diagramme rectangulaire simplifié</i>	<i>Page 17</i>
<i>Figure I-8: Diagramme contrainte déformation d'acier</i>	<i>Page 20</i>

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments et descente des charges

<i>Figure II-2-1 : coupe verticale du plancher à corps creux</i>	<i>Page 25</i>
<i>Figure II-2-2 : Section de la poutrelle</i>	<i>Page 26</i>
<i>Figure II-4-1: Section réduite du voile</i>	<i>Page 29</i>
<i>Figure II-5-1:schéma d'escalier</i>	<i>Page 31</i>
<i>Figure II-6-1: Composants d'un plancher terrasse en corps creux</i>	<i>Page 34</i>
<i>Figure II-6-2 : Coupe plancher étage courant.</i>	<i>Page 34</i>
<i>Figure II-6-3 : Remplissage en double paroi</i>	<i>Page 35</i>
<i>Figure II-6-4 : Mur extérieur</i>	<i>Page 35</i>
<i>Figure II-6-5: Mur simple cloison</i>	<i>Page 36</i>
<i>Figure II-7-1:Représentation du poteau central le plus sollicité</i>	<i>Page 39</i>
<i>Figure II-7-2 : Représentation du poteau de rive le plus sollicité</i>	<i>Page 45</i>

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

<i>Figure III-2-1:Schéma de l'acrotère</i>	<i>Page 50</i>
<i>Figure III-2-2 : Schéma de ferrailage de l'acrotère</i>	<i>Page 53</i>
<i>Figure III-3-1:Schéma d'escalier</i>	<i>Page 54</i>
<i>Figure III-3-2:Schéma d'escalier</i>	<i>Page 55</i>
<i>Figure III-3-3: Schéma statique et charges de l'escalier étudié à l'ELU</i>	<i>Page 57</i>
<i>Figure III-3-4: Schéma de ferrailage de l'escalier</i>	<i>Page 61</i>
<i>Figure III-4-1:Ferrailage de la poutre palière</i>	<i>Page 65</i>
<i>Figure III-5-1:Schéma des balcons</i>	<i>Page 66</i>
<i>Figure III-5-2:Schéma de ferrailage du balcon</i>	<i>Page 69</i>
<i>Figure III-6-1: Plan de coffrage du niveau RDC (+3.06)</i>	<i>Page 71</i>
<i>Figure III-6-2 :Plan de coffrage du niveau étage courant</i>	<i>Page 72</i>
<i>Figure III-6-3:Schéma de la poutrelle type 1</i>	<i>Page 76</i>
<i>Figure III-6-4:Diagramme des efforts tranchants en (Kg)</i>	<i>Page 79</i>
<i>Figure III-6-5:Schéma de ferrailage des poutrelles</i>	<i>Page 84</i>
<i>Figure III-6-6: Disposition constructive des armatures de la dalle de compression</i>	<i>Page 84</i>

Chapitre IV : Etude sismique

<i>Figure IV-1:Décrochements en plan limites autorisé par le RPA/2024</i>	<i>Page 93</i>
<i>Figure IV-2:condition sur la hauteur total et le nombre de niveau des batiment</i>	<i>Page 94</i>
<i>Figure IV-3: 1^{er} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques dans le plan X-Y (résultats de Robot 2014)</i>	<i>Page 97</i>
<i>Figure IV-4: 2^{eme} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques dans le plan X-Y (résultats de Robot 2014).</i>	<i>Page 97</i>

Figure IV-5: 3 ^{ème} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue: X-Y (résultats de Robot 2014).	Page 98
Figure IV-6: 1 ^{er} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue: X-Z (résultats de Robot 2014).	Page 98
Figure IV-7: 1 ^{er} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue: Y-Z (résultats de Robot 2014).	Page 99
Figure IV-8: 2 ^{ème} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue:3D (résultats de Robot 2014).	Page 99

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux

Figure V-2-1: Crochet des barres horizontales	Page 114
Figure V-2-2 : Schéma de ferrailage des poteaux 35×35 cm ²	Page 115
Figure V-3-1 : Diagramme des moments de flexion des poutres principales à l'ELU	Page 116
Figure V-3-2: Diagramme des moments de flexion des poutres principales à l'ELS	Page 116
Figure V-3-3: Diagramme des moments de flexion des poutres principales à l'ELA	Page 117
Figure V-3-4 : Diagramme des moments de flexion des poutres Terr à l'ELU	Page 118
Figure V-3-5 : Diagramme des moments de flexion des poutres Terr à l'ELS	Page 118
Figure V-3-6 : Diagramme des moments de flexion des poutres Terr à l'ELA	Page 118
Figure V-3-7 : Schéma de ferrailage des poutres principales 01	Page 120
Figure V-3-8 : Schéma de ferrailage des poutres principales 02	Page 121
Figure V-3-9 : Schéma de ferrailage des poutres principales 03+04	Page 121
Figure V-3-10 : Diagramme des moments de flexion des poutres secondaires à l'ELU	Page 123
Figure V-3-11 : Diagramme des moments de flexion des poutres secondaires à l'ELS	Page 124
Figure V-3-12 : Diagramme des moments de flexion des poutres secondaires à l'ELA	Page 124
Figure V-3-13 : Diagramme des moments de flexion des poutres secondaires Terr à l'ELU	Page 125
Figure V-3-14 : Diagramme des moments de flexion des poutres secondaires Terr à l'ELS	Page 126
Figure V-3-15 : Diagramme des moments de flexion des poutres secondaires Terr à l'ELA	Page 126
Figure V-4-1 : position voile sur le structure	Page 131
Figure V-4-2 : l'effort normal Nd sur voile (robot 2014)	Page 132
Figure V-4-3 : zone critique a la bas sur voile	Page 133

Chapitre IV : Etude de l'infrastructure

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et hypothèses de calcul

Tableau I-1 : Caractéristique des nuances d'acier

Page 19

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments et descente des charges

Tableau II-6-1 : Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse en corps creux

Page 33

Tableau II-6-2: Evaluation des charges permanentes du plancher courant

Page 34

Tableau II-6-3 : Evaluation des charges permanentes dues au mur extérieur

Page 35

Tableau II-6-4 : Charge permanente du mur double cloison

Page 35

Tableau II-6-5 : Evaluation des charges permanentes de dalle de balcon

Page 36

Tableau II-6-6 : Evaluation des charges permanentes de palier

Page 37

Tableau II-6-7 : Evaluation des charges permanentes de Paillasse niveau RDC.

Page 37

Tableau II-6-8 : Evaluation des charges permanentes de paillasse niveau étage courant

Page 38

Tableau II-7-1: Prédimensionnement des poteaux

Page 39

Tableau II-7-2: Calcule l'effort admissible des poteaux N_u

Page 41

Tableau II-7-3: Dégression des charges d'exploitation

Page 42

Tableau II-7-4: Détermination des charges d'exploitations

Page 42

Tableau II-7-5: Vérifications de l'effort normal des poteaux $N_u \leq \overline{N_u}$

Page 43

Tableau II-7-6: vérification de la contrainte du béton $(N_u/B) \leq \frac{0.85 * f_{c28}}{\gamma_b}$ des poteaux

Page 43

Tableau II-7-7: 1^{ère} Vérification selon le RPA / 2024 des dimensions des poteaux

Page 44

Tableau II-7-8: 2^{ème} Vérification selon le RPA / 2024 des dimensions des poteaux.

Page 44

Tableau II-7-9: Prédimensionnement des poteaux

Page 45

Tableau II-7-10 : Détermination des charges d'exploitations

Page 45

Tableau II-7-11: Vérifications de l'effort normal des poteaux $N_u \leq \overline{N_u}$

Page 47

Tableau II-7-12: vérification de la contrainte du béton $(N_u/B) \leq \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$ des poteaux	Page 47
Tableau II-7-13 :1 ^{ère} Vérification selon le RPA / 2024 des dimensions des poteaux	Page 48
Tableau II-7-14 :2 ^{ème} Vérification selon le RPA / 2024 des dimensions des poteaux	Page 48

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

Tableau III-3-1:Charges sur les éléments de l'escalier .	Page 56
Tableau III-3-2: Les moments et les efforts tranchants sur les escaliers	Page 58
Tableau III-4-1:résultats de ferrailage en travée et appuis	Page 62
Tableau III-5-1: Les différentes sollicitations sur les poutrelles niveau (RDC+EC).	Page 75
Tableau III-5-2: Les différentes sollicitations sur les poutrelles niveau (RDC+EC).	Page 82
Tableau III-5-3: Les sections d'acier dans les différents types des poutrelles niveau (RDC+EC).	Page 83
Tableau III-5-4: Ferrailage des différents types des poutrelles niveau (RDC+EC).	Page 83
Tableau III-5-5: La différente sollicitation sur les poutrelles niveau terrasse.	Page 83
Tableau III-5-6: Les sections d'acier dans les différents types des poutrelles niveau terrasse.	Page 83
Tableau III-5-7: Ferrailage des différents types des poutrelles niveau terrasse.	Page 84

Chapitre IV : Etude sismique

Tableau IV-1: Vérification de l'excentricité pour la régularité en plan.	Page 93
Tableau IV-2: Conditions sur la hauteur totale et le nombre de niveaux des bâtiments.	Page 94
Tableau IV-3: Périodes et facteurs de participation modale (Résultats Robot 2010).	Page 96
Tableau IV-4: Valeurs de pénalités P_q .	Page 102
Tableau IV-5: Les réactions à la base.	Page 104
Tableau IV-6: Justification vis-à-vis de l'effet $P-\Delta$ sens X.	Page 105
Tableau IV-7: Justification vis-à-vis de l'effet $P-\Delta$ sens Y.	Page 105

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux

Tableau V-2-1 : Les résultats des efforts correspondant à chaque poteau.	Page 111
Tableau V-2-2 : ferrailage des poteaux .	Page 114
Tableau V-3-1 : les sollicitations des poutres principales niveau RDC:	Page 117
Tableau V-3-2 : Valeurs des moments sur les poutres principales.	Page 117
Tableau V-3-3 : Les sollicitations des poutres principales niveau terrasse:	Page 119
Tableau V-3-4 : Valeurs des moments sur les poutres principales niveau terrasse .	Page 119
Tableau V-3-5 : Valeurs des moments sur les poutres principales.	Page 120
Tableau V-3-6 : Résultats de calcul de ferrailage des poutres principales	Page 120
.	
Tableau V-4-1 : Les sollicitations des poutres secondaires niveau RDC.	Page 124
Tableau V-4-2 : les Résultats de calcul des poutres secondaires RDC.	Page 125
Tableau V-4-3 : Les sollicitations des poutres secondaires niveau terrasse.	Page 126
Tableau V-4-4 : les Résultats de calcul des poutres secondaires terrasse.	Page 126
Tableau V-4-5 : Valeurs des moments sur les poutres secondaires .	Page 127
Tableau V-4-6 : Résultats de calcul de ferrailage des poutres secondaire	Page 128
.	
Tableau V-5-1 : l'effort normal N_d sur voiles(ROBOT 2014).	Page 132
Tableau V-5-2 : l'effort normal de compression de calcul des voiles	Page 132
Tableau V-5-3 : donné de voile 01 panneau 1656.	Page 139
Tableau V-5-4 : ferrailage de la voile 01 panneau 1656.	Page 139
Tableau V-5-5 : donné de voile 02 panneau 1607.	Page 141
Tableau V-5-6 : ferrailage de la voile 02 panneau 1607.	Page 141
Tableau V-5-7 : donné de voile 03 panneau 1646.	Page 143
Tableau V-5-6 : ferrailage de la voile 03 panneau 1646.	Page 143

Chapitre IV : Etude de l'infrastructure

Tableau VI-5-1: les resultats des moment	Page 148
Tableau VI-5-2: valeurs des moments sur nervures	Page 157
Tableau VI-5-3: resultats de calcul de ferrailage les nervures	Page 157

NOTATION

La signification des principales notations est la suivante :

Notations en majuscules :

A	Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
A _s	Aire d'une section d'acier,
A _t	Section d'armatures transversales,
B	Aire D'une section de béton,
D	Diamètre,
E	Module d'élasticité longitudinale,
E _b	Module de déformation longitudinale du béton,
E _i	Module d'élasticité de l'acier,
E _s	Module de déformation instantanée (E _{ij} à l'âge de j jours),
E _v	Module de déformation différé (E _{vj} à l'âge de j jours),
G	Action permanente, module d'élasticité transversale,
Q	Charges d'exploitations,
I	Moment d'inertie,
K	Coefficient,
L	Longueur ou portée,
L _f	Longueur de flambement,
M	Moment fléchissant développé par les charges permanentes,
M _G	Moment en général, moment de flexion le plus souvent,
M _Q	Moment fléchissant développé par les charges d'exploitations,
M _u	Moment de calcul ultime,
M _{ser}	Moment de calcul de service,
M _t	Moment en travée,
M _a	Moment sur appuis,
N	Effort normal,
S _t	Espacement des armatures transversales,
T	Effort Tranchant, période,
V ₀	Effort tranchant a la base,
E.L.U	Etat limite ultime,
E.L.S	Etat limite service,

Notations en minuscules :

a	une dimension,
b	une dimension transversale (largeur ou épaisseur d'une section),
d	distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême la plus comprimée,
d'	distance du barycentre des armatures comprimée à la fibre extrême la plus comprimée,
f _e	limite d'élasticité de l'acier,
f _{cj}	résistance caractéristique à la compression du béton âge de j jours,

f_{tj}	résistance caractéristique à la traction du béton âge de j jours,
f_{c28}, f_{t28}	grandeurs précédentes avec j =28 jours,
h	hauteur totale d'une section de béton armé,
i	rayon de giration d'une section,
j	nombre de jours,
k	coefficient en général,
l	longueur ou portée (on utilise aussi L),
n	coefficient d'équivalence acier-béton ; grandeur exprimée par un nombre entier,
s	espacement des armatures en générales,
s_t	espacement des armatures transversales,
x	coordonnée en général, abscisse en particulier,
y	coordonnée, parallèlement au plan moyen, à partir de l'axe central d'inertie,
γ_s	coefficient de sécurité dans l'acier,
γ_b	coefficient de sécurité dans le béton,
ε	déformation relative,
ε_{bc}	raccourcissement relatif du béton comprimé,
ε_s	allongement relatif de l'acier tendu,
ε_s	raccourcissement relatif de l'acier comprimé,
η	coefficient de fissuration relatif à une armature,
ν	coefficient de poisson, coefficient sans dimension,
ρ	rapport de deux dimensions ; en particulier rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton,
σ	contrainte normale en général,
λ	Élancement,
τ	contrainte tangente (de cisaillement),
σ_{bc}	contrainte de compression,
σ_{ts} et σ_{sc}	contrainte de traction, de compression dans l'acier, également notées σ_s et σ'_s ,
σ_s	Contrainte de traction admissible de l'acier,
σ_{bc}	Contrainte de compression admissible du béton,
β	Coefficient de pondération,
σ_{sol}	Contrainte du sol,

INTRODUCTION

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

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

La construction parasismique est l'une de ces nouvelles techniques, et elle est incontestablement le moyen le plus sûr de prévention du risque sismique. Elle exige le respect préalable des règles normales de la bonne construction, mais repose également sur des principes spécifiques, dus à la nature particulière des charges sismiques. Ces principes et leurs modes d'application sont généralement réunis, avec plus ou moins de détails, dans les règles parasismiques. (Règlement parasismique algérien "**RPA version 2024**"), l'objectif de ces règlements est d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions.

Concernant notre travail on a pour objectif de mettre en application les connaissances acquises durant notre formation, Le travail est subdivisé en en six chapitres:

Le premier chapitre entame la description générale du projet avec une présentation de caractéristiques des matériaux.

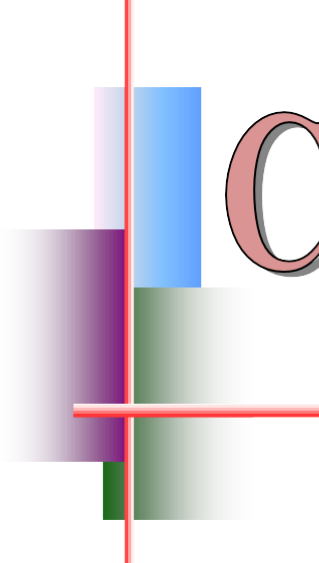
Dans le second chapitre on a fait un pré dimensionnement de la structure et enfin la descente des charges.

Le troisième chapitre a pour objectif l'étude des éléments secondaires (poutrelles, escaliers, acrotère, balcon, et dalle pleine).

L'étude dynamique de la structure a été entamée dans le quatrième chapitre par le logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2014 afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitation et charge sismique).

Les éléments résistants de la structure (poteaux, poutres, voiles) seront calculés dans le cinquième chapitre.

En fin l'étude de l'infrastructure a été entamée dans le dernier chapitre.



Chapitre I



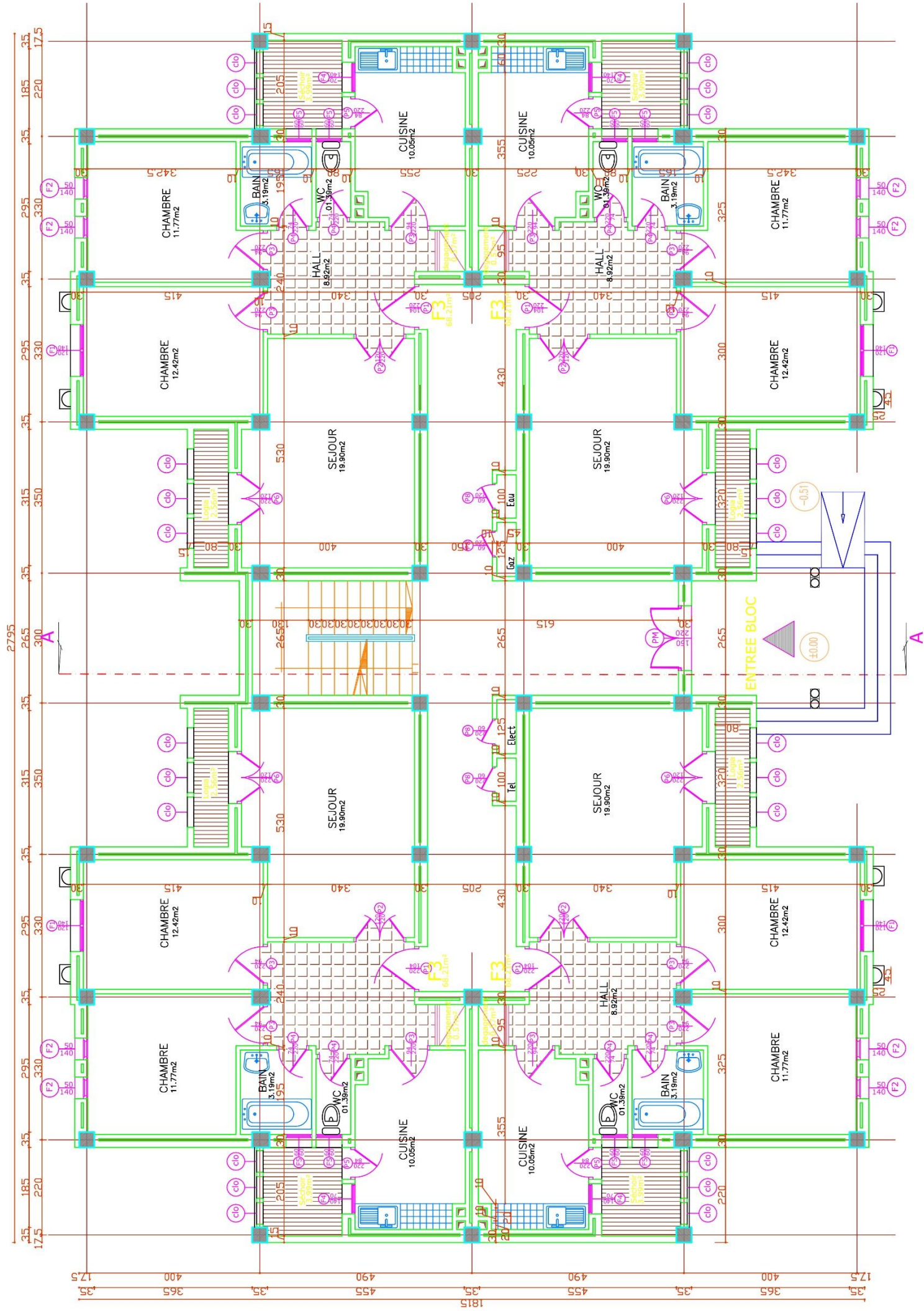
*Présentation del'ouvrage
et hypothèses de calcul*

I- Présentation de l'ouvrage et hypothèses de calcul

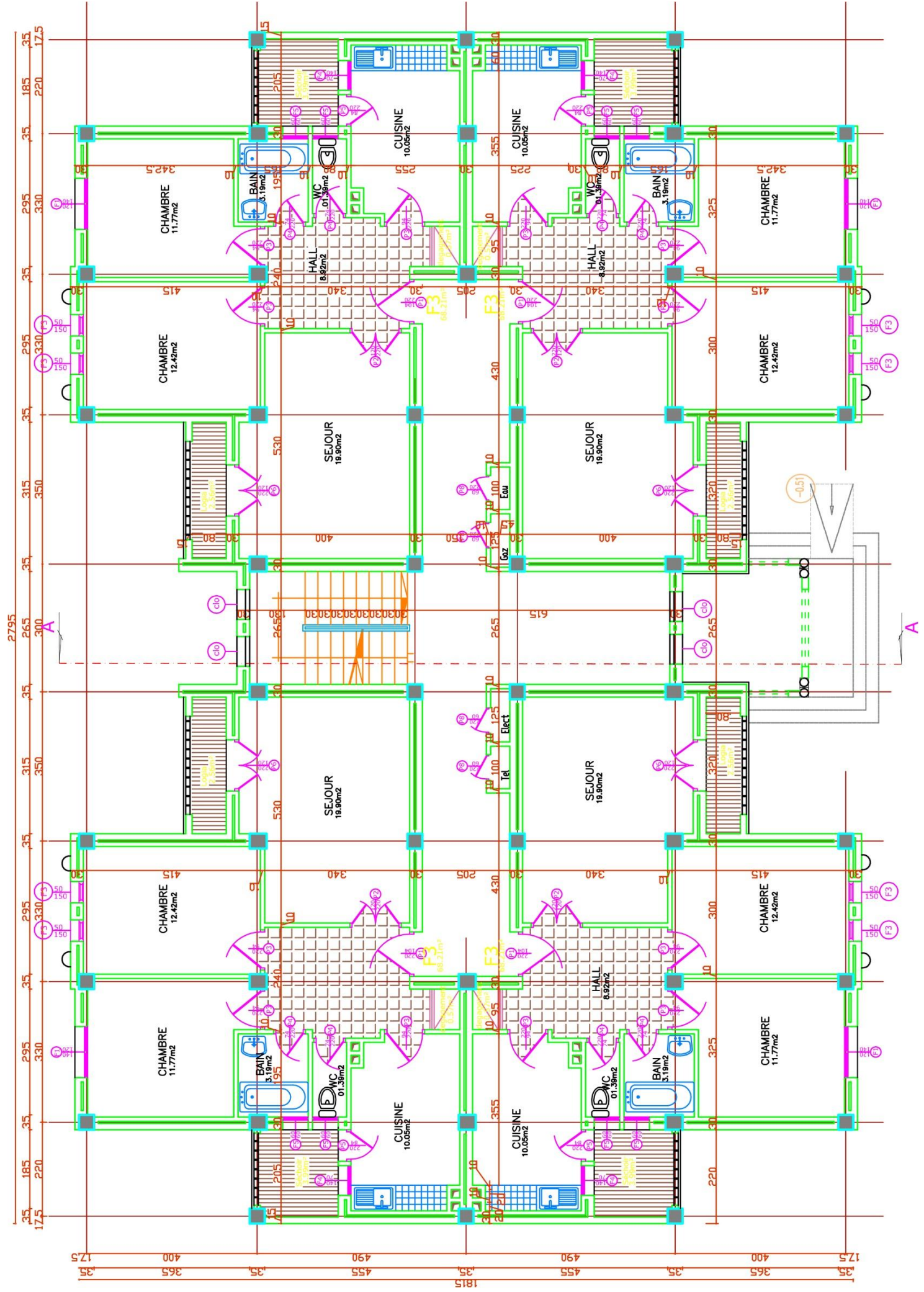
I-1- Présentation de l'ouvrage

Notre étude consiste à étudier l'ensemble des éléments d'un bâtiment en R+4. Selon les plans établis par l'architecte, on peut constater que la terrasse est inaccessible sauf pour les travaux d'entretien régulier. Le contreventement sera assuré par une structure mixte en béton armé : portique auto stable +voiles porteurs. L'ouvrage est conçu pour que le RDC est les autres étages sont à usage d'habitation, chaque étage comporte quatre appartements de types « F3 ».

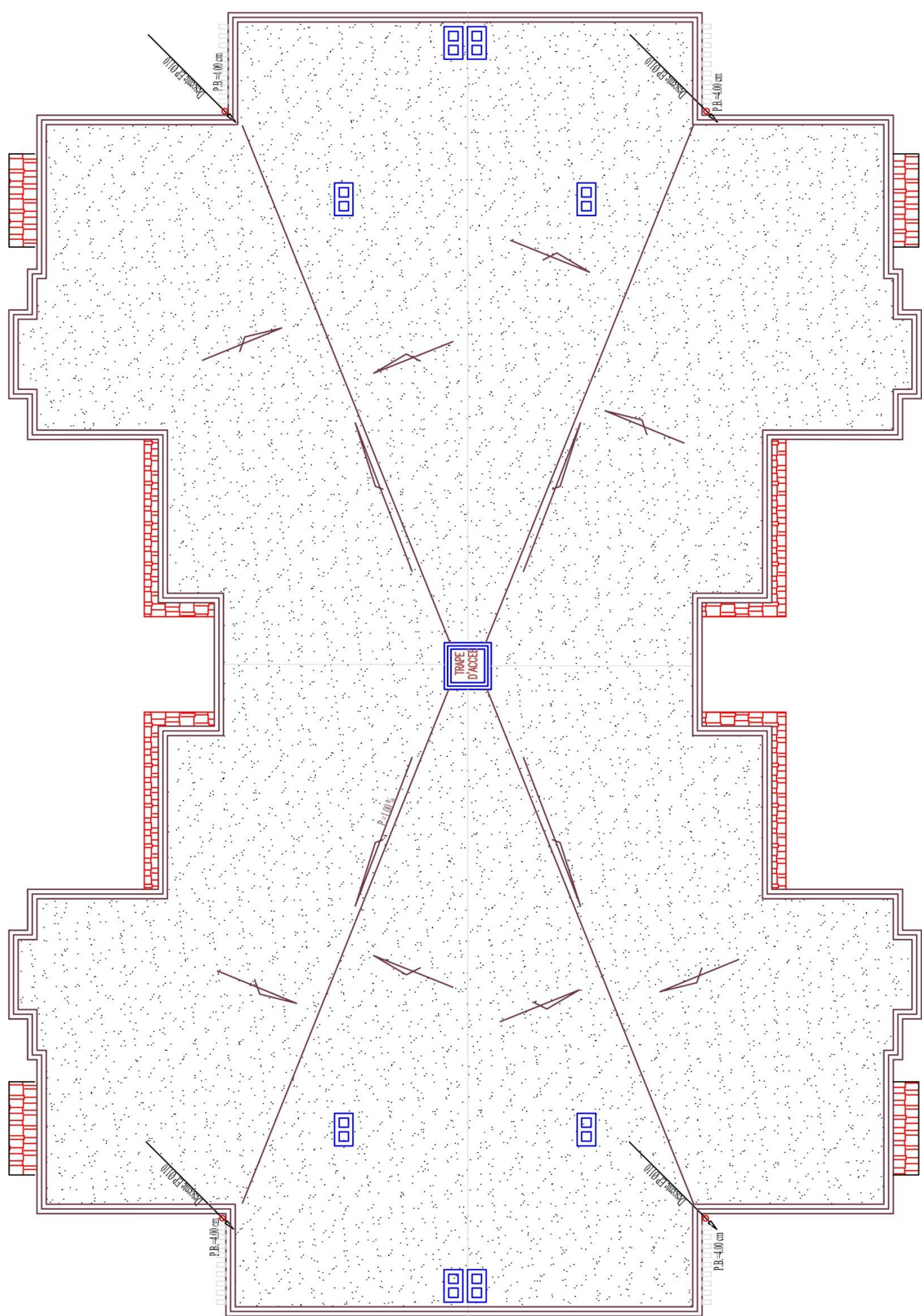
Les vues en plan des étages ainsi que les coupes de l'ouvrage sont représentées sur les figures suivantes :



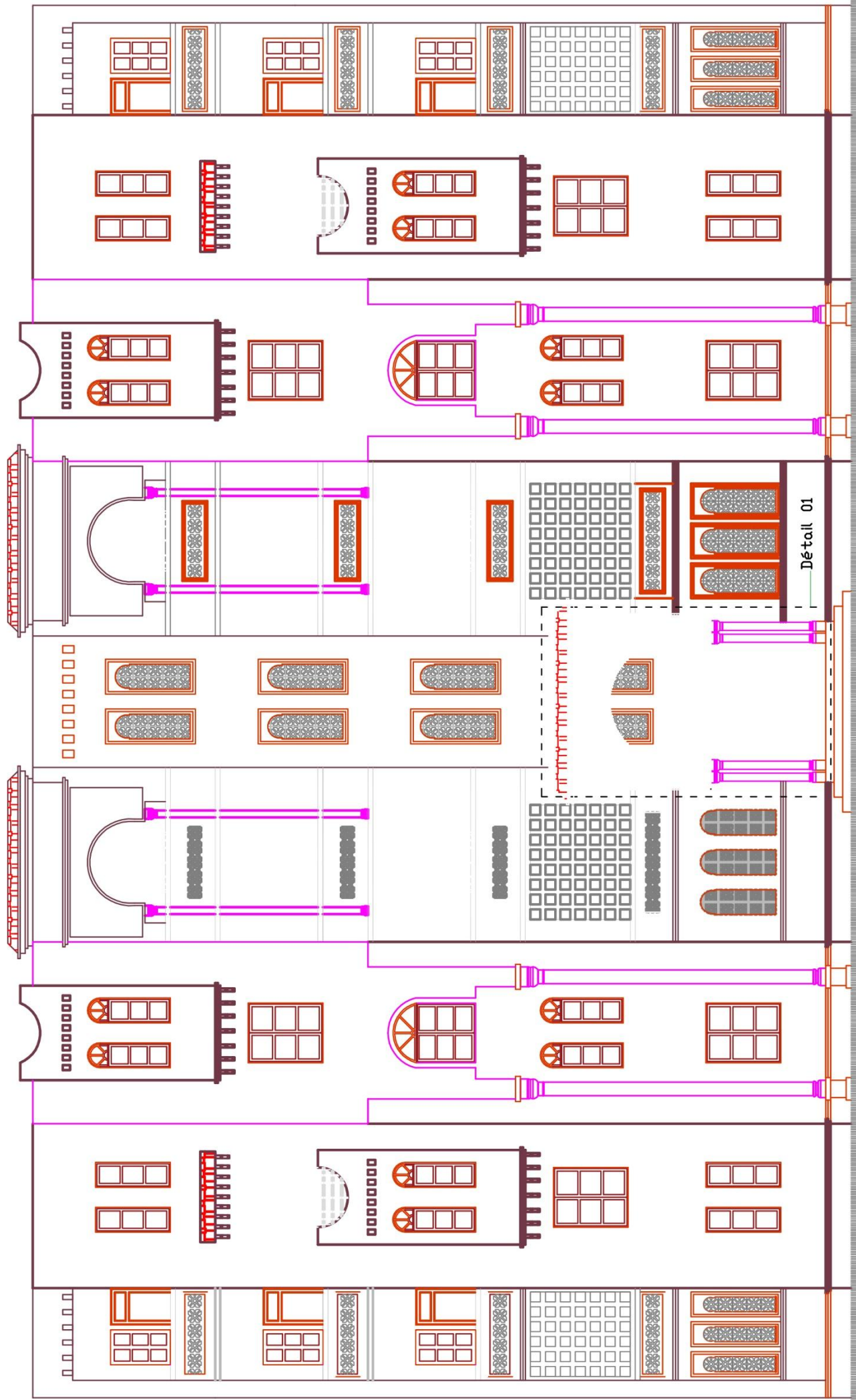
VUE EN PLAN REZ DE CHAUSSEE



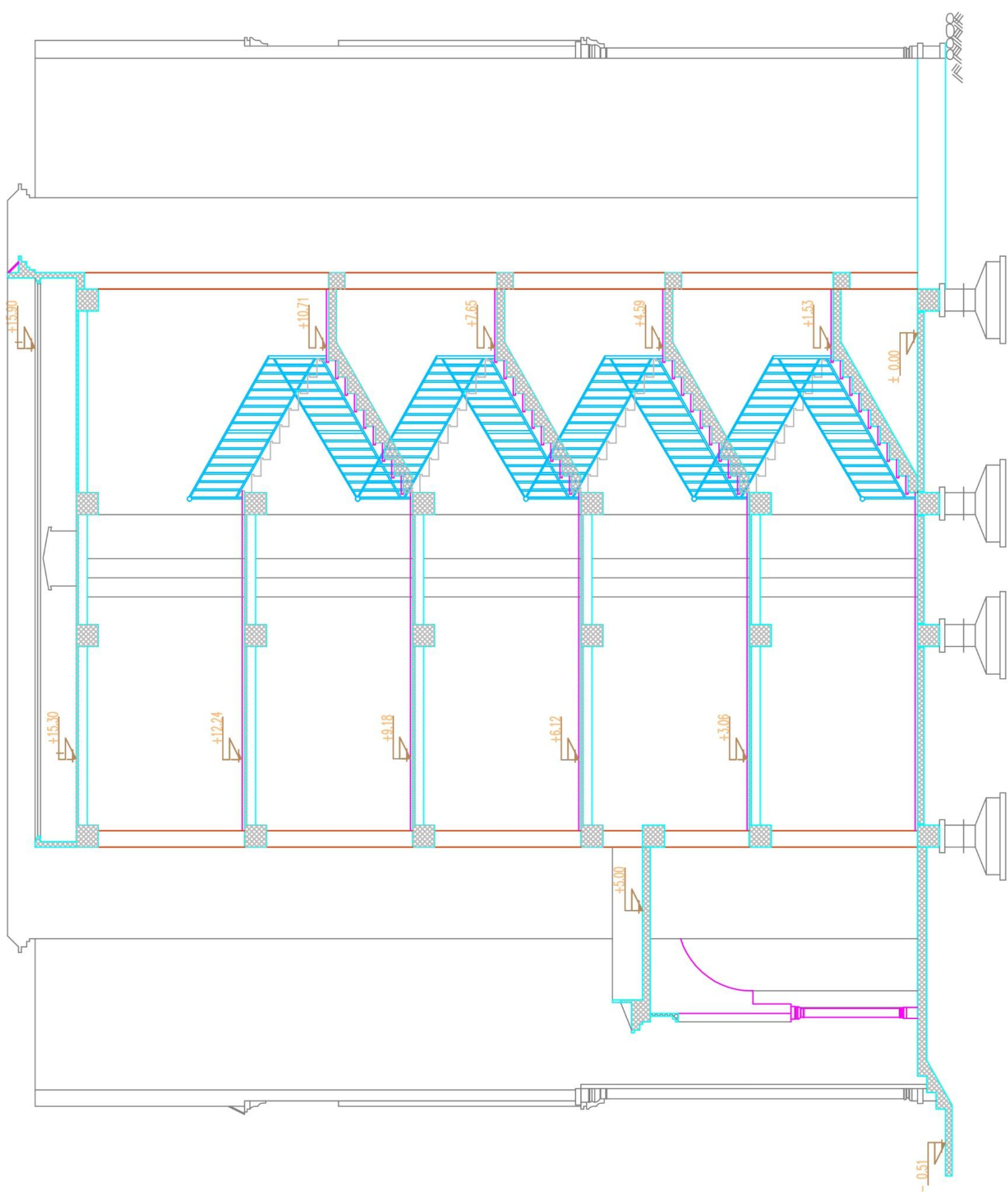
VUE EN PLAN 1 er ETAGE



PLAN DE TERRASSE



FACADE PRINCIPALE



I-1-1- Caractéristiques géométriques

Suivant la vue en plan, les dimensions de la structure sont:

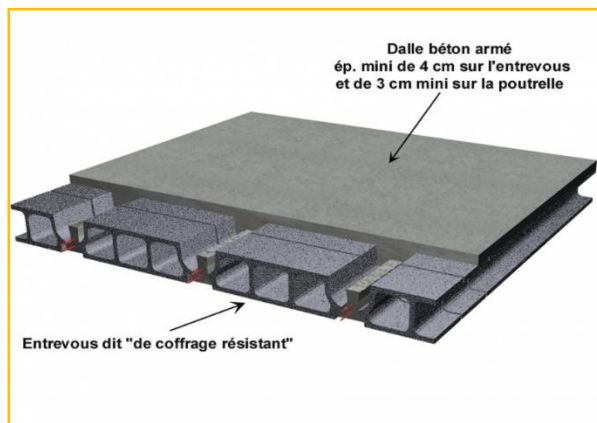
- Largeur en plan 19,44m.
- La longueur en plan 27,95m.
- Hauteur totale du bâtiment (sans acrotère) 15,30m.
- Hauteur de RDC 3,06m
- Hauteur d'étage courant 3,06m

I-1-2- Ossature et système constructif adopté**➤ Ossature**

Le contreventement de la structure est assuré par des portiques et renforcé par des voiles exigés par le **RPA version 2024**, pour assurer la stabilité de la structure sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

➤ Planchers

les planchers sont réalisés en corps creux et une dalle de compression type (16+4) cm

**➤ Plancher à dalle pleine :**

C'est une plaque en béton armé à contour généralement rectangulaire dont les appuis peuvent être continus (poutres, voiles ou murs maçonnés) ou ponctuels (poteaux).

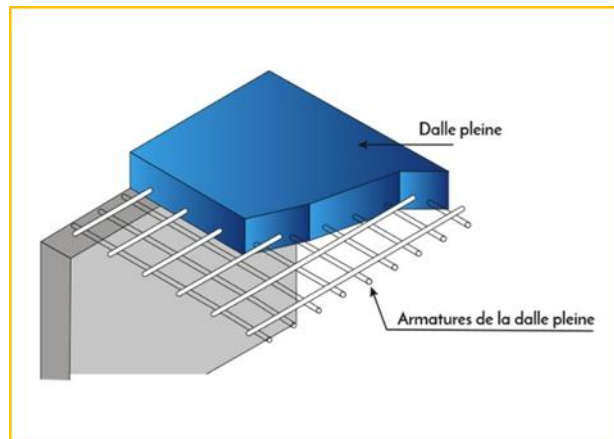
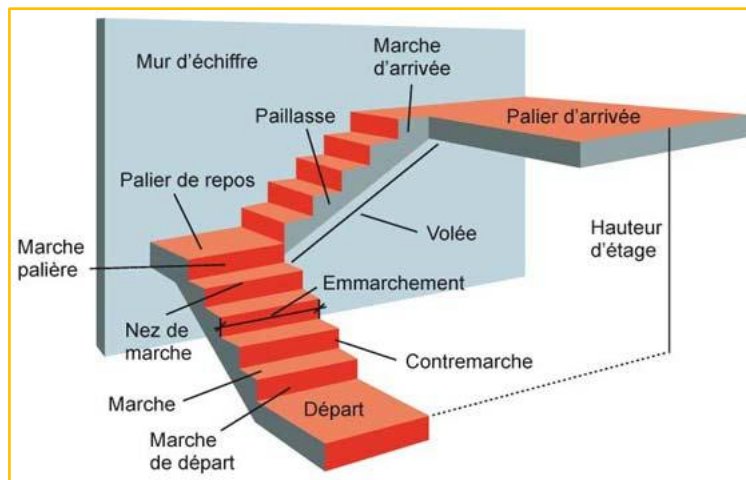


Figure 2. Plancher à dalle pleine.

➤ **Escaliers en béton armée**

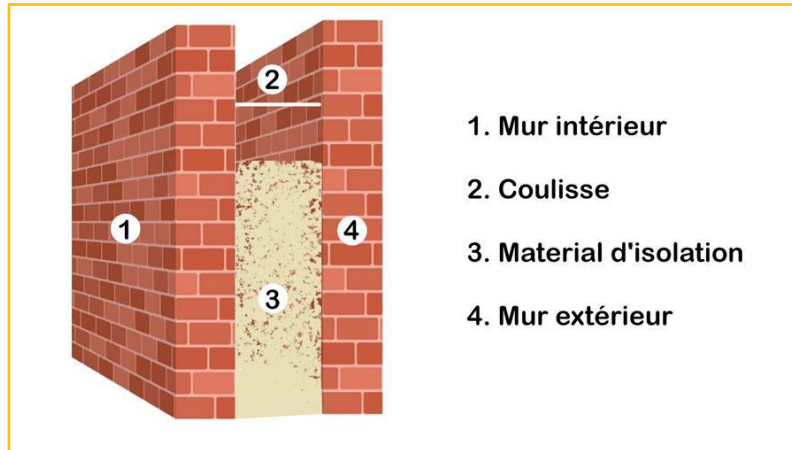
L'accès aux niveaux supérieurs est assuré par deux types d'escaliers : à paillasse adjacentes (un seul palier de repos), et à paillasse orthogonales (deux palier de repos).



➤ **Maçonnerie**

Les murs extérieurs sont réalisés en doubles parois en briques creuses de (10 cm ; 10 cm) séparées par un vide de 5 cm.

Les murs intérieurs sont réalisés en simple cloison en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.



➤ **Revêtement**

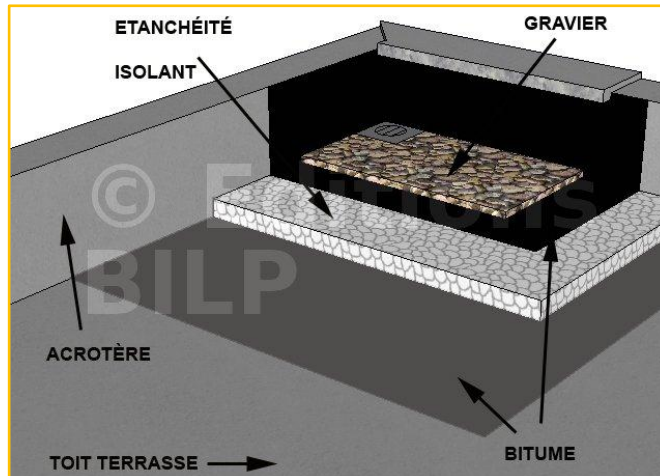
- Enduit en plâtre pour les plafonds.
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.
- Revêtement à carrelage pour les planchers.
- Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

➤ **Isolation**

L'isolation acoustique est assurée par le vide de corps creux et la masse du plancher, par contre au niveau de murs extérieurs l'isolation est assurée par le vide d'air entre les deux

➤ **Acrotères :**

L'acrotère est un élément non structural en béton armé contournant le plancher inaccessible (terrasse inaccessible) du bâtiment conçu pour la protection de ligne conjonctif entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales.



I-1-3- Données du site

Le projet en question est un bâtiment, implantée à plateau wilaya skikda ville de tamalous dont le bâtiment est implanté dans une zone classée par le RPA 99/version 2024 comme zone IV Moyenne à élevée.

- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- Le site est considéré comme meuble (S3).
- Contrainte admissible du sol $\bar{\sigma}_{bc} = 1.40$ bars.

I-2- Hypothèses de calcul et caractéristiques des matériaux

I-2-1- Hypothèses de calcul

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

- ✓ La résistance du béton à la compression à 28 jours est : $f_{c28} = 25$ Mpa.
- ✓ La résistance du béton à la traction est : $f_{t28} = 2,1$ Mpa.
- ✓ Le module d'élasticité différé est : $E_{vj} = 10818,865$ Mpa.
- ✓ Le module d'élasticité instantané est : $E_{ij} = 32456,595$ Mpa.
- ✓ La limite élastique de l'acier à Haute adhérence est : $f_e = 400$ Mpa.

I-2-2- Caractéristiques mécaniques des matériaux

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé **CBA 93**, le règlement du béton armé aux états limites à savoir le **BAEL 91**, ainsi que le règlement parasismique Algérien **RPA2024**.

I-2-2-1- Principaux caractéristiques et avantages du béton armé

La réalisation d'un élément d'ouvrage en béton armé, comporte les 4 opérations :

- a) Exécution d'un coffrage (moule) en bois ou en métal.
- b) La mise en place des armatures dans le coffrage.
- c) Mise en place et « serrage » du béton dans le coffrage.
- d) Décoffrage « ou démoulage » après durcissement suffisant du béton.

Les principaux avantages du béton armé sont :

- **Economie** : le béton est plus économique que l'acier pour la transmission des efforts de compression, et son association avec les armatures en acier lui permet de résister à des efforts de traction
- **Souplesse des formes** : elle résulte de la mise en œuvre du béton dans des coffrages auxquels on peut donner toutes les sortes de formes.
- **Résistance aux agents atmosphériques** : elle est assurée par un enrobage correct des armatures et une compacité convenable du béton.
- **Résistance au feu** : le béton armé résiste dans les bonnes conditions aux effets des incendies.
- **Fini des parements** : sous réserve de prendre certaines précautions dans la réalisation des coffrages et dans les choix des granulats

A) Le béton

Le béton est le matériau de construction le plus utilisé en génie civil, notons qu'il est principalement constitué de granulats naturels (sables, gravillons), de liants normalisés (ciments artificiels), d'adjuvants éventuels et d'eau de mouillage.

a) Dosage du béton

Le dosage du béton est lié au poids du liant employé pour réaliser un mètre cube de béton. Pour mener cette étude, le béton est dosé à 350 Kg de ciment par m^3 . Ce dosage est destiné à offrir les garanties de résistance escomptées et à présenter une protection efficace de l'armature.

Dans un mètre cube de béton, on a les proportions suivantes :

Ciment (CME I 42.5)	dosé à 350 kg / m^3
Sable grossier	$0 < D_g < 5mm \rightarrow 400 L$
Gravier	$15 < D_g < 25mm \rightarrow 800L$
Eau de gâchage	175 L

Le béton obtenu aura une masse volumique qui varie entre 2200 Kg/ m^3 et 2400Kg / m^3 .

a) Résistances mécaniques du béton**1) Résistance à la compression .**

Le béton est définie par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dit résistance caractéristique spécifiée celle-ci, noté f_{c28} pour les sollicitations qui s'exercent sur un béton âge de moins de 28 jours, on se réfère à la résistance caractéristique f_{cj} les règles BAEL donnent pour un âge $j < 28$ jours et pour un béton non traité thermiquement :

Le béton est caractérisé par sa bonne résistance à la compression, cette résistance est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32cm de hauteur elle est évaluée par la formule f_{cj} :

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

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} \times f_{c28} \quad \text{Si: } j < 60 \text{ jours.}$$

$$f_{cj} = 1,1 f_{c28} \quad \text{Si: } j > 60 \text{ jours.}$$

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

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} \times f_{c28} \quad \text{Si: } j < 28 \text{ jours.}$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{Si: } j > 28 \text{ jours.}$$

2) Résistance à la traction [3] (A.2.1.1.2)

La résistance caractéristique à la traction, à l'âge de j jour notée f_{tj} est conventionnellement définie par la formule :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \quad \text{Si: } f_{c28} \leq 60\text{Mpa.}$$

$$f_{tj} = 0,275(f_{cj})^{2/3} \quad \text{Si: } f_{c28} > 60\text{Mpa.}$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \rightarrow f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa.}$$

b) Méthode de calcul

La connaissance plus précise du comportement du matériau béton armé acquise à la suite de nombreux essais effectués dans les différents pays à permit une modification profonde des principes des méthodes de calcul et à conduit à la méthode de calcul aux états limites.

1) Définition des états limite

Un état limite est un état particulier dans lequel une condition requise pour une construction (ou l'un de ses éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action.

En d'autres termes, c'est un état qui satisfait strictement ces conditions par l'effet des actions revues sur la construction ou l'un de ces éléments.

2) Déformation et contrainte de calcul

a. Etat limite ultime de résistance .

Pour les calculs à ELU, le comportement réel du béton est modélisé par la loi Parabole-rectangle sur un diagramme contraintes-déformations donné sur la figure suivante :

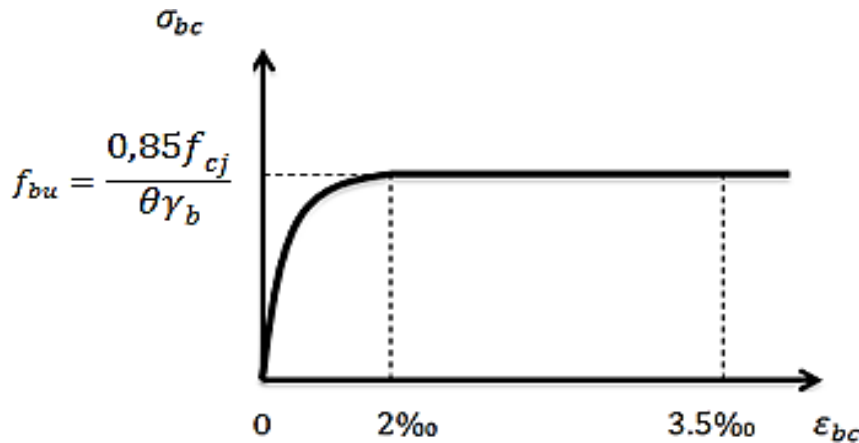


Figure I-6 : Diagramme parabole-rectangle des contraintes-Déformations du béton.

$$\epsilon_{bc1} = 2\text{‰}$$

$$\epsilon_{bc2} = 3.5\text{‰} \quad \text{Si: } f_{cj} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$\epsilon_{bc1} = (4,5 - 0,025 f_{cj})\text{‰} \quad \text{Si: } f_{cj} > 40 \text{ MPa}$$

La valeur de calcul de la résistance en compression de béton f_{bu} est donné par :

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

ϵ_{bc} : Déformation du béton en compression.

f_{bc} : contrainte de calcul pour $2\text{‰} \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰}$

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

γ_b : coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1,5$ cas général.

$\gamma_b = 1,15$ cas accidentel.

θ : est un coefficient qui tient compte de la durée d'application des charges :

$\theta = 1$ si la durée est supérieure à 24h

$\theta = 0,9$ si la durée est comprise entre 1h et 24h et

$\theta = 0,85$ si la durée est inférieure à 1 h.

D'où la contrainte σ_{bc} est en fonction de son raccourcissement.

$$0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2\text{‰} \sigma_{bc}$$

a. Etat limite service de résistance.

La contrainte de compression du béton a l'ELS (symbole σ_{bc}) est limité à :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{t28}$$

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

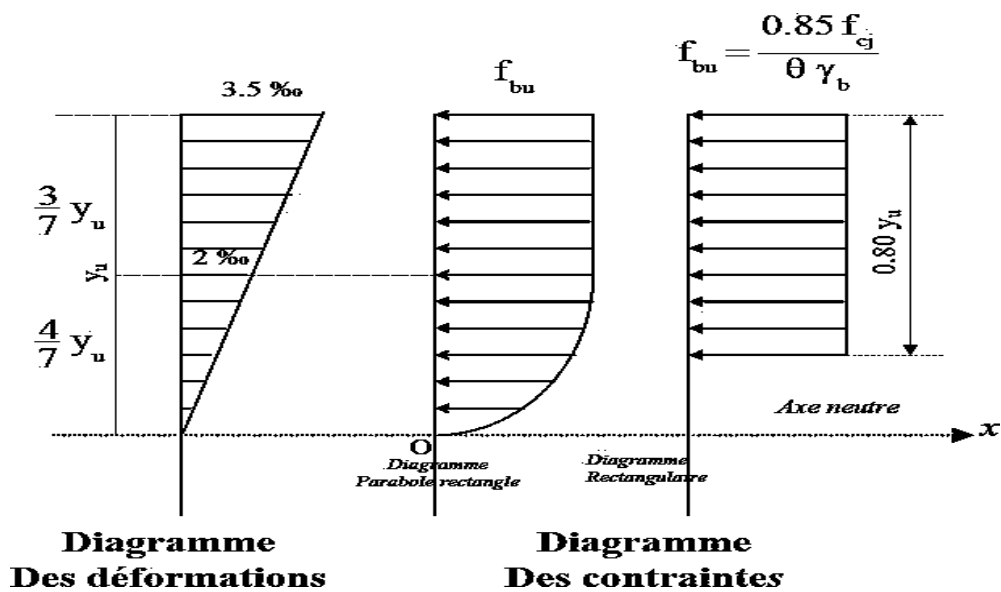


Figure I-7: Diagramme rectangulaire simplifié.

Sur une distance de 0,2 y compté à partir de l'axe neutre la contrainte est nulle. Sur la distance restante 0,8 y la contrainte à pour

$\frac{0.8 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b}$ Pour les zones comprimées dont la largeur est décroissante ou constante vers ces

mêmes fibres.

b. Contrainte ultime de cisaillement .

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par : $\tau \leq \bar{\tau}$

$$\bar{\tau} = \min (0,13 \int_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa} \text{ Cas normal (fissuration peu nuisible)}$$

$$\bar{\tau} = \min (0,10 \int_{c28}, 3 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa} \text{ Cas où la fissuration est préjudiciable.}$$

c. Module de déformation longitudinale .

d. Module de déformation différée

Sous des contraintes de longue durée d'application on admet qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinal différée du béton E_{vj} est donné par la formule:

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ Avec } E_{vj} \text{ et } f_{cj} \text{ en MPa}$$

Module de déformation instantanée

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h. On admet qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égale

$$\text{à : } E_{ij} = 11100 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ Avec } E_{ij} \text{ et } f_{cj} \text{ en MPa ou bien } E_{ij} = 3 \times E_{vj}.$$

e. Module de déformation transversale

Coefficient de poisson

L'allongement d'un objet quand il est soumis à une force de traction s'accompagne d'un rétrécissement de sa section. Le coefficient de poisson est le rapport entre le rétrécissement dans une direction perpendiculaire à l'effort subi et l'allongement dans la direction de l'effort

$$\nu = (\Delta d / d) / (\Delta L / L)$$

Avec $(\Delta d / d)$: déformation relative transversale.

$(\Delta L / L)$: déformation relative longitudinale.

Il est pris égale à :

$$\nu = 0,2 \text{ pour ELS (béton non fissuré).}$$

$$\nu = 0,0 \text{ pour ELU (béton fissuré).}$$

B) L'acier

L'acier peut être défini comme un matériau composé essentiellement de fer et Présentant une teneur en carbone inférieure à 2 %. Il peut encore contenir d'autres éléments mais de

parois qui compose se dernier, et par la minimisation des ponts thermique en cour de réalisation. A noter que l'isolation thermique est assurée par les couches de liège pour le plancher terrasse.

1- Caractéristiques mécaniques

Les caractéristiques mécaniques des différentes nuances d'acier sont les suivantes :

Limite élastique f_y (MPa) en fonction de l'épaisseur nominale

- ✓ La résistance à la traction : $f_u = 360$ MPa
- ✓ La limite élastique : $f_y = 235$ MPa.
- ✓ Le module de Young : $E = 210\,000$ MPa.
- ✓ Le coefficient de poisson : $\nu = 0,3$.
- ✓ Module de cisaillement : $G = E/(2(1+\nu)) = 81000$ MPa

Type	Nuance	f_e (Mpa)	Emploi
Ronds lisses	F_eE22	215	Emploi courant.
	F_eE24	235	Epingles de levage des pièces préfabriquées
Barres HA Type 1 et 2	F_eE40	400	Emploi courant.
	F_eE50	500	
Fils tréfiles HA Type 3	F_eTE40	400	Emploi sous forme de barres droites ou de treillis.
	F_eTE50	500	
Fils tréfiles lisses Type 4	$TL50 \Phi > 6mm$	500	Treillis soudés uniquement emploi courant
	$TL50 \Phi \leq 6mm$	520	

Tableau I-1 : Caractéristique des nuances d'acier.

2- Diagramme déformation contrainte de calcul $\sigma_s = f(\epsilon\%)$.

Dans les calculs relatifs aux états limites, on introduit un coefficient de sécurité γ_s qui a les valeurs suivantes :

$\gamma_s = 1,15$ cas général.

$\gamma_s = 1.00$ cas des combinaison accidentelles.

Pour notre cas on utilise des aciers Fe E400.

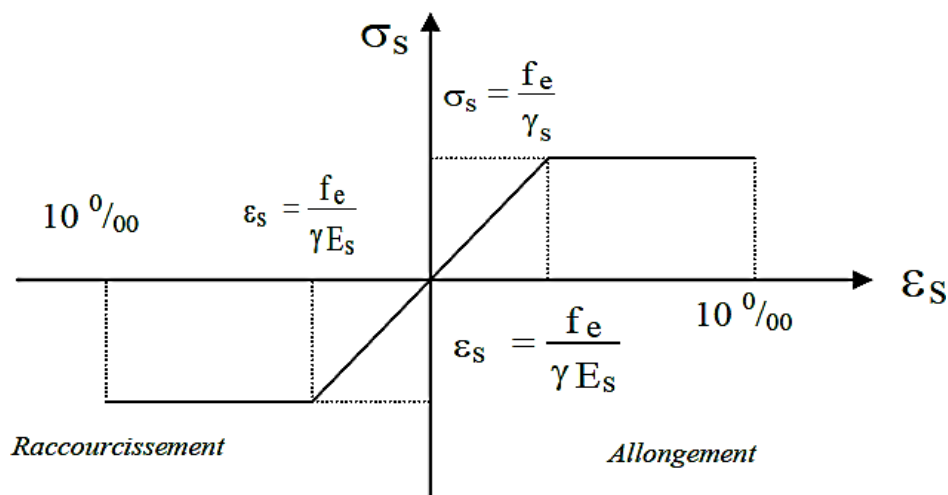


Figure I-8: Diagramme contrainte déformation d'acier.

Où $\varepsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s}$; Avec $E = 200\,000\text{ MPa}$. Avec : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

γ_s : Coefficient de sécurité.

$\gamma_s = 1$ cas de situations accidentelles.

$\gamma_s = 1,15$ cas de situations durable ou transitoire.

3- Contrainte limite de traction des armatures [2] (Article A.4.5.32)

On ne limite pas de la contrainte de l'acier sauf en état d'ouverture des fissures :

✓ Fissuration peu nuisible : pas de limitation.

✓ Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \sigma_{st} = \min(2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}})$.

✓ Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \sigma_{bc} = \min(1/2 f_e, 90 \sqrt{\eta f_{tj}})$.

η : coefficient de fissuration (=1 pour les **Ronds Lisses (RL)**, =1,6 pour les Hautes

Adhérences (HA)).

Poids volumique

Béton armé $\gamma_b = 25\text{ KN/m}^3$

Béton non armé $\gamma_b = 22\text{ KN/m}^3$

Acier $\gamma_b = 78,5\text{ KN/m}^3$

4- Etats limites

Suivant les règles **BAEL** on distingue deux états limites de calcul :

- Etats limite ultime de résistance **ELU**.
- Etats limite de service **ELS**.

a) ELU

Il consiste à l'équilibre entre les sollicitations d'action majorées et les résistances calculées en Supposant que les matériaux atteignent les limites de rupture minorées ce qui correspond aussi aux règlements parasismiques algérienne **RPA version 2024**. On doit par ailleurs vérifier que l'**ELU** n'est pas atteint en notant que les actions sismiques étant des actions accidentelles.

Hypothèse de calcul

- Les sections planes avant déformation restent planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance du béton à la traction est négligée.
- Les diagrammes déformations- contraintes sont définis pour.
- Le béton en compression.
- L'acier en traction et en compression.

b) ELS

Il consiste à l'équilibre des sollicitations d'action réelles (non majorées) et les sollicitations résistances calculées sans dépassement des contraintes limites. Les calculs ne se font qu'en cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

Hypothèse de calcul

Les sections droites restent planes.

- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Le béton tendu est négligé.
- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.

Par convention(n) correspond au rapport du module d'élasticité longitudinal de l'acier à celui du béton.

$$n = E_s / E_b = 15 \text{ « coefficient d'équivalente »}.$$

Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites

✓ **Etat limite ultime**

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante

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

✓ **Etat limite de service**

Combinaison d'action suivante : $G + Q$

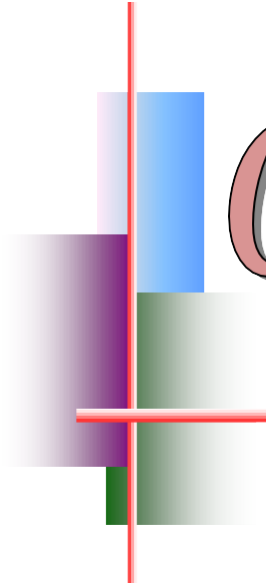
S'il y a intervention des efforts horizontaux dus au séisme, les règles parasismiques algériennes ont prévu des combinaisons d'action suivantes :

$$\begin{cases} G + \Psi \cdot Q + E1 \\ G + \Psi Q + E2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} G : \text{charge permanente.} \\ Q : \text{charge d'exploitation.} \end{cases}$$

ψ : Coefficient d'accompagnement, fonction de la nature et de la durée de la charge

d'exploitation et donné par le **Tableau (4.2) RPA2024 PAGE 84**



Chapitre II



*Prédimensionnement
des éléments et descente des charges*

II-1- Introduction:

Le prédimensionnement est très important, son but est de déterminer une épaisseur économique afin d'éviter un surplus d'acier et du béton.

II-2- Pré dimensionnement des plancher :

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport à leurs dimensions en plan. Ils sont des éléments de séparation horizontale entre les différents étages, ils assurent la transmission des charges vers les éléments porteurs (poutres, poteaux, voiles) et aussi une isolation thermique et phonique.

a) Plancher à corps creux (Figure II.2.1):

On a adopté pour des planchers à corps creux et ceci pour les raisons suivantes :

- ✓ la facilité de réalisation.
- ✓ Les portées de l'ouvrage sont importantes (max 4.40 m).
- ✓ Diminuer le poids de la structure et par conséquent la valeur de la force sismique.

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

➤ Résistance au feu**♦ D'après le BEAL 91**

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

On admet que : $e = 18 \text{ cm}$

➤ Condition de flèche

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

$$H_t \geq \frac{l_{\max}}{22,5} \quad (\text{Art B.6.8.4.2) BAEL 91}$$

$L_{\max}$: (longueur max d'une travée de la poutrelle entre nus des appuis).

$$L_{\max} = 490 - 35 = 455 \text{ cm}$$

$$H_t \geq \frac{l_{max}}{22.5} = \frac{350}{22.5} = 15.55 \text{ cm}$$

Donc : $h_t = 20 \text{ cm}$ (4 cm de la dalle de compression et 16 cm de corps creux).

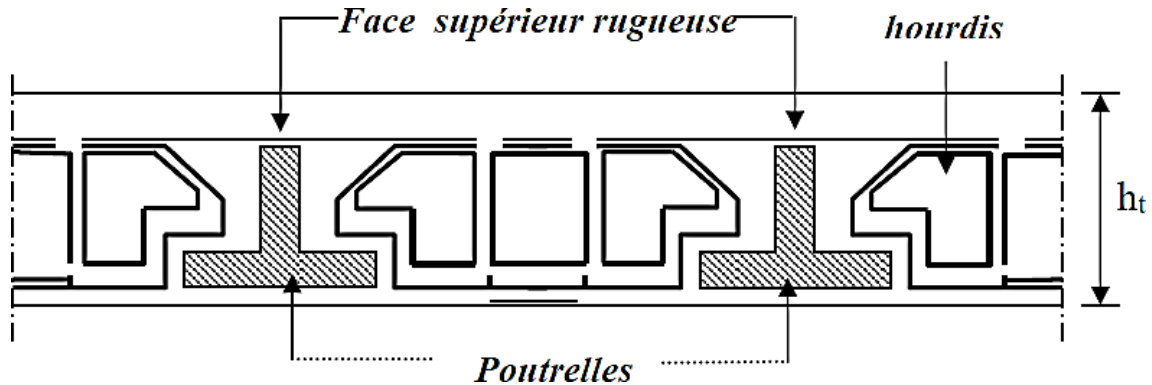


Figure II-2-1 : coupe verticale du plancher à corps creux.

➤ **Isolation phonique :**

Selon les règles techniques «CBA93» en vigueur en Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13cm pour obtenir une bonne isolation phonique.

On limite donc notre épaisseur à : $e = 20 \text{ cm}$

$$h_t = \max \{18, 20, 16\} \text{ (cm)}.$$

$$h_t = (16 + 4) \text{ cm} \text{ donc } h_t = 20 \text{ cm}.$$

a)-1- Dimensions des poutrelles : (Figure II-2-2)

Les poutrelles sont des sections en T, en béton armé servant à transmettre les charges vers les poutres principales.

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères

- Sont disposées parallèlement à la plus petite portée (sens porteur, le plancher travaillant dans un seul sens).
- Si les poutres dans les deux sens sont égales alors on choisit le sens où on a plus d'appuis (critère de continuité) car les appuis soulagent les moments en travée et diminuent la flèche.

$$b_1 = \min (l_n/2; l_{max}/10; 6h_0); \quad L_n : \text{distance entre axes des nervures et } h_0 = 4 \text{ cm}.$$

$$50 \text{ cm} \geq l_n \geq 80 \text{ cm}; \quad \text{donc } l_n = 65 \text{ cm}.$$

La largeur de la table de compression est égale à : $b = b_0 + 2b_1$

b_0 : La largeur de la nervure est telle que $0.3h_t \leq b_0 \leq 0.8h_t$

$$7.2 \leq b_0 \leq 19.2$$

Selon RPA 2024 :

On prend $b_0 = 15\text{cm}$

Avec :

$$b_1 = \min\left(\frac{b-b_0}{2}, \frac{L}{10}\right) \Rightarrow b_1 = \min\left(\frac{65-15}{2} = 25, \frac{350}{10} = 35\right)$$

Alors

$$b_1 = 25\text{ cm}$$

$$b = b_0 + 2b_1 = 65\text{ cm}$$

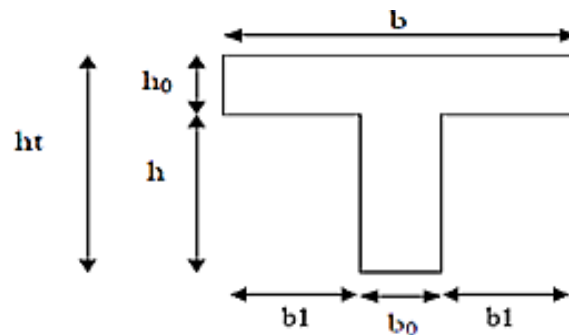


Figure II-2-2 : Section de la poutrelle.

b) Plancher en dalle pleine

Résistance à la flexion

- Dalles reposant sur deux côtés : $L_x / 35 \leq e \leq L_x / 30$.
- Dalles reposant sur trois ou quatre cotés : $e \geq (L_x / 20) + 7$

Avec ; L_x : est la petite portée du panneau le plus sollicité (cas défavorable).

Pour notre bâtiment la dalle pleine (balcon) est reposent sur trois côtés et $L_x = 0,9\text{ m}$.

$$e \geq \left(\frac{150}{20}\right) + 7 \Rightarrow e \geq 14.5\text{ cm}.$$

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

II-3- Prédimensionnement des poutres:

Les poutres sont des éléments en béton armé de section rectangulaire, leur rôle est de transmettre les charges aux poteaux qui les supportent. Le prédimensionnement de ces dernières se fera selon le **CBA 93** et le **RPA version 2024**.

Selon le **CBA 93**:

h : hauteur de la poutre

b : largeur de la poutre

a) Poutres principales:

La hauteur de la poutre est donnée comme suit :

$$\frac{490}{15} \leq h \leq \frac{490}{10} \Rightarrow 32.66 \text{ cm} \leq h \leq 49 \text{ cm}.$$

On adopte: **$h = 40 \text{ cm}$** .

La largeur de la poutre sera comme suit :

$$0.4 \cdot 40 \leq b \leq 0.7 \cdot 40 \Rightarrow 16 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}.$$

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

Vérifications selon le **RPA versions 2024** (art7.5.1). h

$$\geq 30 \text{ cm} \dots \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$b \geq 25 \text{ cm} \dots \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$h/b \leq 4 \Rightarrow 40/30 = 1.33 < 4 \dots \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

Les poutres principales sont d'une section **$(30 \times 40) \text{ cm}^2$** .

b) Poutres secondaires (chainages):

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles et leurs dimensions sont déterminées comme suit :

La hauteur par la condition de flèche :

$$\frac{350}{15} \leq h \leq \frac{350}{10}$$

$$23.33 \text{ cm} \leq h \leq 35 \text{ cm}.$$

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

La largeur de la poutre sera :

$$\left. \begin{array}{l} 0,4.h \leq b \leq 0,7.h \\ 14\text{cm} \leq b \leq 22.5\text{cm} \end{array} \right\}$$

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

Vérifications selon le **RPA versions 2024**(art7.5.1). h

$$\geq 30 \text{ cm} \quad 35 > 30\text{cm} \dots \Rightarrow \text{Vérifiée.}$$

$$b \geq 25\text{cm} \quad 25 = 25 \text{ cm} \dots \Rightarrow \text{Vérifiée.}$$

$$h/b \leq 4 \quad 35/30 = 1.40 < 4 \dots \Rightarrow \text{Vérifiée.}$$

$$b_{\max} \leq (1.5h + b_1)$$

Donc on prendra pour la poutre secondaire (chainage) la section **$(30 \times 35) \text{ cm}^2$** .

a) Poutre palière:

$$L_{\max} = 350 \text{ cm}$$

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \leq \dots \Rightarrow 23,33 \text{ cm} \leq h \leq 35 \text{ cm.} \quad \text{On prend; } h = 35 \text{ cm.}$$

La largeur de poutre : $0,4.h \leq b \leq 0,7. h$

$$\text{Donc : } 14\text{cm} \leq 25 \leq 24.5\text{cm.}$$

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

Alors la section de la poutre palière sera **$(30 \times 35) \text{ cm}^2$** .

Vérifications selon le **RPA versions 2024** (art7.5.1). h

$$\geq 30 \text{ cm} \dots \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$b \geq 25\text{cm} \dots \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$h/b \leq 4 \quad 35/25 = 1.40 < 4 \dots \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

II-4- Prédimensionnement des voiles:

Les voiles ou murs de contreventement peuvent être généralement définis comme des éléments verticaux à deux dimensions. Ils présentent une grande résistance et une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales. Par contre, dans la direction perpendiculaire à leur plan, ils offrent très peu de résistance vis-à-vis des forces horizontales et ils doivent être contreventés par d'autres murs ou par des portiques.

Les voiles sont dimensionnés en respectant les conditions du règlement parasismique algérien :

D'après le RPA 2024 article 7.7.1 « les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4e$) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. »

Avec : L : porté du voile.

e : épaisseur du voile.

- **L'article (7.7.1 RPA/V2024)** nous dit que « l'épaisseur minimale d'un voile est de 15 cm » ; de plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e) et des conditions de rigidité aux extrémités comme indique la figure ci-dessous ; c'est-à-dire :
- $e \geq \max(15\text{cm}; h_e/20)$ selon le cas qui se présente.

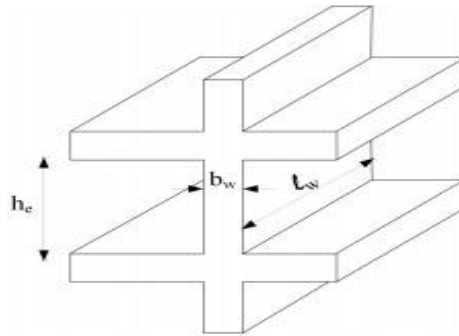


Figure 7.7: Spécifications pour les nœuds poteaux-poutres

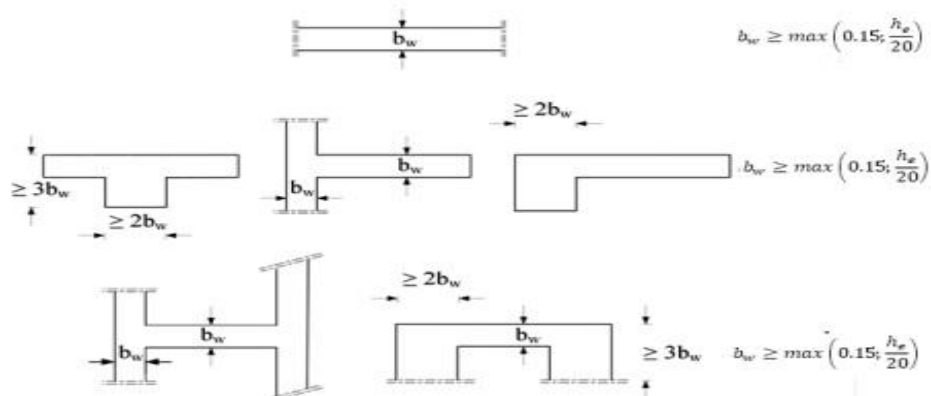


Figure II-4-1: Section réduite du voile.

- Niveau RDC+ étage courant:

A partir de la hauteur d'étage $h_e=3.06$ m et de la condition de rigidité aux extrémités suivante:

$$e \geq \frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.30 \text{ cm} \rightarrow e \geq 15.30 \text{ cm}$$

On adopte que : $e=20$ cm

la longueur du voile :

$$l_w \geq \max\left(\frac{h_e}{4}; 4b_w; 1\text{m}\right) = l_w \geq 1\text{m}$$

II-4-1- Disposition des voiles

Pour notre structure le système de contreventement est assuré conjointement par des voiles et des portiques dans les deux directions en plan. Pour assurer une meilleure résistance au séisme, nous devons de préférence avoir une distribution aussi régulière que possible des masses et des rigidités tant en plan qu'en élévation.

Donc le système de contreventement doit être disposé de façon à :

- Reprendre une charge verticale suffisante pour assurer sa stabilité
- Assurer une transmission directe des forces aux fondations.
- Minimiser les effets de torsion.

II-5-Redimensionnement des escaliers:

Dans une construction, la circulation entre les étages se fait par l'intermédiaire des escaliers. Les escaliers sont constitués par des volées préfabriquées en béton armé reposant sur des paliers coulés en place.

Le choix de ce type d'escalier a été retenu pour les avantages suivants :

- Rapidité d'exécution.
- Utilisation immédiate de l'escalier.

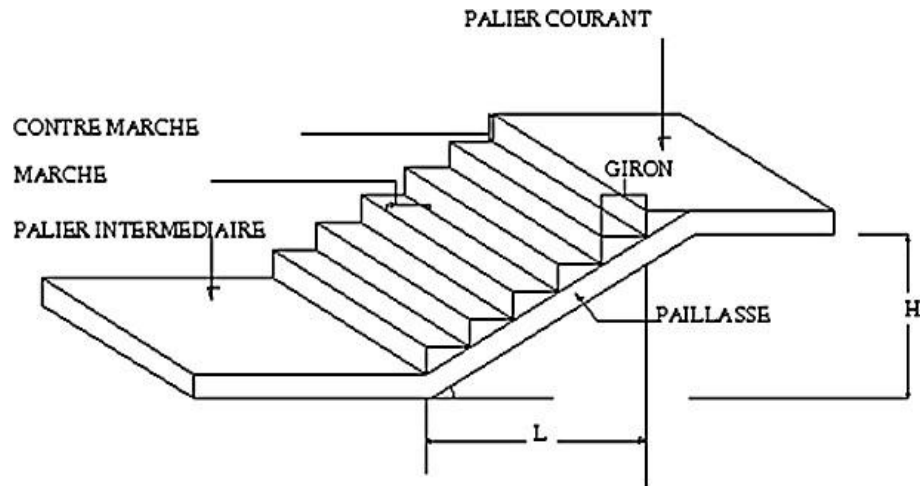


Figure II-5-1: schéma d'escalier.

Caractéristiques techniques:

Hauteur: $H=3.06$ m (RDC)

Hauteur: $H=3.06$ m (Etages)

Choisissons une hauteur de marche de 17 cm (valeur moyenne pour une marche).

Pour déterminer le giron, appliquons la formule de **Blondel**:

$$59 \text{ cm} < 2h + g < 66 \text{ cm.}$$

$$25 \text{ cm} \leq g \leq 32 \text{ cm}; \quad \text{soit un giron de } 30 \text{ cm.}$$

- Niveau RDC+ETAGE COURANT

Pour le rez-de-chaussée la hauteur d'étage est de 3.06 m. on a 2 volées:

Le volée 1 de hauteur : $h'= 1.53$ m

Le volée 2 de hauteur : $h' = 1.53$ m

Nombre de contre marches " N_c ":

$$N_c = \frac{\text{hauteur à montée}}{\text{hauteur de marche}}$$

La volée (1)+(2):

$$N_c = \frac{153}{17} = 9 \text{ contre marches.}$$

La longueur projetée de la paillasse (l'):

$$l' = (N_c - 1) \times g = (9 - 1) \times 30 = 240 \text{ cm.}$$

$$L' \text{ inclinaison de la paillasse: } \tan \alpha = \frac{h'}{l'} = \frac{153}{240} = 0.63; \text{ donc } \alpha = 32.21^\circ$$

$$L \text{ longueur de la paillasse (L) est: } L = (h' / \sin \alpha) = (153 / \sin 32.21^\circ) \Rightarrow L = 2.87 \text{ m.}$$

Epaisseur de dalle d'escalier :

$$l_{\max} = l_v + l_p \rightarrow l_{\max} = \sqrt{2.40^2 + 1.53^2} + 1.30 = 4.14 \text{ m}$$

Condition de flèche :

$$\frac{l_{\max}}{30} \leq ep \leq \frac{l_{\max}}{20} \rightarrow \frac{4.14}{30} \leq ep \leq \frac{4.14}{20} \rightarrow 0.13 \leq ep \leq 0.20 \text{ donc } ep = 0.15 \text{ cm.}$$

II-6-Descente des charges :

Introduction :

La descente de charges a pour but de déterminer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher et ce jusqu'à la fondation. Les charges réglementaires sont :

Les charges permanentes qui présentent le poids propre (G).

Les charges d'exploitation ou surcharges (Q).

Les planchers

a. Plancher terrasse

La terrasse est à une zone accessible et une zone inaccessible et réalisée en plancher à corps creux surmonté de plusieurs couches de protection en forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales.

<i>Matériaux</i>	<i>Epaisseur (cm)</i>	<i>D (kg/m³)</i>	<i>G (kg/m²)</i>
1-protection en gravillon	5	1600	80
2-Etanchéité multicouche	5	200	10
3-Forme de pente 1%	10	2200	220
4-Isolation thermique	4	400	16
5-Dalle en corps creux	16+4	1360	280
6-Enduit plâtre	2	1000	20
7-Couche de papier kraft	/	/	1
8-couche de par vapeur	0,8	1200	10

Tableau II-6-1 : Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse en corps creux.

La charge permanente **G** = 637 Kg/m²

La charge d'exploitation (terrasse inaccessible) **Q** = 100 Kg/m².

La charge d'exploitation (terrasse accessible) **Q** = 150 Kg/m².

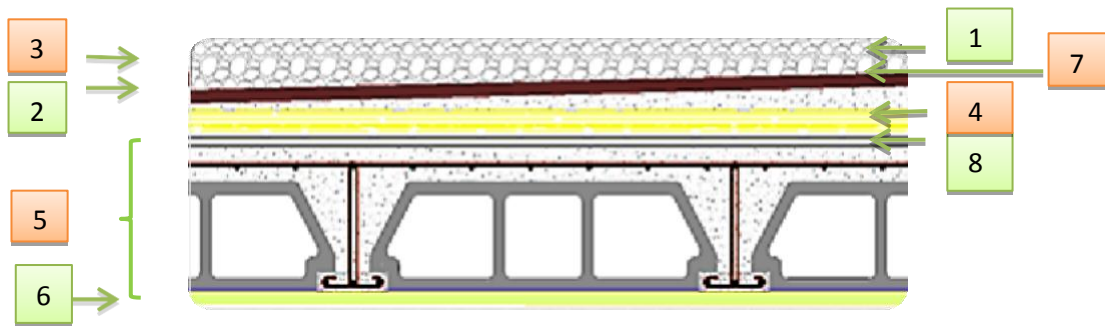


Figure II-6-1: Composants d'un plancher terrasse en corps creux.

b. Plancher étages courant

Les plancher des étages courant sont en corps creux.

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (Kg/m ³)	G (Kg/m ²)
1-Carrelage	2	2200	44
2-Mortier de pose	2	2000	40
3-Lite de sable	3	1800	54
4-Dalle en corps creux	16+4	1360	280
5-Enduit plâtre	2	1000	20
6-Cloison de séparation	10	1000	100

Tableau II-6-2: Evaluation des charges permanentes du plancher courant.

La charge permanente $G = 538 \text{ Kg/m}^2$.

La charge d'exploitation (chambres) $Q = 150 \text{ Kg/m}^2$.

La charge d'exploitation (hall de circulation) $Q = 250 \text{ Kg/m}^2$.

La charge d'exploitation (balcon) $Q = 350 \text{ Kg/m}^2$.

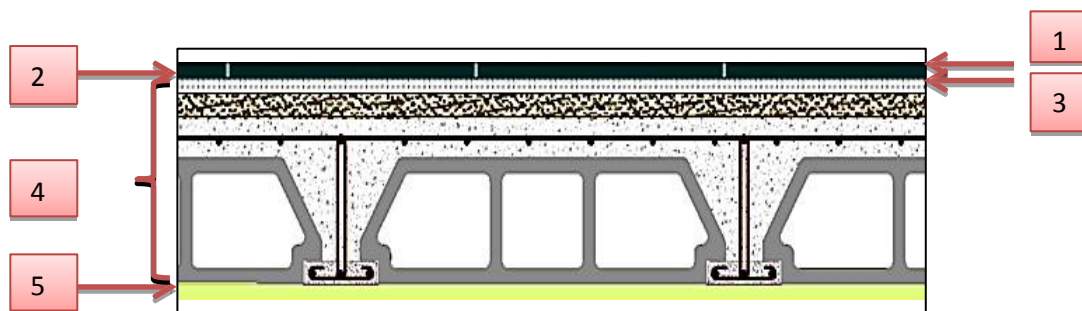


Figure II-6-2 : Coupe plancher étage courant.

2) Mur extérieur (double cloison)

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (Kg/m ³)	G (Kg/m ²)
1-Brique creuse	25	1400	350
2-Enduit plâtre	2	1200	24
3-Enduit ciment	2	2000	40
Total			G=414

Tableau II-6-3 : Evaluation des charges permanentes dues au mur extérieur.

La charge permanente (niveau RDC) $G=414 \times (3.06-0.40) = 1101.24 \text{ Kg/ml}$.

La charge permanente (niveau étage courant) $G = 414 \times (3.06-0.40) = 1101.24 \text{ Kg/ml}$.

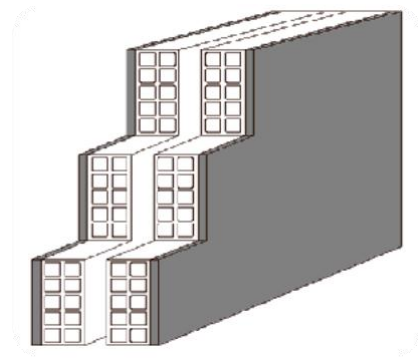
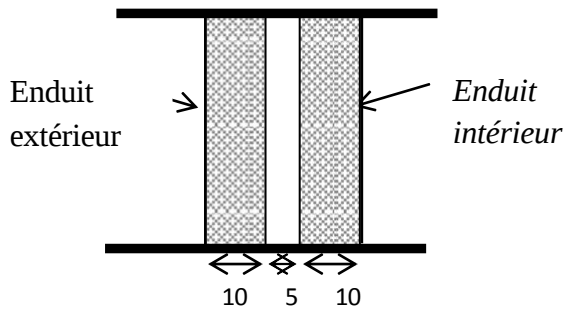


Figure II-6-3. : Remplissage en double paroi.

Figure II-6-4 : Mur extérieur.

1) Murs intérieurs (simple cloison)

N°	Composants	Épaisseur(m)	Poids volumique	Poids surfacique
1	Enduit en ciment	0.02	2000	40
2	Brique creuse	0,10	900	90
3	Enduit en ciment	0,02	1400	28
Total				158

Tableau II-6-4 : Charge permanente du mur double cloison

. La charge permanente (niveau RDC) $G = 158 \times (3.06 - 0.40) = 420.28 \text{ Kg/ml}$.

La charge permanente (niveau étage courant) $G = 158 \times (3.06 - 0.40) = 420.28 \text{ Kg/ml}$.

La charge permanente (niveau étage courant : balcon) $G = 158 \times 1.00 = 158 \text{ Kg/ml}$.

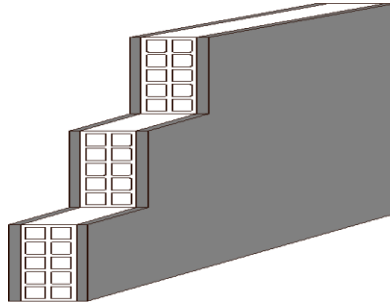


Figure II-6-5 : Mur simple cloison.

2) L'acrotère

$$S = (0.03 \times 0.066) / (2) + (0.07 \times 0.066) + (0.018 \times 0.1) + (0.10 \times 0.50) = 0.05741 \text{ m}^2$$

$$P = (0.05741 \times 2500) = 143.525 \text{ Kg/ml}$$

$$\text{Charge permanente } G = 143.525 \text{ Kg/ml}$$

$$\text{Charge d'exploitation } Q = 100 \text{ Kg/ml}$$

3) Les balcons : Nos balcons sont en dalle pleine

Matériaux	Epaisseur	D (Kg/m ³)	G (Kg/m ²)
1-Carrelage	2	2200	44
2-Mortier de pose	2	2000	40
3-Lit de sable	3	1800	54
4-Dalle en BA	15	2500	375
5-Enduit ciment	2	2000	40

Tableau II-6-6 : Evaluation des charges permanentes de dalle de balcon.

$$\text{La charge permanente } G = 553 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{La charge d'exploitation } Q = 350 \text{ Kg/m}^2$$

4) L'escalier**- Palier**

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (Kg/m ³)	G (Kg/m ²)
1-Carrelage	2	2200	44
2-Mortier de pose	2	2000	40
3-Lit de sable	3	1800	54
4-Dalle en BA	15	2500	375
5-Enduit ciment	2	2000	40

Tableau II-6-6 : Evaluation des charges permanentes de palier.

La charge permanente $G = 553 \text{ Kg/m}^2$, La charge d'exploitation $Q = 250 \text{ Kg/m}^2$.

- Paillasse

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (Kg/m ³)	G (Kg/m ²)
1-Carrelage	2	2200	44
2-Mortier de pose	2	2000	40
3-Lit de sable	2	1800	36
4-Marche	17	2200	$(0,17/2) \times 2200 = 187$
5-Paillasse	15	2500	$(2500 \times 0.15) / \cos 32.21 = 443.20$
6-Enduit ciment	2	2000	40
7-Gardes corps	/	/	20

Tableau II-6-7 : Evaluation des charges permanentes de Paillasse niveau

RDC.

La charge permanente $G = 810.20 \text{ Kg/m}^2$.

La charge d'exploitation $Q = 250 \text{ Kg/m}^2$.

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (Kg/m ³)	G (Kg/m ²)
1-Carrelage	2	2200	44
2-Mortier de pose	2	2000	40
3-Lit de sable	2	1800	36
4-Marche	17	2200	$(0,17/2) \times 2200 = 187$
5-Paillasse	15	2500	$(2500 \times 0,15) / \cos 32,21 = 443,20$
6-Enduit ciment	2	2000	40
7-Gardes corps	/	/	20

Tableau II-6-8 : Evaluation des charges permanentes de paillasse niveau étage courant.

La charge permanente $G = 810,20 \text{ Kg/m}^2$.

La charge d'exploitation $Q = 250 \text{ Kg/m}^2$.

II-7-Prédimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appuis, pour transmettre les charges aux fondations.

On dimensionne les poteaux, en utilisant un calcul basé sur la descente des charges permanentes et des surcharges d'exploitation à l'état limite ultime ($N_u = 1,35G + 1,5Q$).

II-7-1-Etapes de Prédimensionnement:

- Dimensionnements des poteaux.
- Choix du poteau le plus sollicité.
- Calcul de la longueur de flambement L_f .
- Détermination des charges permanentes et d'exploitation revenant à ce poteau.
- vérification de l'effort normale du poteau.
- vérification de la contrainte du béton.
- Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux conditions du **RPA version 2024**.

II-7-2-Prédimensionnement des poteaux centraux:

1- Dimensions des poteaux :

Les dimensions de la section transversale des poteaux rectangulaire doivent répondre aux conditions du **RPA 2024** : $\min (a,b) \geq 25 \text{ cm}$ en zone IV.

Niveau d'étage		4eme	3eme	2eme	1ere	RDC
Dimension du poteau	a (cm)	35	35	35	35	35
	b (cm)	35	35	35	35	35

Tableau II-7-1: Prédimensionnement des poteaux.

2- Choix du poteau le plus sollicité :

Dans notre structure, le poteau le plus sollicité est le poteau « **H-2** ».

La surface reprise par le poteau :

$$S_p = (1.47 \times 2.27 + 1.82) + (1.47 \times 2.27 + 1.82) = 12.02 \text{ m}^2.$$

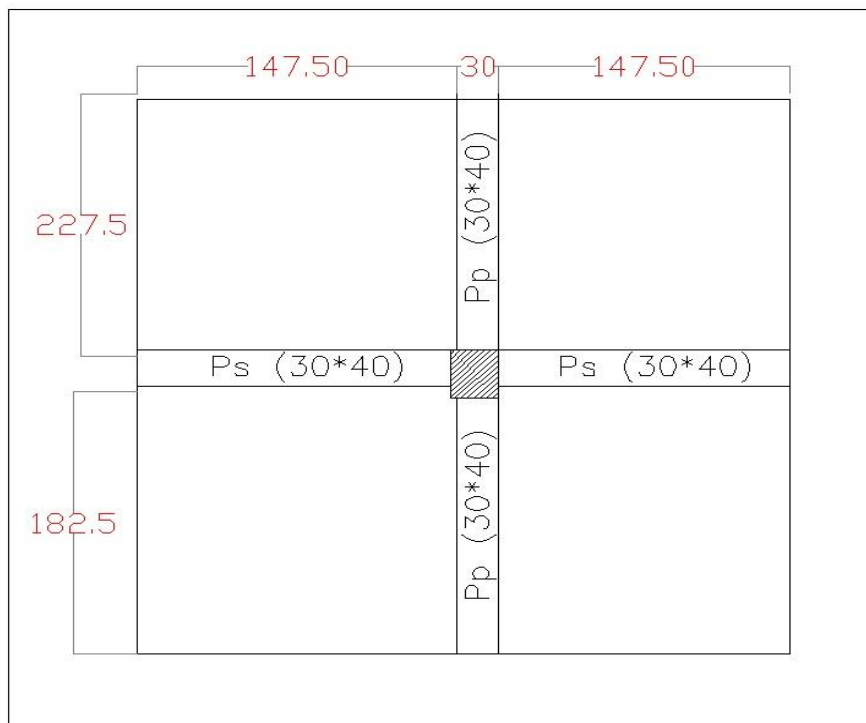


Figure II-7-1: Représentation du poteau central le plus sollicité.

3- Calcul de la longueur de flambement L_f :

Le règlement **CBA93** définit la longueur de flambement L_f comme suit :

$0,7 \times L_0$: si le poteau est à ses extrémités :

Soit encastré dans un massif de fondation.

Soit assemblé à des poutres de plancher ayant au moins la même raideur que lui dans le sens considéré et le traversant de part en part.

➤ L_0 : dans les autres cas.

Pour notre cas, on prend : $L_f = 0,7 L_0$ (poteau avec des extrémités encastrées jusqu'à fondation).

RDC+ Etage courant $\Rightarrow L_f = 0,7 \times 3,06 = 2,142 \text{ m}$

4- Calcul de normal admissible l'effort N_u :

L'effort normal admissible est :

$$\overline{N_u} = \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} \right]$$

Avec :

N_u : Effort normal admissible à l'ELU.

B_r : Section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie:

RDC : $B_r = (a - 2) \times (b - 2) = (35 - 2) \times (35 - 2) = 1089 \text{ cm}^2$

Etage courant : $B_r = (a - 2) \times (b - 2) = (35 - 2) \times (35 - 2) = 1089 \text{ cm}^2$

γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que:

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

$\gamma_b = 1,15$ situation accidentelle.

γ_s : Coefficient de sécurité d'acier tel que:

$\gamma_s = 1,15$ situation durable ou transitoire.

$\gamma_s = 1,20$ situation accidentelle.

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ et $f_e = 400 \text{ MPa}$: Résistances caractéristiques du béton et de l'acier.

A_s : Section d'armatures dans le poteau prise égale à 0,15% de la section réelle du poteau (section estimé).

α : Coefficient en fonction de l'élancement du poteau

Selon le BAEL 91 révisée 99 (Art B.8.4.1).

$$\alpha = \frac{0.85}{1+0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \text{ pour } \lambda < 50 \text{ et } \alpha = \left(0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2\right) ; \text{ pour } 50 \leq \lambda \leq 70.$$

$$\left(\lambda = \frac{l_f}{i}\right) ; \left(i = \sqrt{\frac{I}{B}}\right) ; I = \left(\frac{a^4}{12}\right)$$

Où : i : Rayon de giration ; λ : L'élancement géométrique ; l_f : Longueur de flambement.
 a : plus petit Dimension du poteaux.

Niveaux	Dimension (cm ²)	Br (cm ²)	L _f (m)	λ	α	As (mm ²)	$\overline{N_u}$ (kN)
4 ^{ème} étage	35*35	1089	2.14	19.98	0.798	280	1609.30
3 ^{ème} étage	35*35	1089	2.14	19.98	0.798	280	1609.30
2 ^{ème} étage	35*35	1089	2.14	19.98	0.798	280	1609.30
1 ^{ère} étage	35*35	1089	2.14	19.98	0.798	280	1609.30
RDC	35*35	1089	2.14	19.98	0.798	280	1609.30

Tableau II-7-2: Calcule l'effort admissible des poteaux $\overline{N}$.

3- Descente de charges:

La descente de charges désigne l'opération consistant à calculer les efforts normaux résultant de l'effet des charges verticales sur les divers éléments porteurs verticaux (poteaux ou murs) ainsi que les fondations.

A) Charges d'exploitation :

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.

$$Q_0 + \frac{3 + N}{2N} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n.)$$

Avec n : Nombre d'étage on démarre de haut en bas (le premier étage est "0").

Q_0 : La charge d'exploitation sur la terrasse.

$Q_1, Q_2, \dots, Q_n$: Les charges d'exploitations des planchers respectifs.

4 ^{ème}	$Q_{cum}=Q_0$
3 ^{ème}	$Q_{cum}=Q_0+ Q_1$
2 ^{ème}	$Q_{cum}= Q_0+ 0,95 (Q_1 + Q_2)$
1 ^{er}	$Q_{cum}= Q_0+0,9 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$
RDC	$Q_{cum}= Q_0+ 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Tableau II-7-3: Dégression des charges d'exploitation.

Niveaux	q (kN/m ²)	S (m ²)	Q = q x S (kN)		$\frac{3+n}{2n}$	Q _{cum} (kN)
4 ^{ème} étage	1	12.02	Q0=	12.02	1	12.02
3 ^{ème} étage	1,5	12.02	Q1=	18.03	1	30.05
2 ^{ème} étage	1,5	12.02	Q2=	18.03	0,95	47.17
1 ^{ère} étage	1,5	12.02	Q3=	18.03	0,90	63.40
RDC	1,5	12.02	Q4=	18.03	0,85	78.72

Tableau II-7-4: Détermination des charges d'exploitations.

A) Charges permanentes et l'effort normal «Nu» :

4^{ème} étage:

$$G_{\text{plancher terrasse}} = G \times S_p = 6.37 \times 12.02 = 76.56 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.P}} = [(0.30 \times 0.40) (2.27 + 1.82)] \times 25 = 12.39 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.S}} = [(0.30 \times 0.35) (1.47 + 1.47)] \times 25 = 7.71 \text{ KN}$$

$$G = 96.66 \text{ KN.}$$

3^{ème} étage & 2^{ème} étage & 1^{ère} étage et RDC:

$$G_{\text{plancher}} = G \times S_p = 5.38 \times 12.02 = 64.66 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.P}} = [(0.30 \times 0.40) (2.27 + 1.82)] \times 25 = 12.39 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.S}} = [(0.30 \times 0.35) (1.47 + 1.47)] \times 25 = 7.71 \text{ KN}$$

$$G_{\text{mur simple}} = 2.66 \times (1.82 + 1.47 + 1.47) \times 0.7 = 8.86 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poteau}} = 0.35 \times 0.35 \times 3.06 \times 25 = 9.37 \text{ KN} \quad G = 103 \text{ KN}$$

4- Vérification selon le BAEL91 révisées 99:

4-1 Vérifications de l'effort normale des poteaux $Nu \leq \overline{N_u}$.

Niveaux	G (kN)	G _{cum} (kN)	Q _{cum} (kN)	Nu (kN)	$\overline{N_u}$ (kN)	$Nu \leq \overline{N_u}$
4 ^{ème} étage	96.66	96.66	12.02	148.52	1687.01	Oui
3 ^{ème} étage	103.00	199.66	30.05	314.61	1687.01	Oui
2 ^{ème} étage	103.00	302.66	47.17	479.34	1687.01	Oui
1 ^{ère} étage	103.00	405.66	63.40	642.74	1687.01	Oui
RDC	103.00	508.66	78.72	804.77	1687.01	Oui

Tableau II-7-5: Vérifications de l'effort normale des poteaux $Nu \leq \overline{N_u}$.

4.2. Vérification de la contrainte du béton $(Nu/B) \leq \frac{0.85 * f_{c28}}{\gamma_b}$

Niveaux	B (cm ²)	Nu (kN)	Nu/B (MPa)	$\frac{0.85 * f_{c28}}{\gamma_b}$ (MPa)	$(Nu/B) \leq \frac{0.85 * f_{c28}}{\gamma_b}$
4 ^{ème} étage	35*35	148.52	1.21	14,17	Oui
3 ^{ème} étage	35*35	314.61	2.56	14,17	Oui
2 ^{ème} étage	35*35	479.34	3.91	14,17	Oui
1 ^{ère} étage	35*35	642.74	5.24	14,17	Oui
RDC	35*35	804.77	6.56	14,17	Oui

Tableau II-7-6: vérification de la contrainte du béton $(Nu/B) \leq \frac{0.85 * f_{c28}}{\gamma_b}$ des poteaux.

5- Vérification selon le RPA version 2024:

D'après le RPA version 2024, les clauses suivantes doivent être vérifiées :

A) - Coffrage

condition à vérifier	Application de condition	Vérification
$\text{Min}(b, h) \geq 30\text{cm}$	$\text{Min}(b, h) = 35\text{ cm} \geq 30\text{cm}$	Oui
$\text{Min}(b, h) \geq h/20$	$\text{Min}(b, h) = 35\text{cm} \geq (h/20) = (2.66)/20 = 17,1\text{ cm}$	Oui
$0.25 \leq (b/h) \leq 4$	$0,25 \leq (30/40) = 0,7 \leq 4$	Oui

Tableau II-7-7: 1^{ère} Vérification selon le RPA version 2024 des dimensions des poteaux.

B) -Vérification des sollicitations normale

Pour éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'emblée dues à séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0,35$$

Niveaux	N_d (kN)	f_{c28} (kN/cm ²)	B (cm ²)	$\frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0,35$	Observation
4 ^{ème} étage	148.52	2,50	1225	0.04	Condition vérifiée
3 ^{ème} étage	314.61	2,50	1225	0.10	Condition vérifiée
2 ^{ème} étage	479.34	2,50	1225	0.15	Condition vérifiée
1 ^{ème} étage	642.74	2,50	1225	0.20	Condition vérifiée
RDC	804.77	2,50	1225	0.26	Condition vérifiée

Tableau II-7-8: 2^{ème} Vérification selon le RPA version 2024 des dimensions des poteaux.

II-7-3-Prédimensionnement des poteaux de rive et d'angle:

1. Dimensions des poteaux :

Les dimensions de la section transversale des poteaux rectangulaire doivent répondre aux conditions du RPA version 2024 : $\text{min}(a, b) \geq 30\text{ cm}$ en zone IV.

Niveau d'étage		5eme	4eme	3eme	2eme	1ere	RDC
Dimension du poteau	a (cm)	35	35	35	35	35	35
	b (cm)	35	35	35	35	35	35

Tableau II-7-9: Prédimensionnement des poteaux.

2- Choix du poteau le plus sollicité :

Dans notre structure, le poteau le plus sollicité est le poteau « c-7 ».

La surface reprise par le poteau :

$$S_p = (1,47 \times 1,82) + (1,47 \times 1,82) = 5,35 \text{ m}^2$$

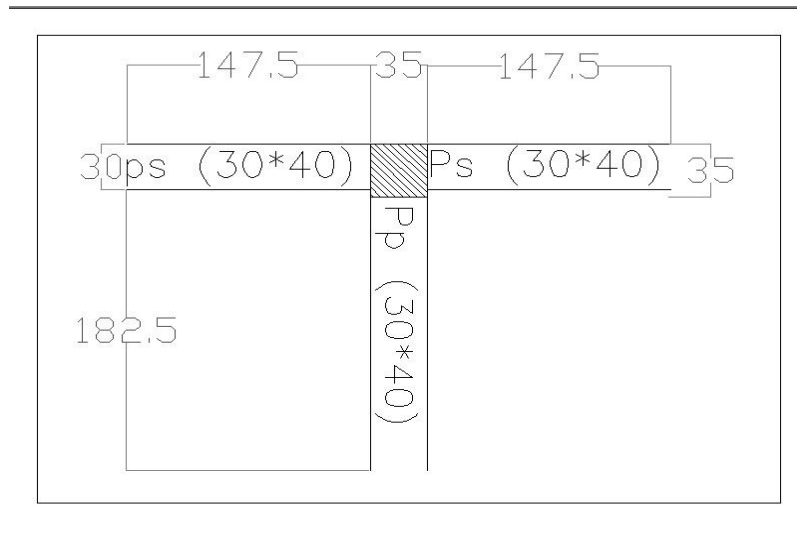


Figure II-7-2- : Représentation du poteau de rive le plus sollicité.

3. Descente de charges:

A) Charges d'exploitation :

Niveaux	q (kN/m²)	S (m²)	Q = q x S (kN)		$\frac{3+n}{2n}$	Q _{cum} (kN)
4 ^{ème} étage	1	5.35	Q1=	5.35	1	5.35
3 ^{ème} étage	1,5	5.35	Q2=	8.02	1	13.37
2 ^{ème} étage	1,5	5.35	Q3=	8.02	0,95	20.98
1 ^{ère} étage	1,5	5.35	Q4=	8.02	0,90	28.19
RDC	1,5	5.35	Q5=	8.02	0,85	35.00

Tableau II-7-10 : Détermination des charges d'exploitations.

B) Charges permanentes et l'effort normal «Nu» :**C) 4^{ème} étage:**

$$G_{\text{plancher terrasse}} = G \times S_p = 6.37 \times 5.35 = 34.07 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.P}} = [(0.30 \times 0.40) (1.82)] \times 25 = 5.46 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.S}} = [(0.30 \times 0.35) (1.47 + 1.47)] \times 25 = 7.71 \text{ KN}$$

$$G = 47.24 \text{ KN.}$$

3^{ème} étage & 2^{ème} étage & 1^{ère} étage et RDC:

$$G_{\text{plancher}} = G \times S_p = 5.38 \times 5.35 = 28.78 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.P}} = [(0.30 \times 0.40) (1.82)] \times 25 = 5.46 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.S}} = [(0.30 \times 0.35) (1.47 + 1.47)] \times 25 = 7.71 \text{ KN}$$

$$G_{\text{mur double p}} = 0.70 \times (1.47 + 1.47) \times 2.66 = 5.47 \text{ KN}$$

$$G_{\text{mur simple p}} = 0.70 \times (1.82) \times 2.66 = 3.38 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poteau}} = 0.35 \times 0.35 \times 3.06 \times 25 = 9.37 \text{ KN}$$

$$G = 60.17 \text{ KN.}$$

4. Vérification selon le BAEL91 révisées 99:

4-1- Vérifications de l'effort normale des poteaux $Nu \leq \overline{Nu}$.

Niveaux	G (kN)	G _{cum} (kN)	Q _{cum} (kN)	Nu (kN)	$\overline{Nu}$ (kN)	$Nu \leq \overline{Nu}$
4 ^{ème} étage	47.24	47.24	5.35	71.80	1609.30	Oui
3 ^{ème} étage	60.17	107.42	13.37	165.07	1609.30	Oui
2 ^{ème} étage	60.17	167.58	20.98	257.70	1609.30	Oui
1 ^{ère} étage	60.17	227.75	28.19	349.74	1609.30	Oui
RDC	60.17	287.92	35.00	441.19	1609.30	Oui

Tableau II-7-11: Vérifications de l'effort normal des poteaux $Nu \leq \overline{Nu}$.

4-2- Vérification de la contrainte du béton $(Nu/B) \leq \frac{0.85 * f_{c28}}{\gamma_b}$

Niveaux	B (cm ²)	Nu (kN)	Nu/B (MPa)	$\frac{0.85 * f_{c28}}{\gamma_b}$ (MPa)	$(Nu/B) \leq \frac{0.85 * f_{c28}}{\gamma_b}$
4 ^{ème} étage	35*35	71.80	0.59	14,17	Oui
3 ^{ème} étage	35*35	165.07	1.34	14,17	Oui
2 ^{ème} étage	35*35	257.70	2.10	14,17	Oui
1 ^{ère} étage	35*35	349.74	2.85	14,17	Oui
RDC	35*35	441.19	3.60	14,17	Oui

Tableau II-7-12: vérification de la contrainte du béton $(Nu/B) \leq \frac{0.85 * f_{c28}}{\gamma_b}$ des poteaux.

5- Vérification selon le RPA version 2024:

D'après le RPA version 2024, les clauses suivantes doivent être vérifiées :

A) - Coffrage

condition à vérifier	Application de condition	Vérification
$\text{Min}(b, h) \geq 30\text{cm}$	$\text{Min}(b, h) = 35\text{cm} \geq 30\text{cm}$	Oui
$\text{Min}(b, h) \geq h_e/20$	$\text{Min}(b, h) = 35\text{cm} \geq (h_e/20) = (2.66)/20 = 17.1\text{ cm}$	Oui
$0.25 \leq (b/h) \leq 4$	$0.25 \leq (35/35) = 1 \leq 4$	Oui

Tableau II-7-13 : 1ère Vérification selon le RPA version 2024 des dimensions des poteaux.

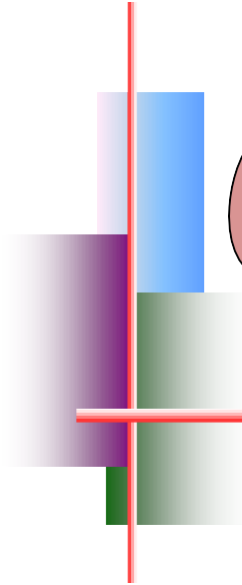
B) -Vérification des sollicitations normale

éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'emblée dues à séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0,35$$

Niveaux	N_d (kN)	f_{c28} (kN/cm ²)	B (cm ²)	$\frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0,35$	Observation
4 ^{ème} étage	71.80	2,50	1225	0.02	Condition vérifiée
3 ^{ème} étage	165.07	2,50	1225	0.05	Condition vérifiée
2 ^{ème} étage	257.70	2,50	1225	0.08	Condition vérifiée
1 ^{ème} étage	349.74	2,50	1225	0.11	Condition vérifiée
RDC	441.19	2,50	1225	0.14	Condition vérifiée

Tableau II-7-14 : 2^{ème} Vérification selon le RPA version 2024 des dimensions des poteaux.



Chapitre III



Etude des éléments secondaires

III-1- Introduction:

Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments:

Les éléments porteurs principaux qui contribuent directement au contreventement. Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement.

Dans ce chapitre nous considérons l'étude des éléments que comporte notre bâtiment. Nous citons l'acrotère, les escaliers, les balcons. Le calcul de ses éléments s'effectue suivant les règlement du **B.A.E.L** en respectant le Règlement Parasismique Algérien **RPA version 2024**.

III-2- Etude de l'acrotère:

L'acrotère est un élément placé à la périphérie du plancher terrasse, cet élément est assimilé à une console encastrée dans le plancher, son rôle est la sécurité et la protection contre les infiltrations des eaux pluviales. Il forme une paroi protégeant contre tout risque de chute.

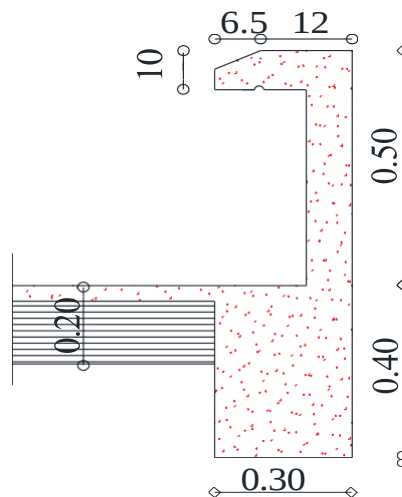


Figure III-2-1: Schéma de l'acrotère.

III-2-1- Evaluation des charges:

Calcul du poids de l'acrotère : il sera évalué à partir des volumes de béton mis en place pour une bande de largeur 1ml.

$$W_P = \gamma_{\text{béton}} \times S \times 1\text{ml}$$

$$W_P = 2500 \times \left[\frac{1}{2} (0.066 \times 0.03) + (0.066 \times 0.07) + (0.1 \times 0.018) + (0.1 \times 0.5) \right]$$

$$= 143,53\text{kg}$$

Effort sismique au sommet de l'acrotère :

L'action sismique sur les éléments non structuraux est donnée par l'article (6.3.2) des règles **RPA 2024**; Selon ces règles, les forces horizontales de calcul sur les éléments non structuraux (tels que les acrotères) sont calculées suivant la formule suivante:

$$F_p = 4 * A * C_p * W_p$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau 4.1 du **RPA/2024**.

Pour la zone **IIa**, et le groupe d'usage 2 $\Rightarrow A = 0,15$.

C_p : Facteur de force horizontale donné par le tableau 6.1 du **RPA/2024**.

Pour les éléments en consol **C_p = 0.8**.

W_p : Poids propre de l'acrotère.

$$W_p = 143.53 \text{ kg.}$$

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 143,53 = 68.89 \text{ kg/ml ;}$$

Valeur de la main courante: $F = 100 \text{ kg/m}$

$$\text{A l'état limite ultime: } F_{ELU} = 1,5 \times 100 = 150 \text{ kg} > F_p = 82,8 \text{ kg}$$

Ainsi, le cas le plus défavorable correspond à la main courante qui servira au ferraillage de l'acrotère.

III-2-2- Ferraillage de l'acrotère:

Le travail consiste à étudier une section rectangulaire soumise à la flexion simple avec une largeur de 1m:

$$h = 10 \text{ cm; } b = 100 \text{ cm; } c = 2 \text{ cm; } d = h - c = 8 \text{ cm.}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa ; } f_{t28} = 2,1 \text{ MPa ; } f_{bc} = 14,17 \text{ MPa ; } \sigma_{st} = 348 \text{ Mpa.}$$

Fissuration préjudiciable.

- Etat limite ultime:

$$M_u = F_{ELU} \times h_{acrotère} = 150 \times 0,5 = 75 \text{ kg.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}}$$

$$\text{Avec: } f_{bu} = 14,17 \text{ MPa;}$$

$$\mu = \frac{75 \times 10^4}{1000 \times 80^2 \times 14,17} = 0,0083 < \mu_l = 0,392.$$

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

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0104$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = (1 - 0,4 \times 0,0104) = 0,996$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{75 \times 10^4}{0,996 \times 80 \times 348} = 27,04 \text{ mm}^2$$

- Etat limite de service

$$M_{ELS} = F \times h_{acrotère} = 100 \times 0,5 = 50 \text{ kg.m}$$

Bornage de la contrainte dans les aciers:

Puisque la fissuration est considérée comme préjudiciable alors:

$$\sigma_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right\} = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} \times 400, 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} = 201,6 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{30 M_{ser}}{b_0 (h - c)^2 \cdot \bar{\sigma}_s} = \frac{30 \times 50 \times 10^4}{1000 \times 80^2 \times 201,6} = 0,0116.$$

$\alpha = (\mu)$, est déterminé d'après un abaque.

$$\mu = 0,0116 \Rightarrow \alpha = 0,105$$

D'où une section à l'état limite de service de :

$$A_s = \frac{b \times d \times \alpha^2}{30 \times (1 - \alpha)} = \frac{1000 \times 80 \times (0,105)^2}{30 \times (1 - 0,105)} = 32,84 \text{ mm}^2.$$

La contrainte dans le béton sera de:

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s \cdot \alpha}{(1 - \alpha)} = \frac{201,6 \times 0,105}{15(1 - 0,105)} = 1,57 \text{ MPa} < 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}.$$

- Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 (bd) \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 (1000 \times 80) \times \frac{2,1}{400} = 96,6 \text{ mm}^2$$

- Section minimale:

$$A = 0,5 \cdot (B/100) = 0,5 \cdot [(10 \cdot 50)/100] = 2,5 \text{ cm}^2.$$

- Choix de la section des armatures:

$$A = (A_u; A_{ELS}; A_{min}, A) = 2,5 \text{ cm}^2$$

On adoptera une section d'armatures longitudinales constituée de 6HA8/ml, de section

$$3,02 \text{ cm}^2$$

- Armatures de répartition (A_r):

$$A_r \geq \frac{A}{4} = \frac{3,02}{4} = 0,76 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA8/ml, de section **2,01 cm²**.

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

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ (τ_u : contrainte de cisaillement maximale)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} ; \quad V_u = 1,5F = 1,5 \times 100 = 150 \text{ kg.}$$

$$\tau_u = \frac{150 \times 10}{10^3 \times 80} = 0,019 \text{ MPa}$$

La console est un élément assimilé à une dalle, par conséquent la vérification vis-à-vis du cisaillement se fera avec:

$$\bar{\tau}_u = \frac{0.075}{\gamma_b} \times f_{c28} = \frac{0.075}{1.5} \times 25 = 1.25 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,019 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 12,5$, La condition étant vérifiée, on peut donc se dispenser des aciers transversaux.

- **Disposition des armatures:**

Étant donné le sens aléatoire du séisme et du vent, on placera des armatures longitudinales symétriques sur les 2 faces de l'acrotère. Le schéma du ferraillage est illustré à travers la figure suivante:

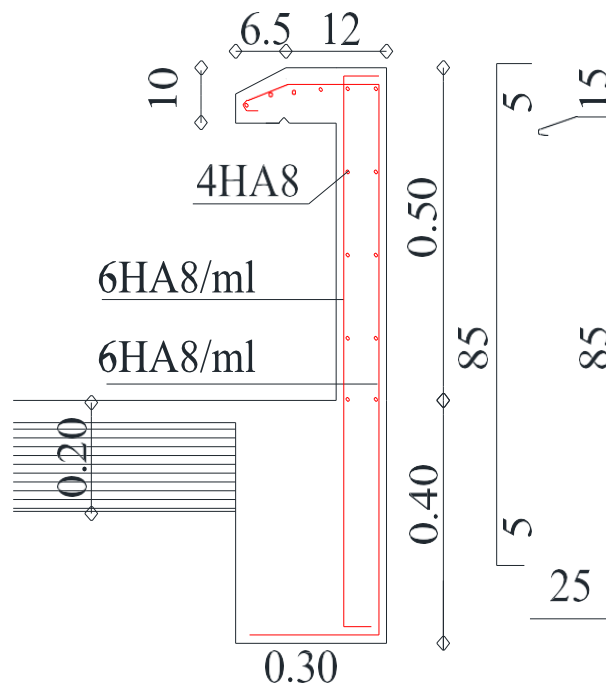


Figure III-2-2 : Schéma de ferraillage de l'acrotère.

III-3- Etude des escaliers:**III-3-1- Introduction:**

L'escalier est un élément de l'ouvrage permettant la communication entre les différents étages.

III-3-2- Terminologie:

Un escalier se compose d'un nombre de marches, on appelle emmarchement la longueur de ces marches, la largeur d'une marche s'appelle le giron " g ", est la hauteur d'une marche " h ", le mur qui limite l'escalier s'appelle le mur décharge

Le plafond qui monte sous les marches s'appelle paillasse, la partie verticale d'une marche s'appelle la contre marche, la cage est le volume se situe l'escalier, les marches peuvent prendre appui sur une poutre droite ou courbe dans lequel qu'on appelle le limon. La projection horizontale d'un escalier laisse au milieu un espace appelé jour.

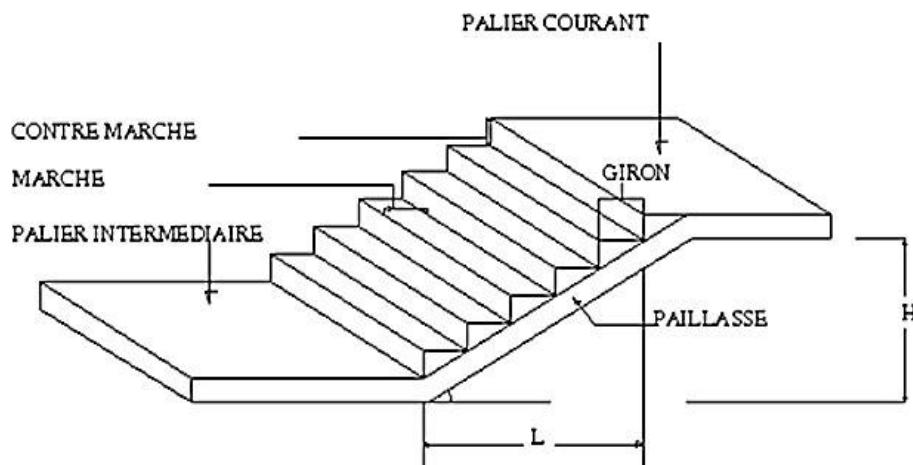


Figure III-3-1: Schéma d'escalier.

III-3-3-les différents types des escaliers:

A - niveau RDC+ étage courant:

Pour le **RDC** on a 1 types :

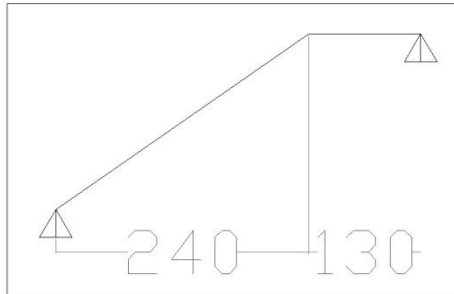


Figure III-3-4: Schéma d'escalier

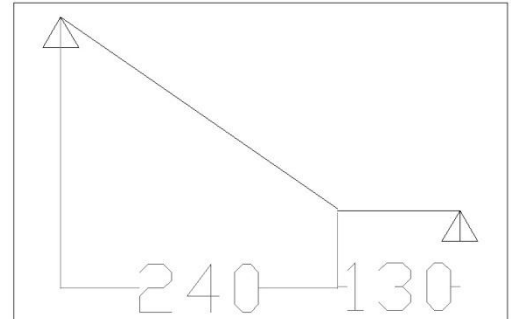


Figure III-3-5: Schéma d'escalier

- Etude la première types au niveau RDC (exemple de calcul):

Charges et surcharges sur l'escalier:

charges sur le palier de repos:

La charge permanente $G = 535 \text{ Kg/m}^2$

La charge d'exploitation $Q = 250 \text{ Kg/m}^2$

charges sur la volée:

La charge permanente $G = 808.85 \text{ Kg/m}^2$

La charge d'exploitation $Q = 250 \text{ Kg/m}^2$

Les combinaisons d'actions à considérer dans les calculs sont:

Etat limite ultime: $1,35G + 1,5Q$

Etat limite de service: $G + Q$

Le tableau suivant présente les charges de calcul des escaliers à l'état limite ultime et de service.

- Etude la première types au niveau RDC (exemple de calcul):

Charges et surcharges sur l'escalier:

charges sur le palier de repos:

La charge permanente $G = 535 \text{ Kg/m}^2$

La charge d'exploitation $Q = 250 \text{ Kg/m}^2$

charges sur la volée:

La charge permanente $G = 808.85 \text{ Kg/m}^2$

La charge d'exploitation $Q = 250 \text{ Kg/m}^2$

Les combinaisons d'actions à considérer dans les calculs sont:

Etat limite ultime: $1,35G + 1,5Q$

Etat limite de service: $G + Q$

Le tableau suivant présente les charges de calcul des escaliers à l'état limite ultime et de service.

section	G (Kg/m ²)	Q (Kg/m ²)	ELU 1,35G + 1,5Q	ELS G + Q
Paillasse	808,8	250	1466,88	1058,11
Palier	553	250	1121,55	803

Tableau III-3-1:Charges sur les éléments de l'escalier.

Calcul de la charge équivalente:

La notion de charge équivalente permet de faciliter uniquement les calculs. Elle se déduit de l'expression suivante:

$$q_e = \frac{\sum_{i=1}^n q_i \times l_i}{\sum_{i=1}^n l_i}$$

Ce qui donne les deux charges équivalentes suivantes :

$$q_e(\mu) = \frac{1466.88 \times 2.40 + 1121.55 \times 1.30}{2.40 + 1.30} = 1345.54 \text{ kg/ml}$$

$$q_e(s) = \frac{1058.11 \times 2.40 + 803 \times 1.30}{2.40 + 1.30} = 968.47 \text{ kg/ml}$$

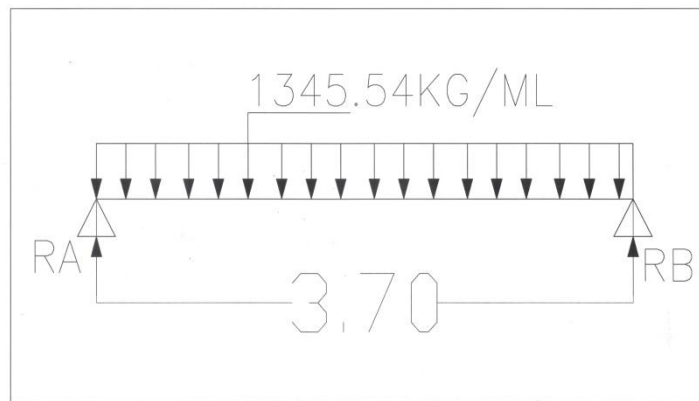


Figure III-3-6: Schéma statique et charges de l'escalier étudié à l'ELU.

Calcul des moments max et efforts tranchants max:

Calcul des deux réactions d'appuis R_A et R_B .

$$EM/A=0 \rightarrow RB \times 3.7 - \frac{1345.54 \times 3.7^2}{2} = 0$$

$$RB = \frac{1345.54 \times 3.7^2}{7.4} = 2489.24 \text{ kg/ml.}$$

$$EM/B=0 \rightarrow -RA \times 3.7 + \frac{1345.54 \times 3.7^2}{2} = 0$$

$$RA = \frac{1345.54 \times 3.7^2}{7.4} = 2489.24 \text{ kg/ml.}$$

pour $0 \leq x \leq 3.7\text{m}$.

$$T(x) = R_A - q \times x = 2489.24 - 1345.54 x.$$

$$\begin{cases} x=0\text{m.} & T(0) = R_A = 2489.24 \text{ kg.} \\ x=3.7\text{m.} & T(3.7\text{m}) = -2489.25 \text{ kg.} \end{cases}$$

$$T(x)=0 \text{ Si } x = \frac{R_A}{q} = \frac{2489.24}{1345.54} = 1.84 \text{ m}$$

$$M(x) = R_A \times x - \frac{q \times x^2}{2} = 2489.24 \times x - \frac{1345.54 \times x^2}{2}$$

Les valeurs des moments et des efforts tranchant des différents types des escaliers sont traités du tableau dans suivant:

Différents types des escaliers		Moment travée (Kg.m)	Moment appui (Kg.m)	Effort tranchant (kg)
<u>RDC+EC</u>	1 ^{ere} type	1957.16	1151.27	2489.24

Tableau III-3-2: Les moments et les efforts tranchants sur les escaliers.

Les sollicitations maximales sont:

$$M_t = 2302.55 \times 0.85 = 1957.17 \text{ kg.m}$$

$$M_a = 2302.55 \times 0.50 = 1151.27 \text{ kg.m}$$

$$T = 2489.24 \text{ kg}$$

III-3-4-Calcul du ferrailage:

On considère une bande de 1m, Le calcul de ferrailage se fait en flexion simple, la fissuration est considérée comme peu préjudiciable, le calcul des armatures se fera uniquement à l'état limite ultime.

$$b = 100 \text{ cm} ; d = 15 \text{ cm} ; c = c' = 2 \text{ cm} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa} ; f_{bu} = 14,17 \text{ MPa}.$$

1-E-L-U

Ferrailage longitudinal:

Ferrailage en travée: M (travées) = 1957.16 Kg.m

$$\mu = \frac{1957.16 \times 10^4}{1000(130)^2 \times 14,17} = 0,081 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0.$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,081}) = 0,105.$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = (1 - 0,4 \times 0,105) = 0,958$$

$$A_u = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1957.16 \times 10^4}{0,958 \times 130 \times 348} = 451.5 \text{ mm}^2 = 4.51 \text{ cm}^2$$

On doit également vérifier la condition de non fragilité qui donne une section minimale de:

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times f_{t28}/f_e = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2.$$

La section adoptée est supérieure à A_{min} ; on peut donc le conserver.

Choix 5HA12/ml. Soit $A_{choisit}=5.65 \text{ cm}^2$.

- **Espacement : $S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$**

On a : $s_t \leq \min \{3d ; 33 \text{ cm}\} = \{39 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}\}$

$s_t = 20 \text{ cm} < \min \{39 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}\}$

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_r = 1.41 \text{ cm}^2$$

Choix 5HA12/ml soit $A_{choisit}=2.51 \text{ cm}^2$.

- **Espacement : $S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$**

On a : $s_t \leq \min \{4d ; 45 \text{ cm}\} = \{52 \text{ cm} ; 45 \text{ cm}\}$

$s_t = 20 \text{ cm} < \min \{52 \text{ cm} ; 45 \text{ cm}\}$

Ferrailage en appui: $M (\text{appui})=1151.27 \text{ Kg.m}$

$$\mu = \frac{1151.27 \times 10^4}{1000(130)^2 \times 14.17} = 0.048 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.061$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = (1 - 0.4 \times 0.061) = 0.975$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1151.27 \times 10^4}{0.975 \times 130 \times 348} = 261.00 \text{ mm}^2$$

Choix 4HA12/ml. soit $A_{choisit}=3.14 \text{ cm}^2$.

On doit également vérifier la condition de non fragilité qui donne une section minimale de:

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.56 \text{ cm}^2$$

$$A = (A_{min} ; A_u) = 1.56 \text{ cm}^2$$

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

$$\text{On a : } s_t \leq \min \{3d ; 33 \text{ cm}\} = \{39 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}\}$$

$$s_t = 20 \text{ cm} < \min \{39 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}\}$$

- Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.78 \text{ cm}^2$$

$$A_r = 0.78 \text{ cm}^2$$

Choix 4HA12/ml soit $A_{choisit} = 2.51 \text{ cm}^2$.

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

$$\text{On a : } s_t \leq \min \{4d ; 45 \text{ cm}\} = \{52 \text{ cm} ; 45 \text{ cm}\}$$

$$s_t = 20 \text{ cm} < \min \{52 \text{ cm} ; 45 \text{ cm}\}$$

✚ Ferrailage transversal:

Effort tranchant maximal: $V_u = 2489.24 \text{ kg}$

La contrainte de cisaillement maximale est de:

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \times d} = \frac{2489.24}{1000 \times 130} = 0.19 \text{ Mpa}$$

La fissuration étant peu préjudiciable, il faudra vérifier que:

Les effort tranchants

$$\tau_u = 0.19 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

$$1\text{-E-L-S : } \begin{cases} \sigma_{bc} \\ \sigma_{st} \end{cases} \quad q_{ser} = 968.47 \text{ kg/ml}$$

- Contraint de béton : σ_{bc}

$$\sigma_{bc} = \frac{q_{ser} \times l^2}{8} = \frac{9.68 \times 3.70^2}{8} = 16.56 \text{ kn.m}$$

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

$$by^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(A_s d + A'_s d) = 0$$

$$100y^2 + 169.5y - 2203.50$$

$$Y = 3.92 \text{ cm}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15(A_s \times (d - y)^2) = 13524.76 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{16.56 \times 10^6}{13524.76 \times 10^4} 39.2 = 4.16 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} \quad \text{CV}$$

- Contraint d'acier : σ_{st}

$$\sigma_{st} = 15 \times \sigma_{bc} \left(\frac{d - y}{y} \right) = 144.54 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = 348 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

- La flèche :

$$\frac{H}{l} \leq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{20}{370} = 0.054 \leq \frac{19.57}{10 \times 11.51} = 0.17 \dots \text{CV}$$

$$\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{5.65}{100 \times 13} = 0.004 \leq \frac{4.2}{400} = 0.01 \dots \text{CV}$$

$$\frac{h}{l} \leq \frac{1}{16} = 0.040 \leq 0.06 \dots \text{CV}$$

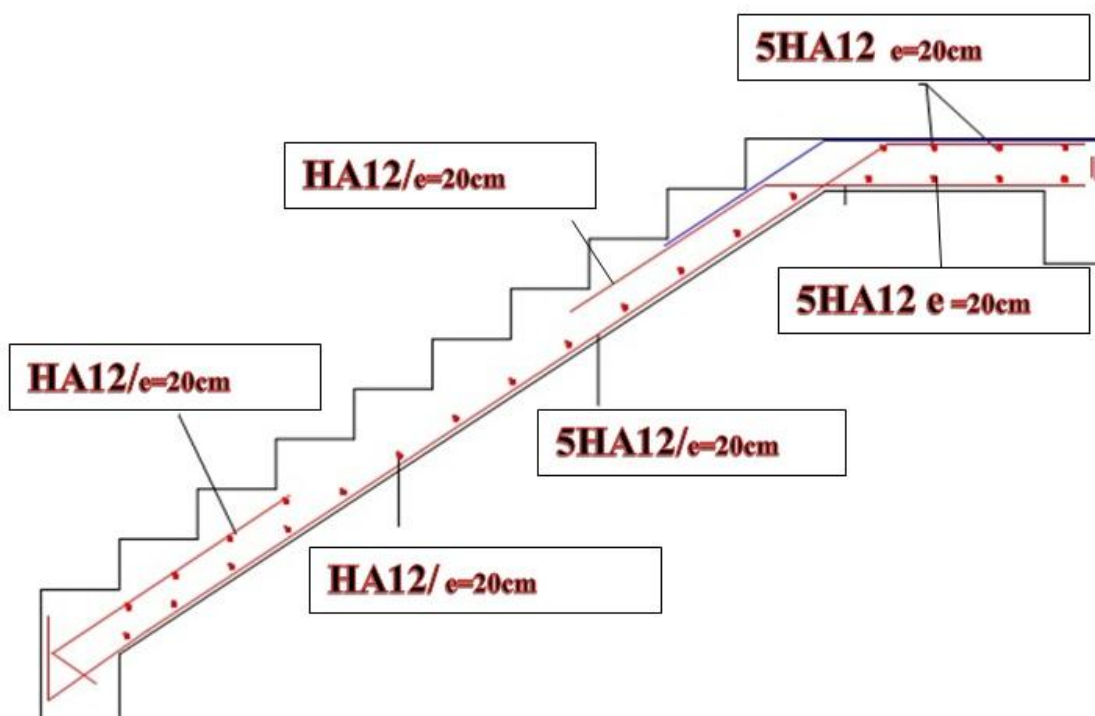


Figure III-3-7 : Schéma de ferrailage de l'escalier.

III-4- Poutre palière:

La poutre palière est considérée partiellement encastrée sur ses 2 extrémités, soumise aux sollicitations dues à son poids propre et aussi à la charge qui lui revient des escaliers (la réaction venant de l'escalier), sollicitée à la flexion simple

III-4-1- Evaluation des charges:

Poids propre : $(0,30 \times 0,35 \times 25) = 2,625 \text{ KN/ml}$.

Réaction de l'escalier sur la poutre :

À l'ELU: $R_b = 24.89 \text{ KN/ml}$.

À l'ELS: $R_b = 17.91 \text{ KN/ml}$.

III-4-2-Calcul des Moments:

$q_u = 1,35 \times (2,625) + R_b = 28.43 \text{ KN/ml}$.

$M_0 = q_u \cdot l^2 / 8 = 48.65 \text{ m}$.

Travée $M_t = 0,80 M_0 = 38.92 \text{ kN.m}$.

Appui $M_a = 0,30 M_0 = 14.59 \text{ kN.m}$.

✚ à l'ELS:

$q_s = 2,625 + R_b = 20.53 \text{ KN/ml}$.

$M_0 = q_u \cdot l^2 / 8 = 35.13 \text{ kN.m}$.

Travée $M_t = 0,80 M_0 = 28.10 \text{ kN.m}$.

Appui $M_a = 0,30 M_0 = 10.53 \text{ kN.m}$.

III-4-3-Calcul du ferrailage:

✚ à l'ELU:

	Mu KN.m	b (cm)	d (cm)	μ	α	β	A (cm²)	A adaptée (cm²)
Travée	38,92	30	33	0,162	0,222	0,911	3.72	3HA14=4,62
Appui	14,59	30	33	0,060	0,077	0,969	1,31	3HA12=2.26

Tableau III-4-1: Résultats de ferrailage en travée et appuis.

✚ **Vérification de l'effort tranchant à l'ELU:**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

$$V_u = q.l / 2 = 28.10 * 2.65 / 2 = 37.23 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{37230}{300 * 330} = 0.37 \text{ MPa}$$

Contrainte de cisaillement admissible dans le cas d'une fissuration peu nuisibles :

$$\tau_u = 0.37 \text{ MPa} < \tau_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.37 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}; \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Les armatures transversales sont des armatures droites.

Le diamètre des barres transversales est directement liée au diamètre des barres longitudinales selon l'expression:

$$\varphi_t \geq \frac{\varphi_l}{3} = \frac{14}{3} = 4.66 \text{ mm soit } \varphi_t = 8 \text{ mm}$$

Les armatures transversales seront constituées par un cadre et une épingle de 8 mm de diamètre, soit une section totale de:

$$A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2.$$

✚ **Espacement des armatures transversales:**

Selon **CBA/93**:

$$St \leq \min (15\phi_l; 40\text{cm}; a+10\text{cm}) = 15 \text{ cm.}$$

$$St \leq \min (0.9d; 40\text{cm}) = 29,7 \text{ cm.}$$

Selon **RPA/2024**:

Conditions sur l'espacement.

- **En zone nodale:**

$$St \leq \min (12\phi_l; h/4) = \min (12 * 1,4; 35/4) = \min (12; 8,75) = 8,75 \text{ cm.}$$

Soit un espacement choisit de : $St = 8 \text{ cm.}$

La longueur de la zone nodale: $2 * h = 70 \text{ cm.}$

- **En zone courante:**

$$St \leq h/2 = 35/2 = 17,5 \text{ cm.}$$

Soit un espacement choisit de : $St = 15 \text{ cm.}$

La section d'armatures transversales sera déduite de l'expression suivante:

$$A_t = 0,003 * s * b = 0,003 * 15 * 30 = 1,35 \text{ cm}^2.$$

Vérification à l'ELS:

Condition de non fragilites:BAEL91(ART_A.4.2)

$$A_{min}^1 \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 33 \times \frac{2.1}{400} = 1.19 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimal : BAEL91(ART_B.5.3.1)

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

Pourcentage minimal : RPA 2024(ART_7.5.1.2)

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

DONC ON choisit la section de ferrailage après le calcul de la poutre palière à la torsion

+ à l'ELS :

• En travée

Puisque la fissuration est peut nuisible et l'acier utilisé est le FeE400, alors la vérification des contraintes à l'ELS sera simplifiée comme suit :

$$\alpha_{ut} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{38.92}{28.10} = 1.38$$

$$\alpha_{ut} = \frac{1.38-1}{2} + \frac{2.5}{100} = 0.21$$

$$\alpha_{ut} = 0.21 \leq 0.36 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

• En appuis

$$\gamma = \frac{17.98}{14.76} = 1.22.$$

$$\left(\frac{1.22 - 1}{2} + \frac{2.5}{100} \right) = 0.36.$$

$$\alpha_{uapp} = 0.025 \leq 0.36 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Calcul de la poutre palière à la torsion :

La torsion de la poutre palière est provoquée par la flexion de l'escalier.

$$M_{tor} = M_{app}(\text{escalier}) = 1151.27 \text{ kg.m}$$

La contrainte tangente de torsion est donnée par la formule de RAUSCH BAEL 91(art.A.5.4) ; le moment de torsion maximale :

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

e : épaisseur de la paroi au point considérée

$$e = b_t = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5$$

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

$$\Omega = (h - e) \times (b - e) = 750 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{1151.27}{2 \times 750 \times 5} = 0.15 \text{ MPa}$$

Résistance en torsion et flexion :

$$\tau_u^2 + \tau_v^2 \leq \tau_{ulti}^2 = 0.15^2 + 0.37^2 \leq 3.25^2 \dots CV$$

Vérification de flèche :.....(CBA93/Art(B.6.5.3))

$$\Delta f = \frac{L}{500} = \frac{350}{265} = 0.53m < 5m$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \dots \dots \dots BAEI \text{ (page155)}$$

La flèche :

$$\frac{A_{st}}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.001 \leq 0.0105 \dots \dots \dots CV$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.13 \geq 0.06 \dots \dots \dots CV$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_{t \text{ ser}}}{10M_{0 \text{ Ser}}} \Rightarrow 0.13 \geq \frac{28.10}{10 \times 35.13} = 0.07 \dots \dots \dots CV$$

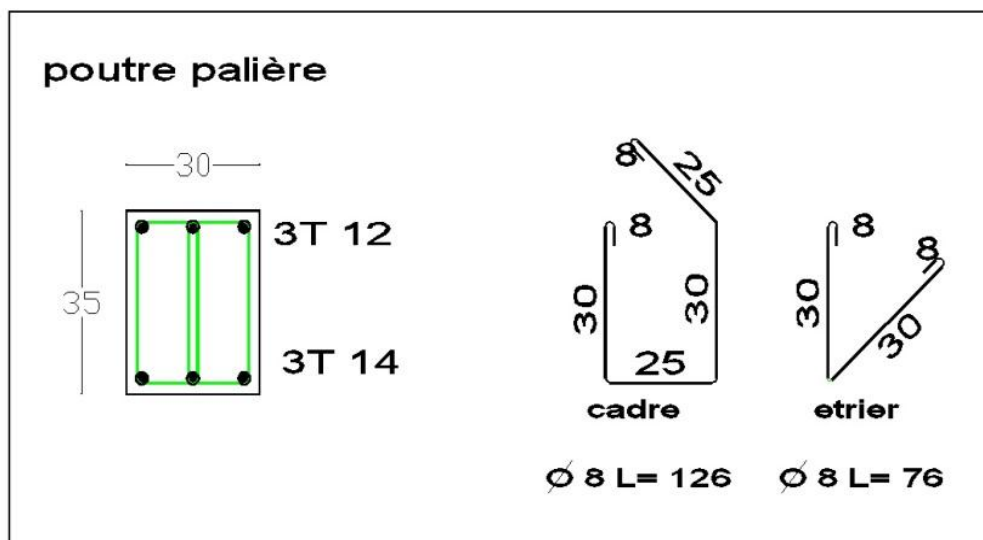


Figure III-4-1: Ferrailage de la poutre palière.

III-5- Etude des balcons:

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

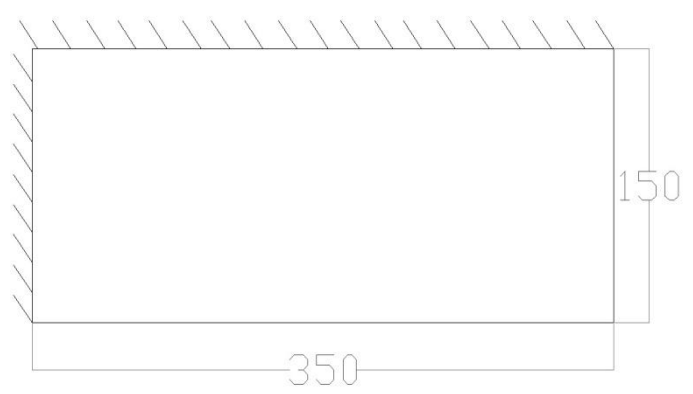


Figure III-5-1: Schéma des balcons

L'épaisseur est conditionnée par :

$$L/15 < e < (L/20) + 7 \Rightarrow \text{on a: } L_{\max} = 1,50 \text{ m.}$$

$10 \leq e \leq 14,5$ on prend : $e = 15 \text{ cm.}$

$$h = 15 \text{ cm.}$$

$$d = 0,9 \times h = 13,5 \text{ cm.}$$

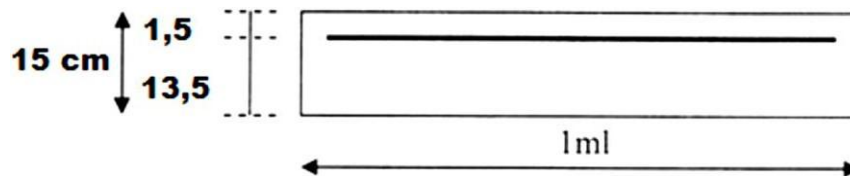


Figure III-5-2: Schéma du balcon

III-5-1- Etude du balcon:**A - évaluation des charges:**

La charge permanente $G = 553 \text{ Kg/m}^2$, La charge d'exploitation $Q = 350 \text{ Kg/m}^2$

Largeur : 1,50 m ; Longueur : 3,50 m ; Epaisseur : 15 cm

- E.L.U :

$$P_u = 1,35G + 1,5 Q = 1,35 (5,53) + 1,50 (3,50) = 12,72 \text{ KN/m}^2$$

- E.L.S:

$$P_s = G + Q = 5,53 + 3,50 = 9,03 \text{ KN/m}^2$$

B - Calcul des moments d'encastremets:

$L_y = 1,50 \text{ m} < L_x/2 = 3,5/2 = 1.75 \text{ m}$. donc les moments d'encastremets sont les suivants.

Sens L_x :

$$ELU: M_u = q_u \frac{L_x^3}{6} \Rightarrow M_u = 12.72 \frac{1.5^3}{6} \text{ le moment fléchissant ultime à l'encastrement d'une}$$

console (ou voile de soutènement) soumise à une charge triangulaire

$$\Rightarrow M_u = 7.15 \text{ KN.m}$$

$$ELS: M_{ser} = q_{ser} \frac{L_x^3}{6} \Rightarrow M_u = 9.03 \frac{1.5^3}{6}$$

$$\Rightarrow M_{ser} = 5.07 \text{ KN.m}$$

Sens L_y :

$$ELU: M_u = q_u \frac{L_x^2 \times L_y}{2} - q_u \frac{2 \times L_x^3}{3} \Rightarrow M_u = 12.72 \frac{1.5^2 \times 3.50}{2} - 12.72 \frac{2 \times 1.5^3}{3}$$

$$\Rightarrow M_u = 31.00 \text{ KN.m}$$

$$ELS: M_{ser} = q_{ser} \frac{L_x^2 \times L_y}{2} - q_{ser} \frac{2 \times L_x^3}{3} \Rightarrow M_u = 9.03 \frac{1.5^2 \times 3.50}{2} - 9.03 \frac{2 \times 1.5^3}{3}$$

$$\Rightarrow M_{ser} = 22.01 \text{ KN}$$

C - Calcul des armatures:**- à l'ELU:**

Le balcon étant exposé aux différentes intempéries, la fissuration est donc préjudiciable. Le balcon est un élément travaillant en flexion simple. Considérons une bande de 1m de largeur.

$b = 1,00m$; $h = 0,15m$; $d = 0,135 m$; $\sigma_{sc} = 348 MPa$; $f_{bc} = 14,20MPa$; $f_{c28} = 25 MPa$.

- **Sens L_x :**

$$M_{ux} = 7.15 KN.m$$

$$U = \frac{M_{ux}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{7.15 \times 10^6}{1000 \times 135^2 \times 14.17} = 0,027$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,027}) = 0,034$$

$$\beta = (1 - 0.4 \times 0,034) = 0,98$$

$$A_u = \frac{M_{ux}}{d \times \beta \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{7.15 \times 10^6}{135 \times 0,98 \times \frac{400}{1.15}} = 155.37 mm^2 = 1.55 cm^2$$

Condition de non fragilité:

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.63 cm$$

$$A = \max(A_{min} ; A_u) = 1,63 cm^2.$$

La section d'acier adopté est : $A = 5HA12/ml = 5.65 cm^2$.

- **Sens L_y**

$$M_{uy} = 31.00 KN.m$$

$$U = \frac{M_{uy}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{31.00 \times 10^6}{1000 \times 135^2 \times 14.17} = 0,120$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.120}) = 0.160$$

$$\beta = (1 - 0.4 \times 0.160) = 0,936$$

$$A_u = \frac{M_{uy}}{d \times \beta \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{31.00 \times 10^6}{135 \times 0.936 \times \frac{400}{1.15}} = 705.32 mm^2 = 7.05 cm^2$$

Condition de non fragilité: $A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.63 cm$

$$A_u > A_{min} \text{ (condition vérifiée)}$$

La section d'acier adopté est : $A = 5HA14/ml = 7.70 cm^2$.

Calcul d'espacement:

$$S_t = \min(1,5d; 40cm) = \min(1, 5 \times 13, 5; 40cm) = 20,25cm. \quad \text{On prend } S_t = 20cm.$$

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

On doit vérifier ; $\tau_u < \overline{\tau}$

$$T_{max} = p_u \times L = 12,72 \times 1,50 = 19,08 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \times d} = \frac{19,08 \times 10^3}{100 \times 135} = 1,41 \text{ MPa.}$$

La contrainte de cisaillement admissible dans le cas d'une fissuration préjudiciable:

$$\overline{\tau} = \min \left(\frac{0,1 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,41 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa. Condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque de cisaillement.

Conditions à respecter:

Diamètre minimal : la fissuration étant préjudiciable, on doit avoir un diamètre minimal supérieur à 6mm, **condition vérifiée.**

Espacement minimal:

En présence de charges concentrées, l'espacement des barres longitudinales doit respecter la condition suivante :

$$s_t \leq \min \{2h, 25\text{cm}\} = 25\text{cm}$$

Condition vérifiée.

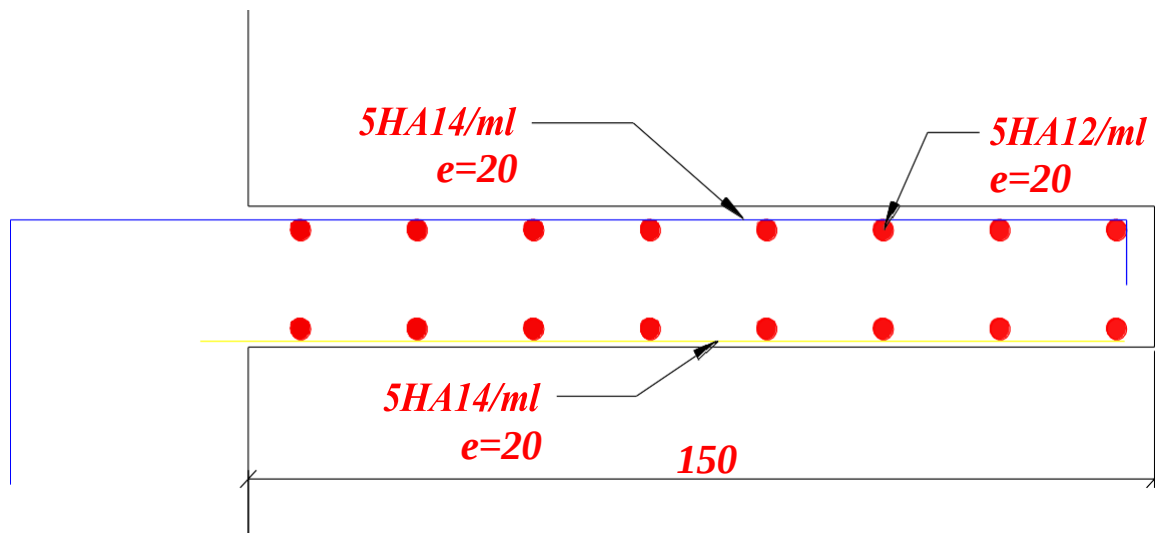


Figure III-5-2: Schéma de ferrailage du balcon.

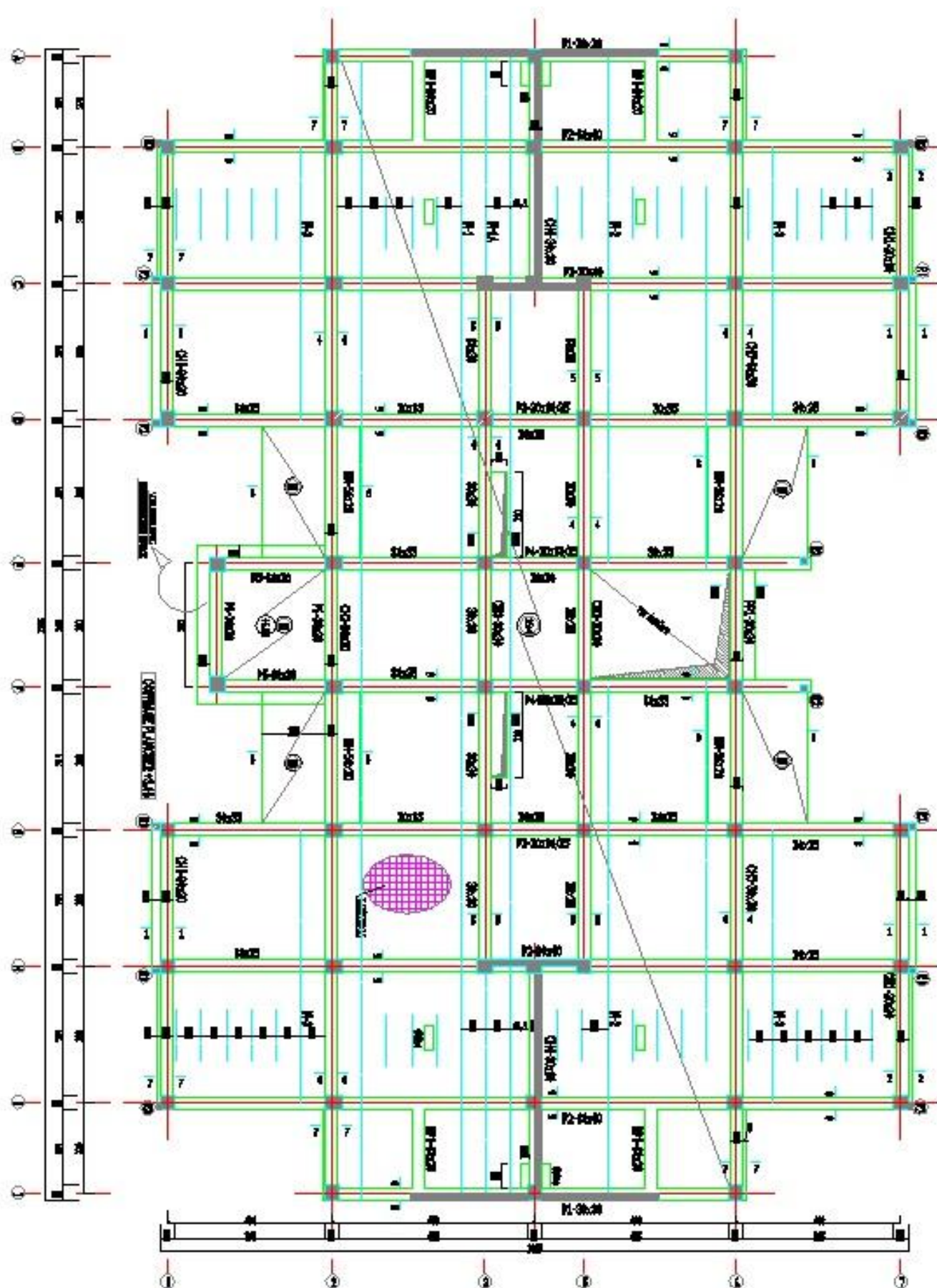
III-6-Etude des planchers:**III-6-1-introduction:**

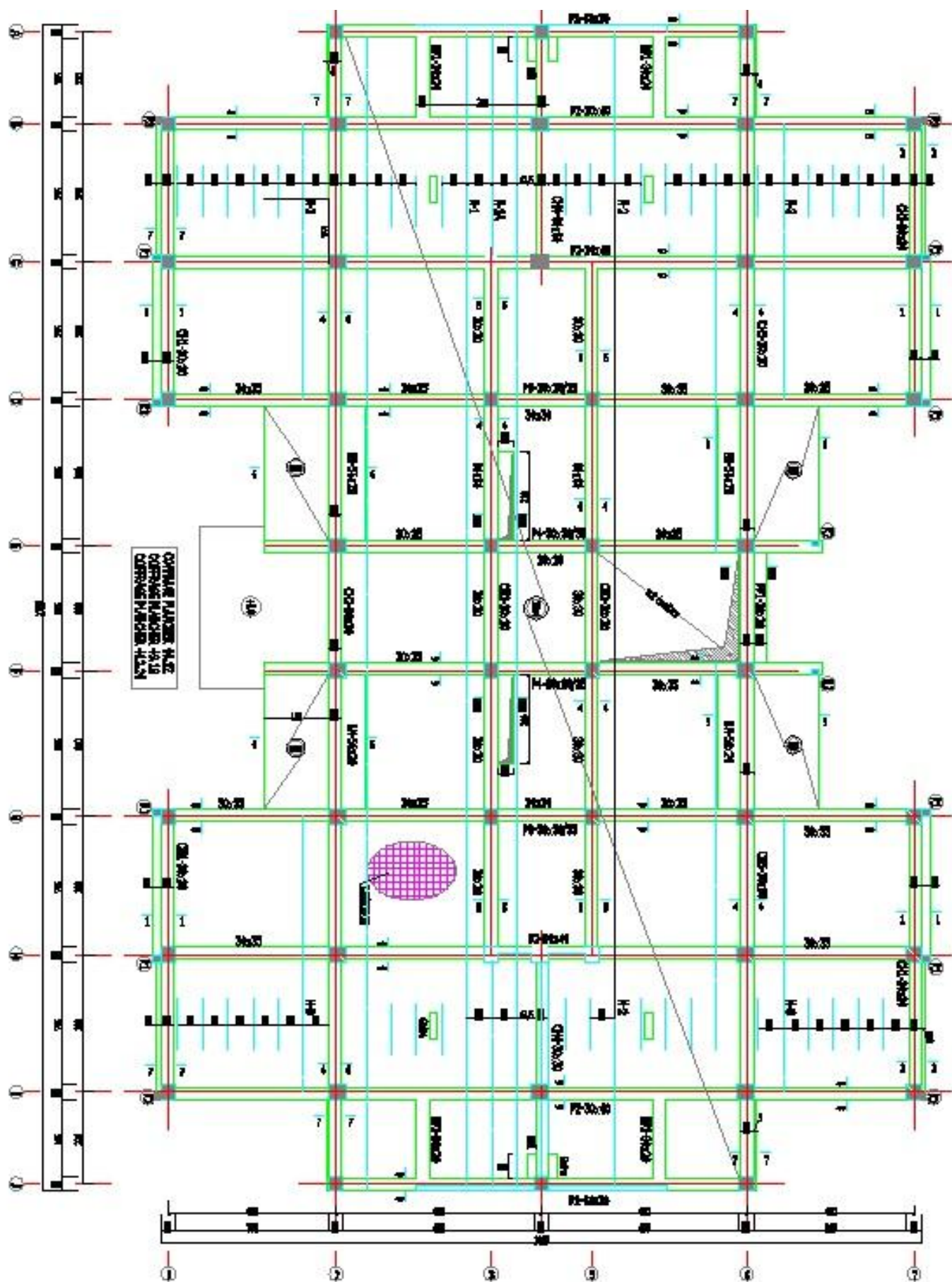
Les planchers ont un rôle très important dans la structure. Ils supportent les charges verticales, et les transmettent aux éléments porteurs et ils isolent aussi les différents étages du point de vue thermique et acoustique; On distingue :

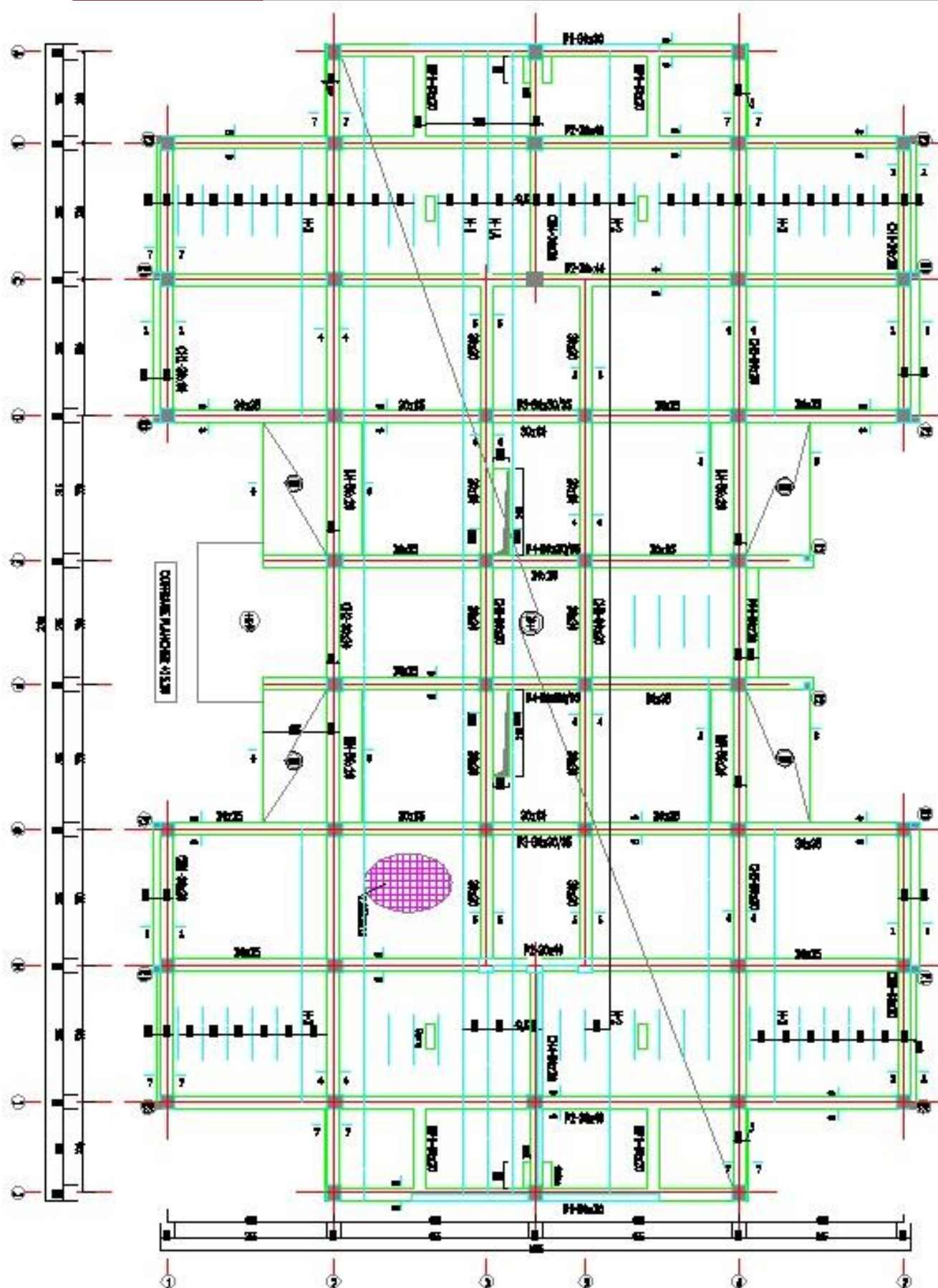
- *plancher à corps creux.*
- *plancher à dalle pleine.*

Plancher à corps creux constitué d'éléments porteurs (poutrelle) et éléments de remplissage (corps creux), le tout surmonté d'une dalle de compression de 4cm d'épaisseur.

III-6-2-présentation des différents plans de coffrages:







III-6-3-Plancher en corps creux:

1) les poutrelles:

a) Rappel sur la méthode forfaitaire:

- Les poutres et les poutrelles (nervures) d'un plancher peuvent être calculées en utilisant les méthodes classiques de la résistance des matériaux, ou bien en utilisant des méthodes approchées dites forfaitaires que l'on va présenter.

- L'utilisation de la méthode forfaitaire est justifiée par la vérification simultanée des conditions suivantes :

C1 → Plancher à surcharge d'exploitation modérée : $Q \leq (2G; 5KN/m^2)$.

C2 → Les moments d'inertie dans les sections transversales, sont les mêmes dans les différentes travées en continuité.

C3 → Les rapports des portées successives doivent être compris entre 0,8 et 1,25

$$0,8 \leq l_{x-1}/l_x \leq 1,25$$

C4 → La fissuration est non préjudiciable

Principe de la méthode : elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et sur appui, à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment (M_0) dans la travée dite de comparaison (travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux mêmes charges que la travée considérée).

Etapes à suivre :

Soit $\frac{Q_B}{(G+Q_B)}$, le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation en valeurs non pondérées.

- M_0 , la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison ;
- M_w , les valeurs absolues des moments sur appui de gauche et de droite dans la travée considérée.
- M_t moment maximale en travée dans la travée considérée.

Les 3 précédents moments doivent vérifier les conditions suivantes :

$$M_t \geq \left\{ (1,05M_0 ; (1 + 0,3\alpha)) \right\} - \left(\frac{M_w + M_e}{2} \right)$$

Ceci dans le cas général.

➤ Dans les cas particuliers, on a :

$$1) M_t \geq (1 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2} \rightarrow \text{travée intermédiaire}$$

2) $M_t \geq (1,2 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2} \rightarrow$ travée de rive

➤ La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire être au moins égale à :

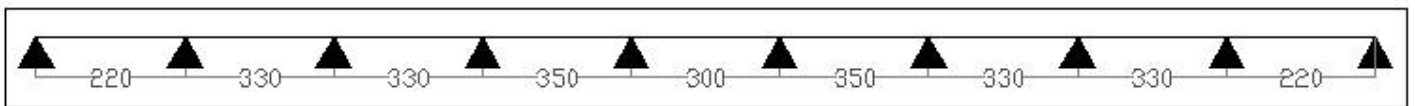
1) $0,6M_0 \rightarrow$ poutre à 2 travées.

2) $0,5M_0 \rightarrow$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de 2 travées.

3) $0,4M_0 \rightarrow$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de 3 travées.

b) les différents types des poutrelles:

Type 01:



Niveaux	G (Kg/m ²)	Q (Kg/m ²)	B (m)	Combinaison des charges	
				Qu (1,35G+1,5Q)*b	Qu (G+Q)*b
Terrasse inaccessible	666	100	0,65	681.91	497.90
Terrasse accessible	666	150	0,65	730.66	530.40
Etage courant (hall de circulation)	578	250	0,65	750.94	538.20
Etage courant (chambres)	578	150	0,65	653.44	473.20

Tableau III-6-1: les différentes charges sur les poutrelles.

c) étude de la poutrelle type 1:

Calcul de la poutrelle **type 1** au niveau (**RDC + EC**) :

Condition d'application de la méthode forfaitaire:

C1 → Plancher à surcharge d'exploitation modérée : $Q \leq (2G; 5\text{KN/m}^2)$.

$Q = 1.50 \text{ KN/m}^2 \leq (2 \times 5,30; 5\text{KN/m}^2) = 10,6 \text{ KN/m}^2$. **Condition vérifiée.**

C2 → Les moments d'inertie dans les sections transversales, sont les mêmes dans les différentes travées en continuité. **Condition vérifiée.**

C3 → Les rapports des portées successives doivent être compris entre 0,8 et 1,25.

$$0,8 \leq l_{x-1}/l_x \leq 1,25$$

$0,8 \leq \frac{3,5}{3,3} = 0,79 \leq 1,25$**Condition non vérifiée.**

Donc on utilise **la méthode de Caquot.**

Charges et surcharges sur la poutrelle:

Pour les travées (**AB; BC; CD; DE; FG; GH ;HJ.JI**):

$q = (1,35 G + 1,5 Q) * 0,65 = (1,35 * 578 + 1,5 * 150) * 0,65 = 653,44 \text{ Kg/ml}$.

Pour la travée (**EF**):

$q = (1,35 G + 1,5 Q) * 0,65 = (1,35 * 578 + 1,5 * 250) * 0,65 = 750,94 \text{ Kg/ml}$.

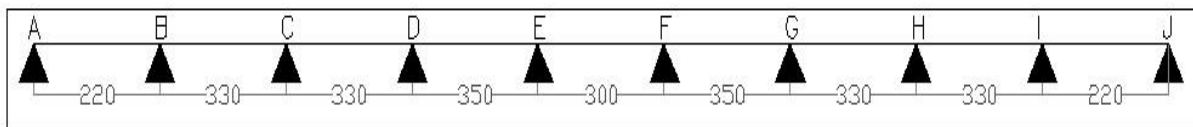


Figure III-6-3: Schéma de la poutrelle type 1.

c) Rappel sur Méthode de Caquot :

On adopte des longueurs de portées fictives l_i , telle que :

$l'_i = l$ Pour les deux travées de rive.

$l'_i = 0.8l$ Pour les travées intermédiaires.

Les moments en appui :

$$M_i = \frac{q_w l'_w{}^3 + q_e l'_e{}^3}{8.5(l_w + l_e)}$$

+ calcul les moments en appui:

$$M_A = M_j = 0.2M_0 = 0.2 \times \frac{653.44 \times 2.2^2}{8} = 79.06 \text{ kg.m}$$

$$M_B = M_i = \frac{653.44 \times 2.2^3 + 653.44 \times 2.64^3}{8.5(2.2 + 2.64)} = 461.37 \text{ kg.m}$$

$$M_c = M_H = \frac{653.44 \times 2.64^3 + 653.44 \times 2.64^3}{8.5(2.64 + 2.64)} = 535.79 \text{ kg.m}$$

$$M_D = M_G = \frac{653.44 \times 2.64^3 + 653.44 \times 2.8^3}{8.5(2.64 + 2.8)} = 570.23 \text{ kg.m}$$

$$M_E = M_F = \frac{653.44 \times 2.8^3 + 750.94 \times 2.4^3}{8.5(2.8 + 2.4)} = 559.39 \text{ kg.m}$$

- calcul les moments en travée:

$$x = \frac{l}{2} + \left(\frac{M_w - M_e}{q \cdot l} \right), \quad M_t = \frac{q_x}{2}(l - x) + \frac{(M_w - M_e)}{l}x - M_w$$

Travée AB;IJ:

$$x = \frac{2.2}{2} + \left(\frac{79.06 - 461.37}{653.44 \times 2.2} \right) = 0.83 \text{ m}$$

$$M_t = \frac{653.44 \times 0.83}{2} \times (2.2 - 0.83) + \left(\frac{79.06 - 461.37}{2.2} \right) \times 0.83 - 79.06$$

$$M_t = 144.41 \text{ kg.m}$$

Travée BC;HI:

$$x = \frac{3.30}{2} + \left(\frac{461.53 - 553.79}{653.44 \times 3.30} \right) = 1.60 \text{ m}$$

$$M_t = \frac{653.44 \times 1.60}{2} \times (3.3 - 1.60) + \left(\frac{461.53 - 553.79}{3.30} \right) \times 1.60 - 461.53$$

$$M_t = 382.41 \text{ kg.m}$$

Travée CD;GH:

$$x = \frac{3.50}{2} + \left(\frac{553.79 - 570.23}{653.44 \times 3.5} \right) = 1.74 \text{ m}$$

$$M_t = \frac{653.44 \times 1.74}{2} \times (3.5 - 1.74) + \left(\frac{553.79 - 570.23}{3.50} \right) \times 1.74 - 553.79$$

$$M_t = 438.58 \text{ kg.m}$$

Travée DE;FG:

$$x = \frac{3.30}{2} + \left(\frac{461.53 - 553.79}{653.44 \times 3.30} \right) = 1.60 \text{ m}$$

$$M_t = \frac{653.44 \times 1.60}{2} \times (3.3 - 1.60) + \left(\frac{461.53 - 553.79}{3.30} \right) \times 1.60 - 461.53$$

$$M_t = 382.41 \text{ kg.m}$$

Travée EF:

$$x = \frac{3.00}{2} + \left(\frac{559.39 - 559.39}{653.44 \times 3.00} \right) = 1.50 \text{ m}$$

$$M_t = \frac{653.44 \times 1.50}{2} \times (3.0 - 1.50) + \left(\frac{559.39 - 559.39}{3.00} \right) \times 1.50 - 559.39$$

$$M_t = 175.73 \text{ kg.m}$$

Moment max en appui : **Ma = 570.23 kg.m**

Moment max en travée : **Mt = 438.58 kg.m**

- Calcul l'effort tranchant :

$$T_x = \frac{q_l}{2} + \frac{M_w - M_e}{2} - q_x$$

Travée AB;IJ:

$$T_{(x)AB.IJ} = \frac{653.44 \times 2.2}{2} + \frac{79.06 - 461.37}{2} - 653.44x$$

$$\begin{cases} x = 0 \text{ m} & (0 \text{ m}) = 527.62 \text{ kg} \\ x = 2.2 \text{ m} & (2.2 \text{ m}) = -909.94 \text{ kg} \end{cases}$$

Travée BC;HI:

$$T_{(x)BC.HI} = \frac{653.44 \times 3.3}{2} + \frac{461.53 - 553.79}{2} - 653.44x$$

$$\begin{cases} x = 0 \text{ m} & (0 \text{ m}) = 1032.04 \text{ kg} \\ x = 3.3 \text{ m} & (3.3 \text{ m}) = -1224.30 \text{ kg} \end{cases}$$

Travée CD;GH:

$$T_{(x)CD.GH} = \frac{653.44 \times 3.3}{2} + \frac{553.79 - 570.23}{2} - 653.44x$$

$$\begin{cases} x = 0 \text{ m} & (0 \text{ m}) = 1069.95 \text{ kg} \\ x = 3.3 \text{ m} & (3.3 \text{ m}) = -1086.39 \text{ kg} \end{cases}$$

Travée DE;FG:

$$T_{(x)DE.FG} = \frac{653.44 \times 3.5}{2} + \frac{461.53 - 553.79}{2} - 653.44x$$

$$\begin{cases} x = 0 \text{ m} & (0 \text{ m}) = 1187.39 \text{ kg} \\ x = 3.5 \text{ m} & (3.5 \text{ m}) = -1099.65 \text{ kg} \end{cases}$$

Travée EF:

$$T_{(x)EF} = \frac{653.44 \times 3.0}{2} + \frac{559.39 - 559.39}{2} - 653.44x$$

$$\begin{cases} x = 0 \text{ m} & (0 \text{ m}) = 980.16 \text{ kg} \\ x = 3.0 \text{ m} & (3.0 \text{ m}) = -980.16 \text{ kg} \end{cases}$$

L'effort tranchant maximal: $T_u = 1224.30 \text{ Kg}$.

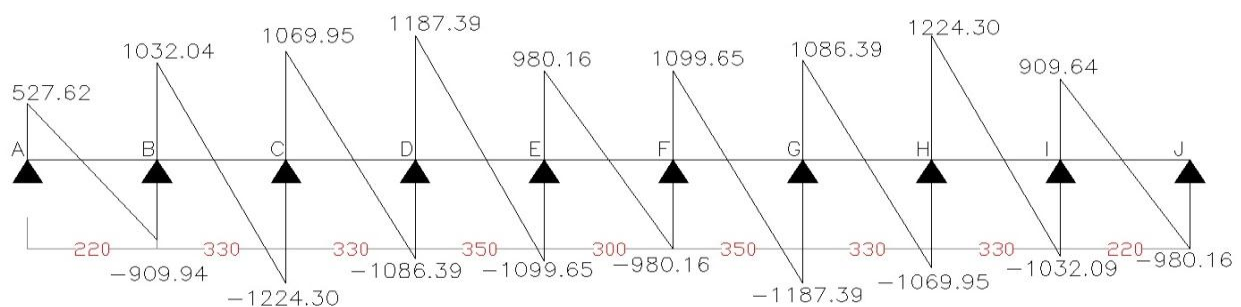


Figure III-6-4: Diagramme des efforts tranchants en (Kg).

Ferrailage de la poutrelle type 1 niveau (RDC + EC) :

Remarque: dans notre projet on a plusieurs type des poutrelles, donc on prend un deux type comme un exemple de calcul au niveau (RDC + EC) et on pose les résultats trouvés pour les

autres types dans tableau.

$$M_t = 438.58 \text{ Kg.m} ; \quad M_a = 570.23 \text{ Kg.m} ; \quad T_u = 1224.30 \text{ Kg.}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; \quad \text{FeE 400} ; \quad \text{Fissuration peu préjudiciable.}$$

1- ferrailage longitudinale:

- Ferrailage en travée :

$$M_t = 438.58 \text{ Kg.m} ;$$

$$M_{but} = f_{bc} \times b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 14.17 \times 0.65 \times 0.04 \times \left(0.22 - \frac{0.04}{2} \right)$$

$$M_{but} = 0.0736 \text{ MN.m}$$

$$M_{but} = 0.0736 \text{ MN.m} = 7360 \text{ kg.m} > M_t = 438.58 \text{ Kg.m}$$

C'est -à-dire on conduit le calcul comme si la section était rectangulaire de largeur constante égale à la largeur de la table ($b = 0.65 \text{ m}$).

$$U_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{438.58 \times 10^4}{650 \times 220^2 \times 14.17} = 0.0098 < U_l = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha_u = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0098}) = 0.012$$

$$Z_u = (1 - 0.4 \times \alpha_u) = 220 \times (1 - 0.4 \times 0.012) = 218.94$$

$$A_{ut} = \frac{M_t}{Z_u \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{438.58 \times 10^4}{218.94 \times \frac{400}{1.15}} = 57.59 \text{ mm}^2 = 0.57 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité:

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 65 \times 22 \times \frac{2.1}{400} = 1.72 \text{ cm}^2$$

$$A = (A_{min}; A_{ut}) = (1.72 ; 0.57) = 1.72 \text{ cm}^2$$

Choix = 3HA10 ; Soit A choisi = 2,36 cm².

✚ Ferrailage en appui :

$$M_a = 570.23 \text{ Kg.m}$$

$$U_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{570.23 \times 10^4}{650 \times 220^2 \times 14.17} = 0.012 < U_l = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha_u = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.012}) = 0.015$$

$$Z_u = 220 \times (1 - 0.4 \times 0.012) = 218.68$$

$$A_{ua} = \frac{M_a}{Z_u \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{438.58 \times 10^4}{218.94 \times \frac{400}{1.15}} = 61.82 \text{ mm}^2 = 0.61 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité:

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 65 \times 22 \times \frac{2.1}{400} = 1.72 \text{ cm}^2$$

$$A = (A_{min}; A_{ut}) = (1.72 ; 0.61) = 1.72 \text{ cm}^2$$

La section d'acier adopté est : $A = 2HA12 = 2.26 \text{ cm}^2$

1- ferrailage transversale:

Vérification selon le CBA/93.

Effort tranchant ultime: $T_u = 1224.30 \text{ Kg}$.

La contrainte de cisaillement ultime:

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0 \times d} = \frac{1224.30 \times 10}{150 \times 220} = 0.371 \text{ MPa}$$

Lorsque la fissuration est jugée peu préjudiciable, la contrainte τ_u doit être au plus égale à la plus base des 2 valeur

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.371 < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifie.}$$

Vérification de flèche :(CBA93/Art(B.6.5.3))

$$\Delta f = \frac{L}{500} = \frac{350}{500} = 0.70 \text{ m} < 5 \text{ m}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \dots \dots \dots \text{BAEL (page 155)}$$

La flèche :

$$\frac{A_{st}}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.001 \leq 0.0105 \dots \dots \dots CV$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.06 \geq 0.06 \dots \dots \dots CV$$

$$\begin{aligned} \frac{h}{L} &\geq \frac{M_{t \text{ ser}}}{10 M_{0 \text{ Ser}}} \Rightarrow 0.06 \geq \frac{316.29}{10 \times 724.58} \\ &= 0.04 \dots \dots \dots CV \end{aligned}$$

Les armatures transversales sont des armatures droites $\alpha = 90^\circ$; le diamètre des barres transversales est directement lié au diamètre des barres longitudinales selon l'expression:

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{12}{3} = 4 \text{ mm.} \quad \text{Soit: } \phi_t = 6 \text{ mm;}$$

Ce diamètre doit respecter une autre condition suivante:

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; Q_l \right\} = \left\{ \frac{240}{35}; \frac{150}{10}; 12 \right\} = \{6.85; 15; 12\}$$

Soit: $\phi_t = 8 \text{ mm}$; On adopte un épingle de $\phi_t = 8 \text{ mm}$

Espacement des armatures transversales:

Conditions sur l'espacement d'après RPA/2024:

- En zone nodal:

$$St \leq \min (12\phi_l; h/4) = \min (12*1.2; 24/4) = \min (14.4; 5) = 5 \text{ cm.}$$

La longueur de la zone nodale: $2 * h = 48 \text{ cm}$.

Soit un espacement choisit de : $St = 5 \text{ cm}$.

- En zone courante:

$$St \leq 24/2 = 12 \text{ cm}$$

Soit un espacement choisit de : $St = 12 \text{ cm}$.

Les résultats de ferrailage des différents types des poutrelles niveau (RDC+EC) sont traités dans les tableaux dans suivant:

Les types	Moment en travée Kg.m	Moment en appui Kg.m	Effort tranchant Kg
Type 1	438.58	570.23	1224.30

Tableau III-6-2: Les différentes sollicitations sur les poutrelles niveau (RDC+EC).

Les types	ferraillage longitudinale			
	Ferraillage en travée		Ferraillage en appui	
	Acalculé (cm ²)	Achoisit (cm ²)	Acalculé (cm ²)	Achoisit (cm ²)
Type 1	1,72	2,36	1,72	2,26

Tableau III-6-3: Les sections d'acier dans les différents types des poutrelles niveau (RDC+EC).

Les types	ferraillage longitudinale		ferraillage transversale
	Ferraillage en travée	Ferraillage en appui	
Type 1	3HA10	2HA12	Épingle $\Phi 8$

Tableau III-6-4: Ferraillage des différents types des poutrelles niveau (RDC+EC).

Les résultats de ferraillage des différents types des poutrelles niveau terrasse sont traités dans les tableaux dans suivant:

Les types	Moment en travée (Kg.m)	Moment en appui (Kg.m)	Effort tranchant (Kg)
Type 1	447.30	642.08	1166.17

Tableau III-6-5: La différente sollicitation sur les poutrelles niveau terrasse.

Les types	ferraillage longitudinale				ferraillage transversale
	Ferraillage en travée		Ferraillage en appui		
	$A_{calculé} (cm^2)$	$A_{choisit} (cm^2)$	$A_{calculé} (cm^2)$	$A_{choisit} (cm^2)$	$A_{choisit} (cm^2)$
Type 1	1,5	2,36	2,1	2,26	0,78

Tableau III-6-6: Les sections d'acier dans les différents types des poutrelles niveau terrasse.

Les types	ferraillage longitudinale		ferraillage transversale
	Ferraillage en travée	Ferraillage en appui	
Type 1	3HA10	2HA12	Épingle $\Phi 8$

Tableau III-6-7: Ferraillage des différents types des poutrelles niveau terrasse.

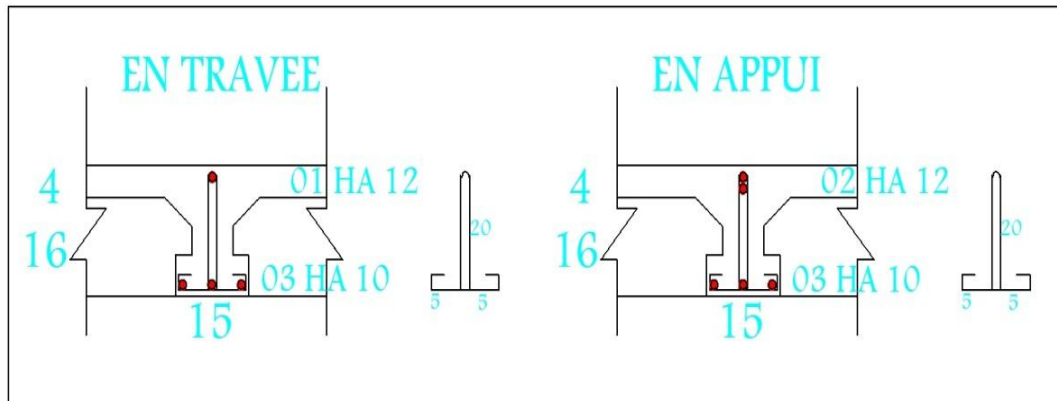


Figure III-6-5: Schéma de ferraillage des poutrelles.

1-2) Ferraillage de la dalle de compression:**D'après le règlement CBA**

La dalle de compression d'épaisseur 4 cm doit être armée d'un quadrillage des barres dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm (5 par mètre) pour les barres perpendiculaires aux poutrelles.
- 33cm (3 par mètre) pour les barres parallèle aux poutrelles.

Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$50 \leq L_1 \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_1 = 4 \cdot \frac{L_1}{f_e} \quad \text{avec : } (L_1 \text{ en cm}).$$

$$L_1 \leq 50 \text{ cm} \Rightarrow A_1 = \frac{200}{f_e}$$

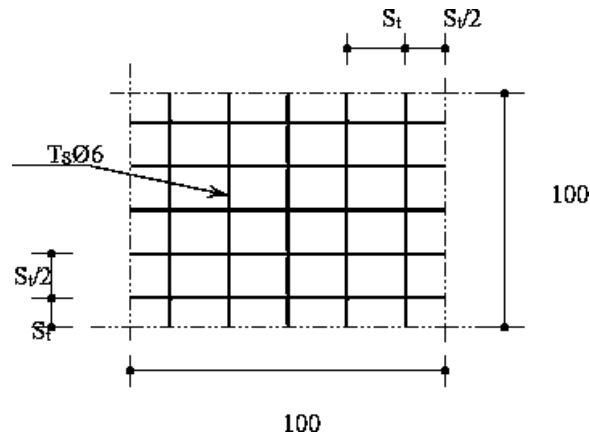


Figure III-6-6: Disposition constructive des armatures de la dalle de compression.

Avec :

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

A_1 : diamètre perpendiculaire aux poutrelles (A.P).

A_2 : diamètre parallèle aux poutrelles

$$A_2 = A_1 / 2$$

$$F_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\text{On a: } L_1 = 65 \text{ cm}$$

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

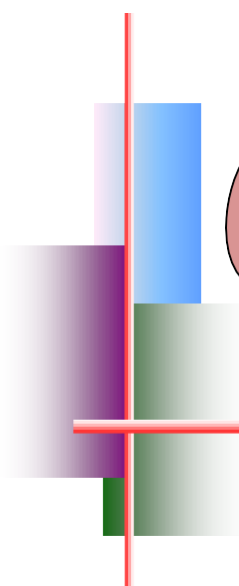
$$\text{Soit } \Rightarrow A_1 = 5 \text{ HA6} \Rightarrow A_1 = 1,41 \text{ cm}^2$$

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

$$A_2 = A_1 / 2 = 0,325 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_2 = 5 \text{ HA6} = 1,41 \text{ cm}^2$$

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudés de diamètre $\phi 6$ dont la dimension des mailles est égale à 20cm suivant les deux sens.



Chapitre IV



Etude sismique

IV- Etude sismique

IV-1- Introduction

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées. Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique. Cette dernière se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées.

IV-2- Choix de la méthode de calcul.

Selon le RPA 2024 le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

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

Le choix de la méthode de calcul dépend des conditions d'application de chacune d'elle. Dans notre cas, D'après le **RPA version 2024**, notre structure est implantée et classée dans la **zone sismique IV a** et le **groupe d'usage 2**.

IV-2-1- conditions d'application de la méthode statique équivalente.

La méthode statique équivalente constitue le support de plusieurs codes de calculs parasismiques à travers le monde. Elle constitue une approche facile à manipuler par les utilisateurs, cependant elle n'est applicable que sous certaines conditions que nous énumérons ci-après d'après le **RPA version 2024** :

Régularité en plan :

1. Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses :

Notre bâtiment présenter une configuration symétrique suivant l'axe longitudinale et configuration et symétrique suivant l'axe transversale. **Condition vérifié.**

2. A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée :

niveau	Centre de masses		Centre de torsion		excentricité		Lx(m)	Ly(m)	ex/lx (%)	ey/ly (%)	$L \leq 15\%$
	X_G (m)	Y_G (m)	X_{CR} (m)	Y_{CR} (m)	E_x (m)	E_y (m)					
RDC	13.80	8.96	13.80	8.96	0.00	0.00	27.95	18.15	0.00	0.00	C.V
Etage1	13.80	8.96	13.80	8.96	0.00	0.00	27.95	18.15	0.00	0.00	C.V
Etage2	13.80	8.96	13.80	8.96	0.00	0.00	27.95	18.15	0.00	0.00	C.V
Etage3	13.80	8.96	13.80	8.96	0.00	0.00	27.95	18.15	0.00	0.00	C.V
Etage4	13.80	8.99	13.80	8.96	0.00	0.03	27.95	18.15	0.00	0.03	C.V

Tableau IV-1: Vérification de l'excentricité pour la régularité en plan.

3. La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal 4 :
- longueur/largeur = $27.95/18.15 = 1.54 < 4$. **Condition vérifié.**
4. La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction :

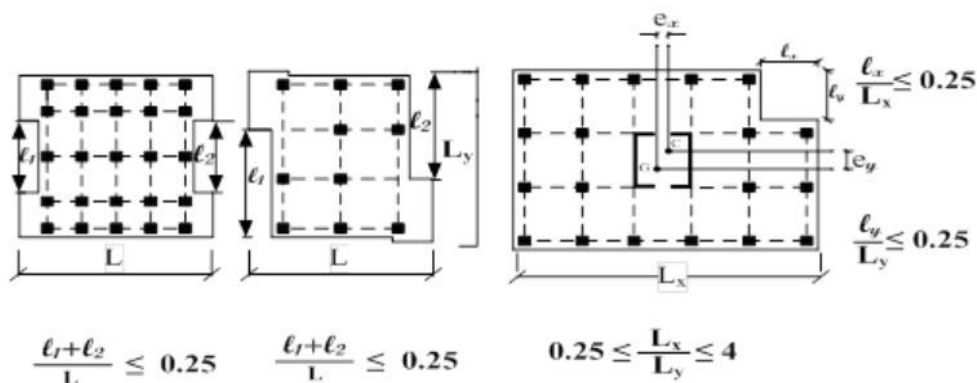


Figure IV-1: Décrochements en plan limites autorisé par le RPA/2024.

$$(2.20+4.00) / 27.95 = 22.18 < 25\%. \quad \text{Condition vérifié.}$$

5. Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis à vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformables dans leur plan. Dans ce cadre la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier.

$$\text{La surface du plancher niveau (RDC)} = 416.59 \text{ m}^2$$

$$\text{La surface du plancher niveau (EC)} = 416.59 \text{ m}^2$$

$$\text{surface des ouvertures} = 17.96 \text{ m}^2$$

$$\text{RDC: } 17.96 / 416.59 = 0.043 = 4.31\% < 15\%.$$

$$\text{EC: } 17.96/416.59 = 0.043 = 4.31\% < 15\%. \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

Conclusion:

Le bâtiment est irrégulier en plan.

➤ La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

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 III à 32m en zones IV, V, VI.

Malgré ces restrictions, **la méthode statique équivalente** reste cependant **applicable** aux bâtiments de configuration géométrique **irrégulière** sous réserve du respect des **conditions complémentaires** suivantes :

La hauteur de la structure : $H = 15.90 \text{ m} < 23 \text{ m}$ (Groupe 2 ; Zone IV)

74 Chapter 4. REGLES DE CALCUL				
Zone sismique	Groupe d'importance			
	1A	1B	2	3
I et II	(*)	(*)	(*)	(*)
III et IV	≤ 3 niveaux et ≤ 11 m	≤ 5 niveaux et ≤ 17 m	≤ 7 niveaux et ≤ 23 m	(*)
V et VI	≤ 2 niveaux et ≤ 8 m	≤ 3 niveaux et ≤ 11 m	≤ 5 niveaux et ≤ 17 m	≤ 5 niveaux et ≤ 17 m
Nota: (*) signifie qu'il n'y a aucune limitation de nombre de niveaux ou de hauteur				

Tableau IV-2: Conditions sur la hauteur totale et le nombre de niveaux des bâtiments.

IV-2-2- 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 projeteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

Il faut souligner toutefois que les forces et les déformations obtenues pour l'élément à partir des méthodes d'analyse statiques pour les charges de conception recommandées sont inférieures aux forces et aux déformations qui seraient observées sur la structure sous les effets d'un séisme majeur pour lequel les charges ont été spécifiées. Ce dépassement des forces est équilibré par le comportement ductile qui est fourni par les détails de construction de l'élément. C'est pourquoi l'utilisation de cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure:

- Une ductilité suffisante*
- La capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures*

IV-2-3- Modélisation

a) Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux (2) directions puissent être découplés.

b) La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir de sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.

c) Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

*Notre structure est irrégulière en plan donc d'après l'**RPA version 2024 (Art 4.3.2)**, on doit la représenter par un modèle tridimensionnel encastré à la base avec des masses concentrées au niveau des centres du nœud maître de la structure (notion de diaphragme).*

Mode	Fréquence (Hz)	Période (sec)	Masses cumulées UX(%)	Masses cumulées UY(%)	Masses cumulées UZ(%)	Masses Modale UX (%)	Masses Modale UY (%)	Masses Modale UZ (%)
1	2,06	0,49	1,50	67,67	0,00	1,50	67,67	0,00
2	2,20	0,45	72,70	69,95	0,00	71,20	2,29	0,00
3	2,69	0,37	74,95	73,14	0,00	2,25	3,18	0,00
4	7,94	0,13	87,92	75,44	0,00	12,96	2,30	0,00
5	8,11	0,12	90,25	89,67	0,00	2,33	14,24	0,00
6	10,96	0,09	90,49	90,14	0,00	0,24	0,47	0,00

Tableau IV-3: Périodes et facteurs de participation modale (Résultats **Robot 2014**).

Analyse des résultats :

- Ce modèle présente une période fondamentale $T = 0,49$ sec
- Les 1^{er} et 2^{ème} modes sont des modes de translation.
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.
- On doit retenir les 06 premiers modes, pour que le coefficient de participation massique atteigne les 90% (selon le RPA 2024).

IV-2-4- Nombre des modes considérées

Selon l'RPA version 2024 (Art 4.3.3)

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre des modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à **90%** au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à **5%** de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure. Le minimum de modes à retenir est de **trois (3)** dans chaque direction considérée.

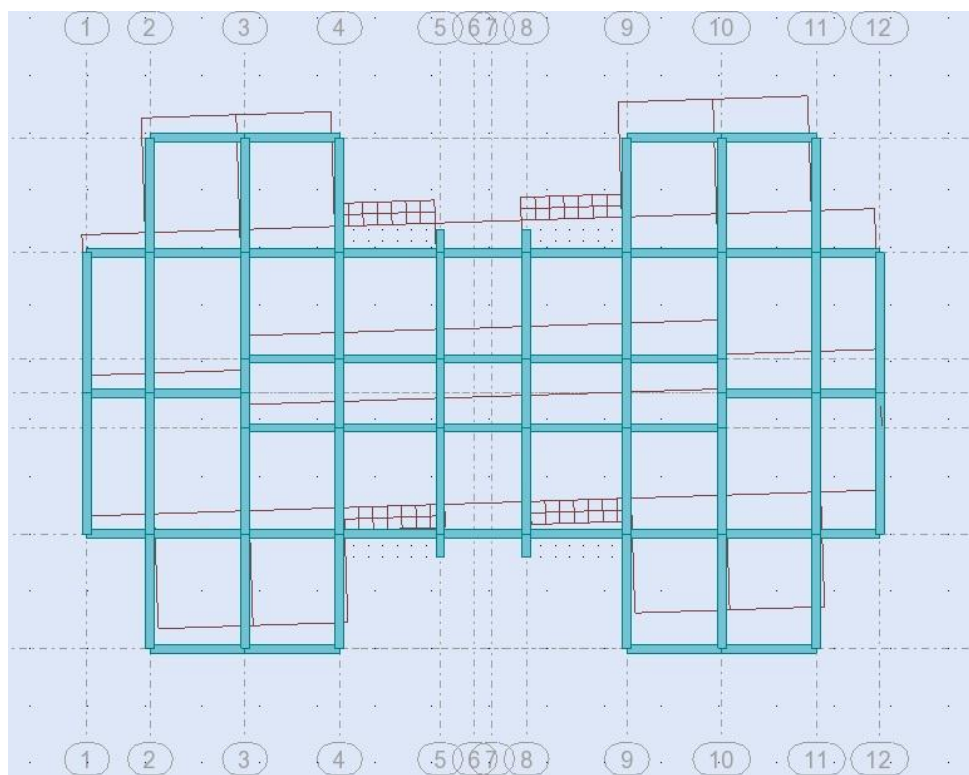


Figure IV-3: 1^{er} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques dans le plan X-Y (résultats de **Robot 2014**).

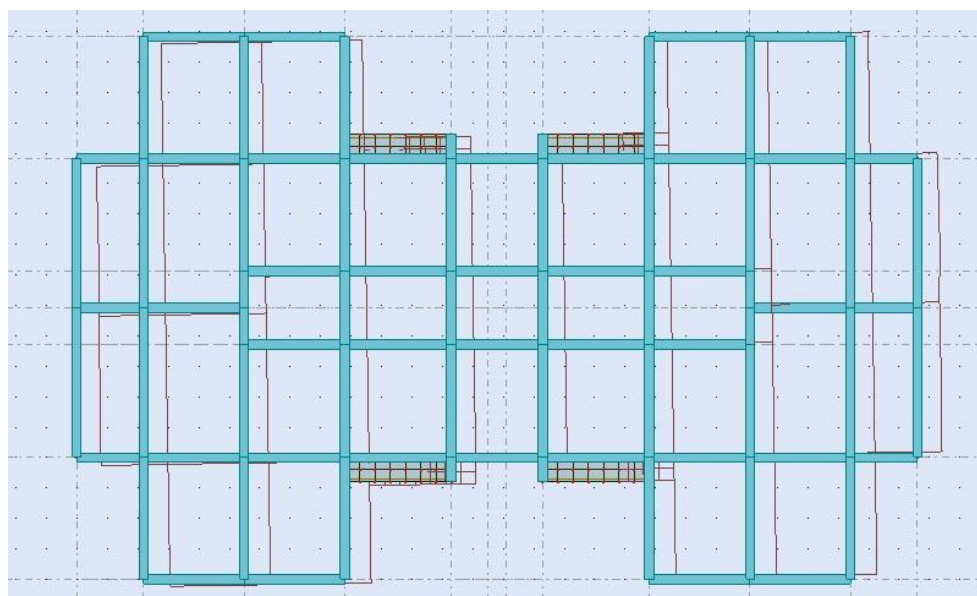


Figure IV-4: 2^{eme} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques dans le plan X-Y (résultats de **Robot 2014**).

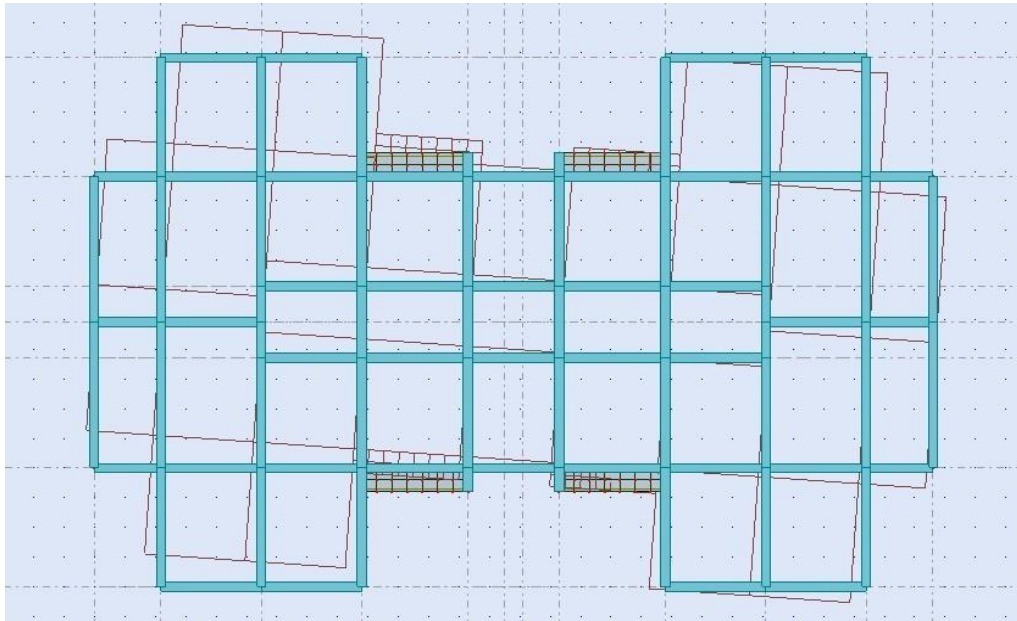


Figure IV-5: 3^{ème} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue: X-Y (résultats de **Robot 2014**).

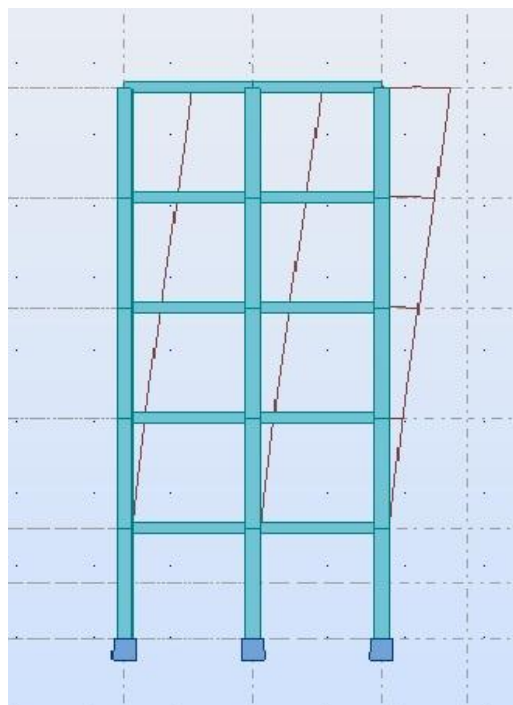


Figure IV-6: 1^{er} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue: X-Z (résultats de **Robot 2014**).

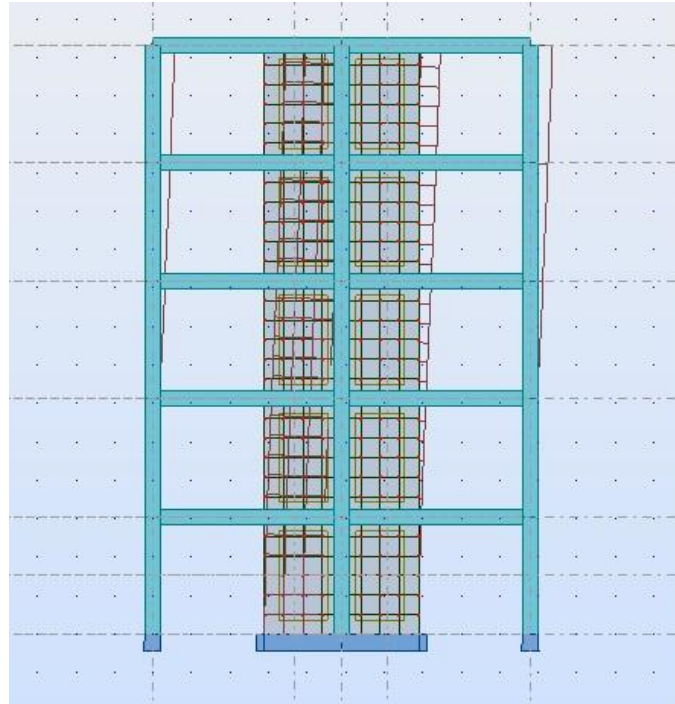


Figure IV-7: 1^{er} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques
vue: Y-Z (résultats de **Robot 2014**).

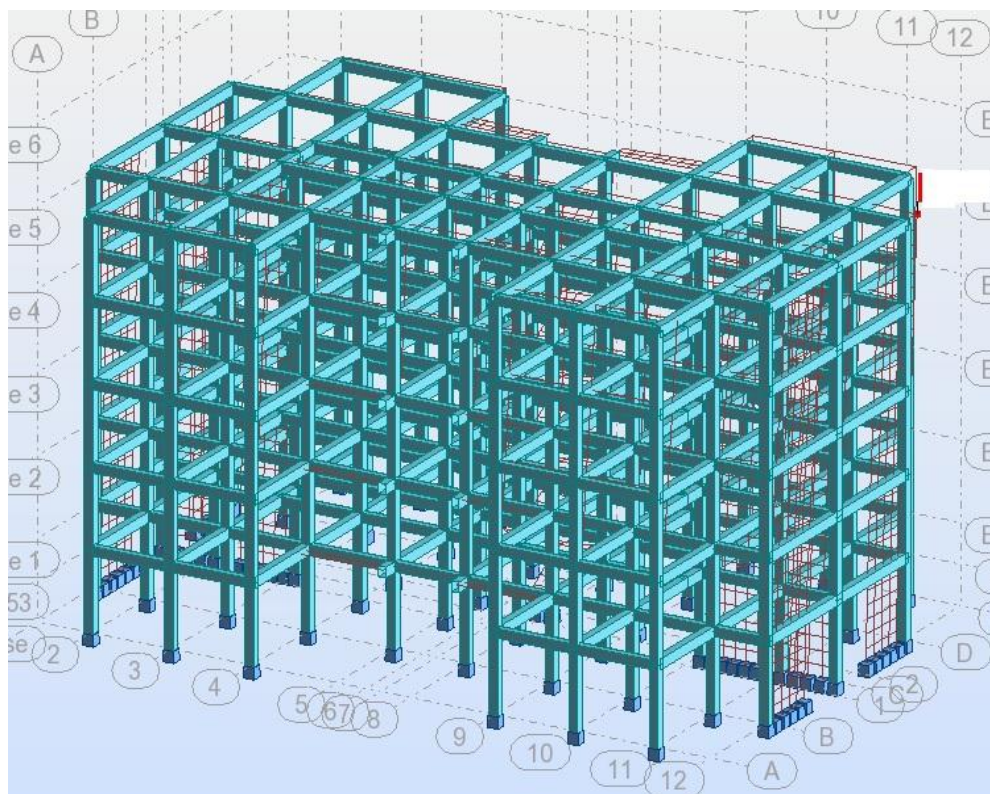


Figure : IV-8: 1^{er} mode de déformation de la structure à cause des efforts
sismiques vue: 3D (résultats de **Robot 2014**).

IV-3- Calcul de la force sismique totale :

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

$$V = \lambda \cdot \frac{S_{ad}}{g} (T_0) \cdot W$$

IV-3-1- coefficient d'accélération de zone: donné par le **tableau 3.2 du RPA** suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Donc : $A=0,20$

IV-3-2- facteur d'amplification dynamique moyen : fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (ξ) et de la période fondamentale de la structure (T) (d'après l'article 4.2 de l'RPA version 2024) avec :

$$\begin{aligned} \frac{S_{ad}}{g} (T_0) &= \left\{ A.I.S. \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} \cdot \left(2.5 \frac{Q_f}{R} - \frac{2}{3} \right) \right] \right. & 0 \leq T \leq T_1 \\ & \left\{ A.I.S. \left[\left(2.5 \frac{Q_f}{R} \right) \right] \right. & T_1 \leq T \leq T_2 \\ & \left\{ A.I.S. \left[\left(2.5 \frac{Q_f}{R} \right) \right] \cdot \left[\frac{T_2}{T} \right] \right. & T_2 \leq T \leq T_3 \\ & \left\{ A.I.S. \left[\left(2.5 \frac{Q_f}{R} \right) \right] \left[\frac{T_2 \cdot T_3}{T_2} \right] \right. & T_3 \leq T \leq 4S \end{aligned}$$

Estimation de la période fondamentale de la structure

1. La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

2. La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T \cdot (h_N)^{\frac{3}{4}}$$

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N .

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le **tableau 4.3 du RPA**.

$$C_T = 0,05$$

$$\text{Donc : } T = C_T \cdot (h_N)^{\frac{3}{4}} = 0,05 \times (15,30)^{0,75} = 0,39$$

Selon le **RPA version 2024 (Art4.2.4.b)**:

Les valeurs de T , calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

Le sens x : $x_{\text{érique}} = 0,49$ « calculé par le logiciel robot structural analysis 2014 »

Le sens Y : $\gamma_{\text{érique}} = 0,45$ « calculé par le logiciel robot structural analysis 2014 »

Et $1,30 \times T_{\text{empirique}} = 1,30 \times 0,39 = 0,51$

Donc : $T_{\text{numérique}} = 0,49 < T_{\text{empirique}} = 0,51$

$T_0 = T_{\text{calcul}}$

T_2 période caractéristique, associée à la catégorie du site (tab 3.3 du RPA2024).

On a : sens x $T_1 = 0,10 \text{ sec} < T = 0,49 \text{ sec} < T_2 = 0,50 \text{ sec}$

$$\frac{S_{ad}}{g}(T_0) = \left\{ A. I. S. \left[\left(2.5 \frac{Q_f}{R} \right) \right] \right\} \quad T_1 \leq T \leq T_2$$

On a : sens y $T_1 = 0,10 \text{ sec} < T = 0,45 \text{ sec} < T_2 = 0,50 \text{ sec}$

$$\frac{S_{ad}}{g}(T_0) = \left\{ A. I. S. \left[\left(2.5 \frac{Q_f}{R} \right) \right] \right\} \quad T_1 \leq T \leq T_2$$

IV-3-3- coefficient de comportement global de la structure:

La valeur de **R** est donnée par le **tableau 4.3 de RPA 2024** en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans **l'article 3.4 du RPA 2024** Dans notre structure on a un système de contreventement en portique et par des voiles en béton armé. Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à : **R = 4.50**

IV-3-4- facteur de qualité (Q) :

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui constituent la structure
- la régularité en plan et en élévation La valeur de Q est déterminée par la formule :

La valeur de QF est déterminée

$$Q_f = 1 + \sum_{q=1}^{q=i} p_q$$

P_q est la pondération à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non". Sa valeur est donnée au cas par cas dans le Tableau (3.18).

- **Pondérations de la catégorie (b)**

1. Régularité en plan

La structure est classée régulière en plan selon les critères (cf. § 3.7.1a).

2. Régularité en élévation

La structure est classée régulière en élévation selon les critères (cf. § 3.7.1b)

3. Redondance en plan

4. Chaque étage devra avoir, en plan, au moins deux (02) files de voiles dans la direction

des forces latérales. Cette condition concerne uniquement les deux systèmes de contreventements, (4) et (5)

Critère q	Pq	
	Observé	N/observé
2- Régularité en plan	0,0	0,05
3- Régularité en élévation	0,0	0,20
1- Redondance en plan	0,0	0,05
la somme	0,0	0,30

Tableau IV-4: Valeurs de Pondérations P_q .

$$Q_F = 1 + 0 + 0 + 0 = 1$$

On a :sens x

$$\frac{S_{ad}}{g}(T_0) = \left\{ 0.20.1.1.2. \left[\left(2.5 \frac{1}{4.5} \right) \right] \right\} \quad T_1 \leq T \leq T_2$$

$$\frac{S_{ad}}{g}(T_0) = 0.133$$

On a :sens y

$$\frac{S_{ad}}{g}(T_0) = \left\{ 0.20.1.1.2. \left[\left(2.5 \frac{1}{4.5} \right) \right] \right\} \quad T_1 \leq T \leq T_2$$

$$\frac{S_{ad}}{g}(T_0) = 0.133$$

IV-3-5- poids total de la structure (W):

Le poids de la structure est évalué en considérant la totalité des charges permanentes et celles des équipements fixes (éventuelles) et une fraction des charges d'exploitation, fraction représentée par le coefficient β dont les valeurs sont données par **le tableau 4.2 du RPA**.

$\psi = 0,20$.

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{Avec} \quad W_i = W_{Gi} + \psi W_{Qi}$$

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

W_{Qi} : charges d'exploitation

ψ : Coefficient d'accompagnement, fonction de la nature et de la durée de la charge

d'exploitation et donné au Tableau (4.2).

Pour le calcul des poids des différents niveaux de la structure, les masses sont calculées par le Logiciel Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2014.

$$W = \sum_{i=1}^n W_i = 5654.96 \times 4 + 6047.80 = 28667.64 \text{ KN}$$

$$W = 28667.64 \text{ KN}$$

Application numérique sur la force sismique statique :

$$V = \lambda \times \frac{S_{ad}}{g} (T_0) \times W$$

$$\lambda = \begin{cases} 0.85 & \text{si } T \leq (2.T_2) \\ 1 & \text{autrement} \end{cases}$$

$$V = 0.85 \times 0.133 \times 28667.64 = 3240.87 \text{ kn}$$

IV-3-6 Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

résultante des forces sismiques à la base, V , doit être distribuée sur la hauteur de la structure

$$V = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$$

La force concentrée F_t , au sommet de la structure, permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule: ($F_t = 0.07 T_0 \cdot V$), où (T_0) est la période fondamentale de la structure (T : unité en secondes).

La valeur de F_t ne dépassera en aucun cas ($0.25V$) et sera prise égale à (0 pour $T_0 \leq 0.7s$).

La partie restante de V , soit ($V - F_t$), doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant

$$F_i = \frac{(V - F_t) \cdot W_i \cdot h_i}{\sum_{j=1}^n W_j \cdot h_j}$$

IV-3-7-Distribution horizontale des forces sismiques

L'effort tranchant au niveau de l'étage k :

$$V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$$

IV-3-8-Résultante des forces sismiques de calcul

La résultante des forces sismiques à la base, V_t , obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques, V , donnée par Eqn. (4.1) pour une valeur de la période fondamentale donnée par Eqn. (4.4).

Si ($V_t \leq 0.8V$), il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements moments, etc) dans le rapport ($0.80V/V_t$)

$$.80\% V = 0,8 \times 3240.87 = 2592.70 \text{ KN}$$

	$\sum F_X \text{ (KN)}$	$\sum F_Y \text{ (KN)}$
E_X	3499.94	338.17
E_Y	338.16	3381.61

Tableau IV-5: Les réactions à la base.

Direction X :

$$V_{dyn X} = 3499.94 \text{ kn}$$

$$V_{x 80\%} = 2592.70 \text{ kn} \quad V_{x 80\%} \leq V_{dyn} \quad cv$$

Direction Y :

$$V_{dyn Y} = 3381.61 \text{ kn}$$

$$V_{Y 80\%} = 2592.70 \text{ kn} \quad V_{Y 80\%} \leq V_{dyn} \quad cv$$

IV-3-9-Justification vis-à-vis de l'effet ($P - \Delta$) [1]

Les effets du 2° ordre (ou effet($P - \Delta$)) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0,10$$

P_K : poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau "K".

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau "K" ($V_K = \sum F_i$).

Δ_K : déplacement relatif du niveau "K" par rapport au niveau " K_1 ".

h_K : hauteur de l'étage "K".

<i>Etage</i>	Δk (m)	P_K (KG)	V_k (KN)	h_k (m)	θ	$\theta \leq 0,10$
<i>Etage 5</i>	0,00135	60470,66	2880,72	3,06	0,03	C.V
<i>Etage 4</i>	0,00246	40583,97	2852,63	3,06	0,04	C.V
<i>Etage 3</i>	0,00276	24595,28	2447,34	3,06	0,03	C.V
<i>Etage 2</i>	0,00260	12501,69	1882,29	3,06	0,02	C.V
<i>Etage 1</i>	0,00222	4302,9	1208,17	3,06	0,01	C.V

Tableau IV-7: Justification vis-à-vis de l'effet $P-\Delta$ sens X

<i>Etage</i>	Δk (m)	P_K (KG)	V_k (KN)	h_k (m)	θ	$\theta \leq 0,10$
<i>Etage 5</i>	0,00132	60470,66	2996,60	3,06	0,08	C.V
<i>Etage 4</i>	0,00258	40583,97	3051,41	3,06	0,1	C.V
<i>Etage 3</i>	0,00306	24595,28	2691,90	3,06	0,08	C.V
<i>Etage 2</i>	0,00304	12501,69	2117,90	3,06	0,05	C.V
<i>Etage 1</i>	0,00275	4302,9	1397,40	3,06	0,02	C.V

Tableau IV-8: Justification vis-à-vis de l'effet $P-\Delta$ sens Y.

Puisque tous les coefficients θ sont inférieurs à 0,10 ; donc l'effet $P-\Delta$ est négligé.

IV-3-10-Vérification de déplacement :

Justification vis-à-vis inter-étages

Selon l'RPA version 2024 (Art 5.10)

Les déplacements relatifs latéraux, d'un étage par rapport à l'étage du dessous, tels que calculés selon § 4.5.2 (cf. Eqn. (5.11)), réduits en fonction du groupe d'importance a

travers du coefficient réducteur ν , ne doivent pas dépasser les limites, Δk , données dans le Tableau (5.2) et Eqn. (5.12),

$$V_k \times \Delta_k \leq \overline{\Delta_k}$$

$$\overline{\Delta_k} = 0.0075 h_k$$

i.e. D'après la modélisation de notre structure dans le logiciel de calcul des structures **Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014** on peut avoir les déplacements dans chaque niveau dans différentes combinaisons.

Cas/Etage	UX [cm]	UY [cm]	dr UX [cm]	dr UY [cm]
6/ 1	0,135	0,020	0,135	0,020
6/ 2	0,381	0,060	0,246	0,040
6/ 3	0,657	0,109	0,276	0,048
6/ 4	0,918	0,157	0,260	0,049
6/ 5	1,139	0,203	0,222	0,045

Direction X :

Etage	Δk (cm)	$\overline{\Delta k}$ (cm)	V_k	$V_k \cdot \Delta_k \leq \overline{\Delta k}$
Etage 1	0,058	2.70	0,50	C.V
Etage 2	0,096	2.70	0,50	C.V
Etage 3	0,114	2.70	0,50	C.V
Etage 4	0,119	2.70	0,50	C.V
Etage 5	0,112	2.70	0,50	C.V

Structure Chargements Analyse Résultats Dimensionnement For					
72A15 ? ? ? 7: EY ? ? 1..6; C					
Cas/Etage	UX [cm]	UY [cm]	dr UX [cm]	dr UY [cm]	
7/ 1	0,018	0,132	0,018	0,132	
7/ 2	0,053	0,390	0,035	0,258	
7/ 3	0,095	0,696	0,041	0,306	
7/ 4	0,135	0,999	0,041	0,304	
7/ 5	0,173	1,274	0,037	0,275	

Direction Y :

<i>Etage</i>	Δk (cm)	$\overline{\Delta k}$ (cm)	V_k	$V_k \cdot \Delta k \leq \overline{\Delta k}$
<i>Etage 1</i>	0,133	2.70	0,50	C.V
<i>Etage 2</i>	0,25	2.70	0,50	C.V
<i>Etage 3</i>	0,291	2.70	0,50	C.V
<i>Etage 4</i>	0,286	2.70	0,50	C.V
<i>Etage 5</i>	0,252	2.70	0,50	C.V

IV-3-11-Vérification de au renversement :

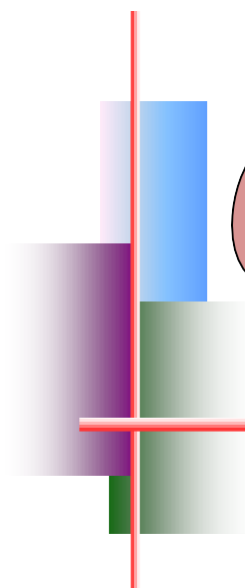
$$\frac{M_s}{M_r} < 1.5$$

Direction X :

<i>Etage</i>	$V_x(KN)$	$F_x(KN)$	$h(m)$	$W(KN)$	$xg(m)$	$Mr (KN)$	$Ms(KN)$	<i>vérification</i>
Etage 1	2698,54	-110,46	3.06	29232,85	13,97	408382,91	-338.00	C.V
Etage 2	2809,00	316,78	6.12	29232,85	13,97	408382,91	1938,69	C.V
Etage 3	2492,22	527,25	9.18	29232,85	13,97	408382,91	4840,15	C.V
Etage 4	1964,97	736 ,34	12.24	29232,85	13,97	408382,91	9012.80	C.V
Etage 5	1228,63	1228,63	15.30	29232,85	13,97	408382,91	18798.03	C.V

Direction X :

<i>Etage</i>	$V_x(KN)$	$F_x(KN)$	$h(m)$	$W(KN)$	$xg(m)$	$Mr (KN)$	$Ms(KN)$	<i>vérification</i>
Etage 1	2935,94	47.10	3.06	29232,85	13,97	408382,91	144,12	C.V
Etage 2	2888,84	306,54	6.12	29232,85	13,97	408382,91	1876,02	C.V
Etage 3	2582,30	533,51	9.18	29232,85	13,97	408382,91	4897,62	C.V
Etage 4	2048,79	618,95	12.24	29232,85	13,97	408382,91	7575,94	C.V
Etage 5	1429,84	1429,84	15.30	29232,85	13,97	408382,91	21876,55	C.V



Chapitre V

V-1- Introduction:

Notre structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales (ossature auto stable).

Pour la détermination du ferraillage on considère le cas le plus défavorable. On a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures (Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2014), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul.

- ✚ Les poteaux seront dimensionnés en flexion composée déviée.
- ✚ Les poutres seront dimensionnées en flexion simple.
- ✚ Les voiles seront dimensionnés en flexion composée.

V-2- Etude de ferraillage des poteaux:**V-2-1 -Combinaisons spécifiques de calcul:**

Combinaisons fondamentales : **BAEL 91 révisée 99.**

- ✚ $1,35 \times G + 1,5 \times Q \dots \dots \dots$ (ELU).
- ✚ $G + Q \dots \dots \dots$ (ELS).

V-2-2-Calcul du ferraillage longitudinal:

D'après l'RPA version 2024(article 7.4.2.1).

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets
- Leur pourcentage minimale sera de **1,0 %** (zone **IV**).
- Leur pourcentage maximal sera de **4%** en zone courante et de **8%** en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de **12 mm**.
- La longueur minimale de recouvrement est de **60 Φ** (zone **IV**)
- La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 15 cm (zone **IV**).

Etape de calcul:

Vérification de la contrainte tangente :

Done robot structure

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]	TX [MPa]	TZ [MPa]
MAX	901,33	21,05	109,85	9,58	26,90	38,10	0,26	1,37
Barre	25	1347	1408	1374	1257	1314	1347	1408
Noeud	49	1702	1885	761	1698	1868	1702	1885
Cas	3 (C)	3 (C)	3 (C)	3 (C)	3 (C)	3 (C)	3 (C)	3 (C)
MIN	-24,56	-27,63	-109,01	-9,95	-101,02	-36,23	-0,34	-1,36
Barre	957	1323	1440	1274	1408	1347	1323	1440
Noeud	1428	1877	1886	1711	1885	1901	1877	1886
Cas	3 (C)	3 (C)	3 (C)	3 (C)	3 (C)	3 (C)	3 (C)	3 (C)

$$\tau_u = 0.85 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_{ub}} = 0.04 \times F_{c28} \dots \dots \dots \text{RPA 2024 (Arc 7.4.3)}$$

$$\tau_u = 0.85 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_{ub}} = 1 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifier}$$

Calcul le ferrailage en flexion composée déviée [N ET M]

Combinaisons	Section cm^2	N (KN)	$M_y(\text{KN} \cdot \text{m})$	$M_z(\text{KN} \cdot \text{m})$
ELU	35*35	901,33	0,08	1.45
ACC ($M_{y\max}$)	35*35	62,86	57,07	-15,49
ACC ($M_{z\max}$)	35*35	96,16	-14,66	63,12
ACC ($N_{y\min}$)	35*35	13.62	17,32	-53,01

Tableau V-2-1 : Les résultats des efforts correspondant poteau.

EXPERT BA - Flexion déviée composée

Général Calcul Vérification Expert Interaction N / M

Charges (kN, kN*m)

	Type de sollicitation	N	My	Mz
1	ELU	901,33	0,08	1,45
2	ELA	62,86	57,05	-15,49
3	ELA	96,16	-14,66	63,12
4	ELA	13,62	17,32	-53,01
5				

Résultats

$A_{s1} = 2.7 \text{ cm}^2$ $A_{s2} = 1.7 \text{ cm}^2$

% d'armatures $\rho = 0,72 \%$

Valeurs réglementaires

% d'armatures minimum $\rho_{\min} = 0,23 \%$

% d'armatures maximum $\rho_{\max} = 5,00 \%$

☐ Dispositions sismiques

CALCUL TERMINE

Section (cm)

b = 35,0 ☒ Bloquée

h = 35,0 ☒ Bloquée

d = 3,5

CALCULER Note

Quitter Armatures ... Préférences ... Aide A propos...

$$A_{s1} = 2.70 \text{ cm}^2 ; A_{s2} = 1.70 \text{ cm}^2$$

Vérification RPA (Arc 7.4.2)

$$L_{cr} = \max(1.5xh_c ; L/6 ; 60 \text{ cm})$$

$$L_{cr} = 60 \text{ cm}$$

$\min(b, h) \geq 30 \text{ cm}$: en zones IV, V et VI.....CV

$\min(b, h) \geq L_{cr}/20 \Rightarrow (60)/20 = 3$: quelle que soit la zoneCV

$1/4 \leq b/h \leq 4$: quelle que soit la zone.....CV

Armatures longitudinales

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

• Leur pourcentage minimal sera de :

- 0.8% en zones I et II
- 0.9% en zone III
- 1.0% en zones IV, V et VI

$$A_s(RPA) = 1\% \times B = 0.01 \times 35 \times 35 = 12.25 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4HA14 + 4HA14 = 12.32 \text{ cm}^2$$

V-2-3-Calcul des armatures transversales:

Selon l'RPA version 2024 (Art 7.3 page 106) :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{(\rho_a \times V_u)}{(h_1 \times f_e)}$$

V_u : effort tranchant de calcul.

A_t : section droite ou équivalente des brins de l'armature transversale.

h_1 : hauteur total de la section brute dans la direction considérée.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture, par effort tranchant;

il est pris égal à 2.50, si l'élançement géométrique λ_g dans la direction considérée est

supérieur ou égal à 5, et égal à 3.75, dans le cas contraire.

$$f_e = 400 \text{ Mpa}$$

t : espacement des armatures transversales.

– dans la zone nodale (zone critique):

$$t \leq \min(b_0/3, 10\text{cm}, 60\phi_l) : \text{en zones IV, V et VI}$$

* b_0 : dimension minimale du noyau béton (à l'intérieur des armatures de confinement)

* ϕ_l : diamètre minimal des barres longitudinale

$$t = 10\text{cm}$$

– dans la zone courante :

$$t' \leq \min(b_1/2; h_1/2; 10\phi_l) : \text{en zones IV, V et VI}$$

$$t' \leq \min(35/2; 35/2; 10\phi_l) = 15\text{cm}$$

$$t' = 15\text{cm}.$$

où: ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

• La quantité d'armatures transversales minimale ($\frac{A_t}{t \times b_1}$) en % est donnée comme suit:

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° , ayant une longueur droite de $(10 \phi_t)$ minimum.

$10\phi_t = 10 \times 1,4 = 14 \text{ cm}$; alors on adopte longueur de 15 cm.

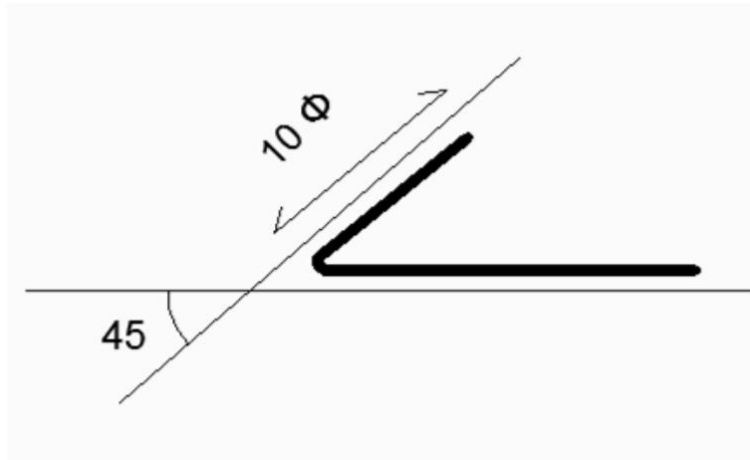


Figure V-2-1 : Crochet des barres horizontales.

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées $> 12\text{cm}$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

Par ailleurs, en cas d'utilisation de poteaux circulaires, il y a lieu d'utiliser des cerces droites individuelles (les cerces hélicoïdales continues sont interdites)

étage	Section (cm^2)	A_{min} RPA (cm^2)	$A_{\text{calculé}}$ (cm^2) Expert 2010	Ferraillage longitudinal	Ferraillage transversal		
				choix	t (cm)	t' (cm)	A_t
RDC	35*35	12.25	2.70/1.70	4HA14+4HA14	10	15	Ø8
ETAGE	35*35	12.25	2.70/1.70	4HA14+4HA14	10	15	Ø8

Tableau V-2-1 :ferraillage des poteaux

Les armateurs transversaux $\phi_{(L \text{ max})}/(3) \leq \phi_t \leq 12\text{mm}$

$\phi_{(L \text{ max})} = 20\text{mm}$

$6.66 \leq \phi_t \leq 12\text{mm}$

$\phi_t = 8\text{mm}$

• La longueur minimale des recouvrements est de: (RPA 2024)

- 50 ϕ en zones I, II et III
- 60 ϕ en zones IV, V et VI

$\Phi = 20 \text{ mm}$. $L_r = 2,0 \times 60 = 120 \text{ cm}$; alors on adopte : $L_r = 120 \text{ cm}$.

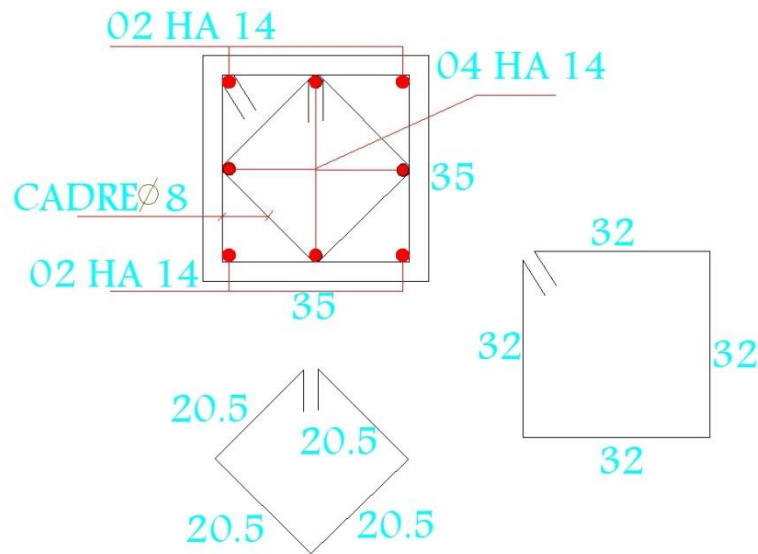


Figure V-2-2 : Schéma de ferraillage des poteaux $35 \times 35 \text{ cm}^2$

V-3- Etude du ferraillage des poutres:

Les poutres sont les éléments horizontaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les dalles aux poteaux.

Les poutres seront calculées en flexion simple d'après les règlements du **BAEL 91** modifié 99, on se rapportera aussi au **RPA version 2024** pour la vérification. Les

combinaisons d'action sont les suivantes :

Les combinaisons fondamentales **BAEL 91 révisée 99**.

$1,35G + 1,50Q$(ELU).

$G + Q$(ELS).

Les combinaisons accidentelles **RPA version 2024** :

Pour les poutres dans l'axe **X**:

$$\begin{cases} G + \Psi \cdot Q + E1 \\ G + \Psi Q + E2 \end{cases}$$

Pour les poutres dans l'axe **Y**:

$$\begin{aligned} G + \Psi \cdot Q + E1 \\ G + \Psi Q + E2 \end{aligned}$$

V-3-1- Etude des Poutres principales:

On va prendre les moments max dans chaque étage et on calcule le ferraillage de toute les poutres principales de chaque étage ensemble;(cas défavorable extrait à l'aide du logiciel robot).

Armature minimale :

-BAEL 91 : $A_{min} = 0,23 \times f_{t28}/f_e \times b \times d$

-RPA : $A_{min} = 0,5\% \times B$ avec : B : l'aire de la section de la poutre.

-poutres 01

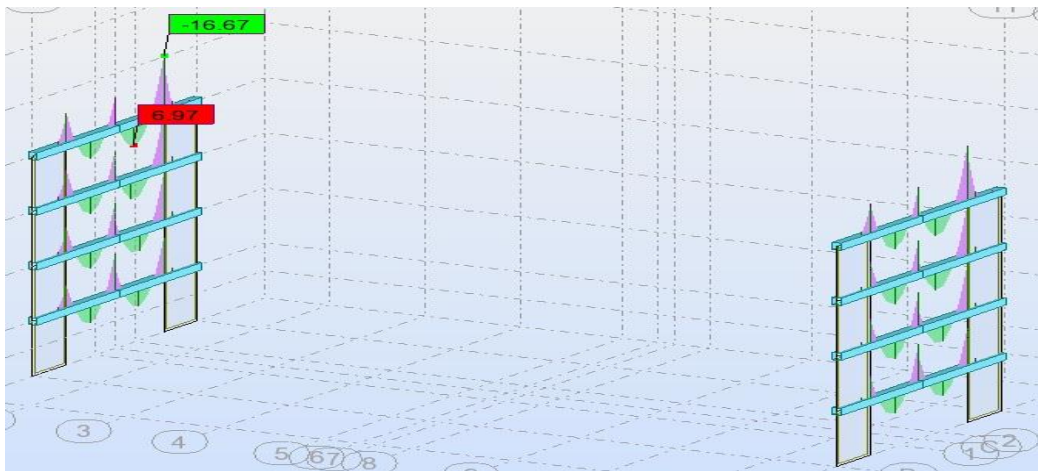


Figure V-3-1 : Diagramme des moments de flexion des poutres principales 01 à l'ELU.

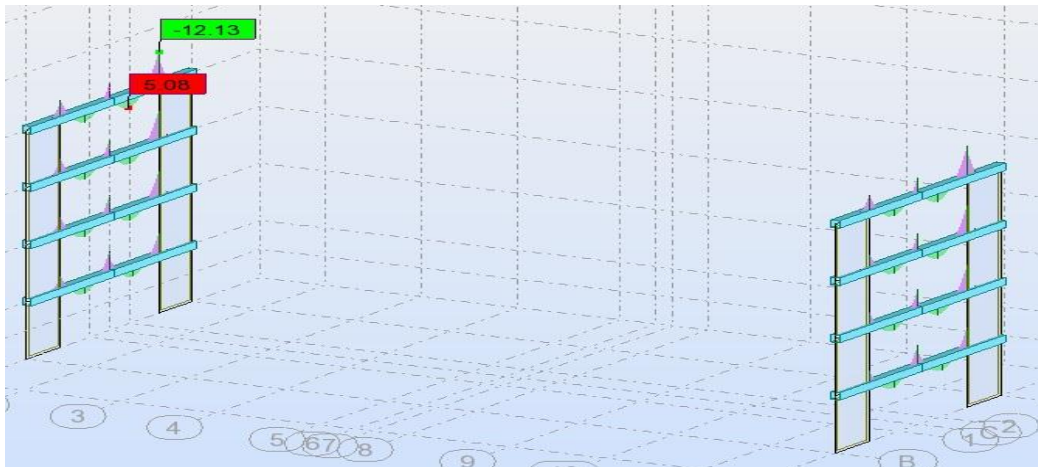


Figure V-3-2 : Diagramme des moments de flexion des poutres principales 01 à l'ELS.

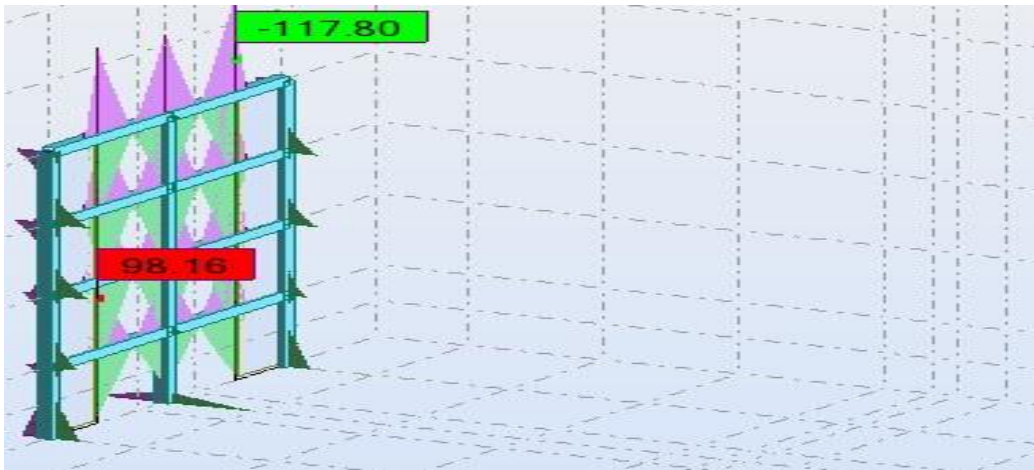


Figure V-3-3 : Diagramme des moments de flexion des poutres principales 01 à l'ELA.

Section (cm ²)	En appuis			En travée		
	M_{ELU} (KN.m)	M_{ELS} (KN.m)	M_{ELA} (KN.m)	M_{ELU} (KN.m)	M_{ELS} (KN.m)	M_{ELA} (KN.m)
30*40	-16.67	-12.13	-117.80 98.16	6.97	5.08	-58.90 49.08

Tableau V-3-1 : les sollicitations des calculées des poutres principales 01

	$A_{min} \text{ cm}^2$		Armature calculée	
	BAEL	RPA	A armature tendue	A' armature compri
En appuis	1.30	6.00	7.00	8.60
En travée	1.30	6.00	3.40	4.10

Tableau V-3-2: les Résultats de calcul des poutres principales 01

- choix des armatures :

- en appuis

armatures sup: 3HA14 FILANTE + 3 HA14 RENFORT

armatures inf : 3HA14 FILANTE + 3HA12 RENFORT

- en travée

armatures sup:3HA14 FILANTE

armatures inf :3HA14 FILANTE

V-3-2-poutres principales

-poutres 01 terrasse:



Figure V-3-4 : Diagramme des moments de flexion des poutres principales01 TER à l'ELU.

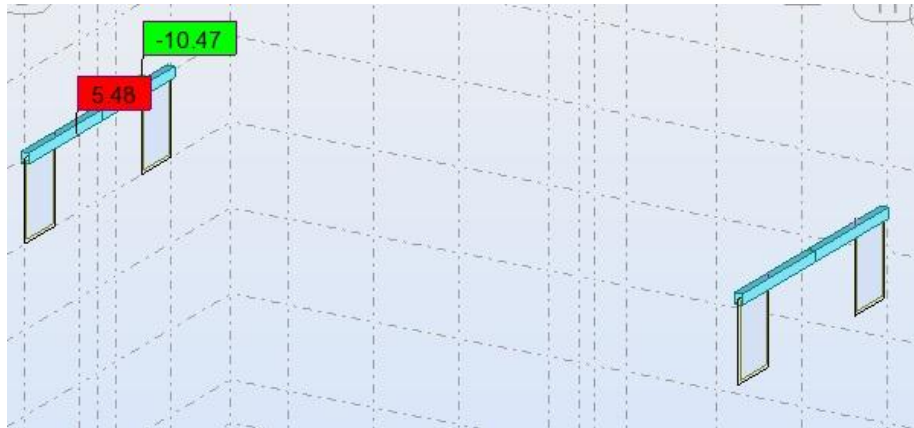


Figure V-3-5 : Diagramme des moments de flexion des poutres principales01 TER à l'ELS.

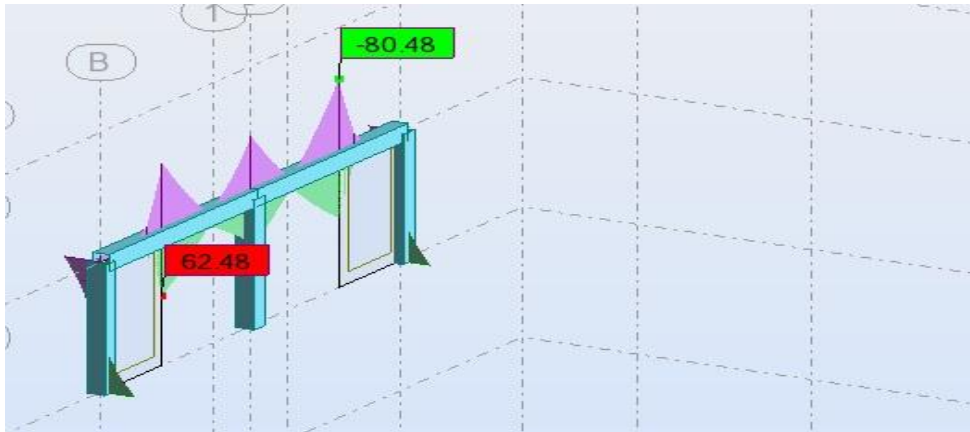


Figure V-3-6 : Diagramme des moments de flexion des poutres principales 01 TER à l'ELA.

Section (cm ²)	En appuis			En travée		
	M_{ELU} (KN.m)	M_{ELS} (KN.m)	M_{ELA} (KN.m)	M_{ELU} (KN.m)	M_{ELS} (KN.m)	M_{ELA} (KN.m)
30*40	-14.35	-10.47	-80.48 62.48	7.48	5.48	-40.24 31.24

Tableau V-3-3 : les sollicitations des calculées des poutres principales 01 terrasse

	A_{min} cm ²		Armature calculée	
	BAEL	RPA	A armature tendue	A' armature compri
En appuis	1.30	6.00	4.40	5.80
En travée	1.30	6.00	2.20	2.80

Tableau V-3-4: les Résultats de calcul des poutres principales 01 terrasse

- choix des armatures :

- en appuis

armatures sup: 3HA12 FILANTE + 3HA12 RENFORT

armatures inf: 3HA12 FILANTE + 3HA12 RENFORT

- en travée

armatures sup: 3HA12

armatures inf :3HA12

3-Poutres principales dans les Portique:

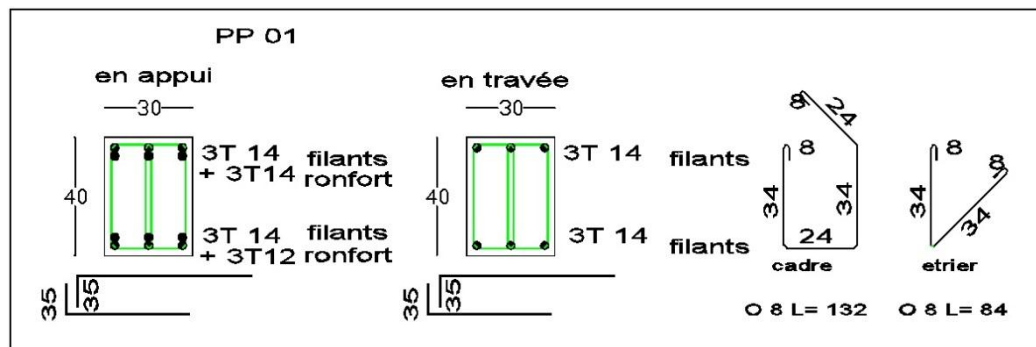
Les valeurs des moments maximaux en travée et en appui des poutres principales sont traités dans le tableau suivant:

POUTRE	ELU		ELS		ACC	
	$M_{ut_{max}}$ (KN.m)	$M_{ua_{max}}$ (KN.m)	$M_{st_{max}}$ (KN.m)	$M_{sa_{max}}$ (KN.m)	$M_{t_{max}}$ (KN.m)	$M_{a_{max}}$ (KN.m)
01	-7.48	-14.35	5.48	-10.47	-58.90 49.08	-117.80 98.16
02	38.49	-97.61	27.95	-70.96	-65.55 36.76	-131.10 73.52
03	24.82	-44.10	18.02	-32.01	-46.68 28.14	-93.36 56.28
04	24.96	-40.52	18.14	-29.44	-48.15 37.86	-96.30 75.86

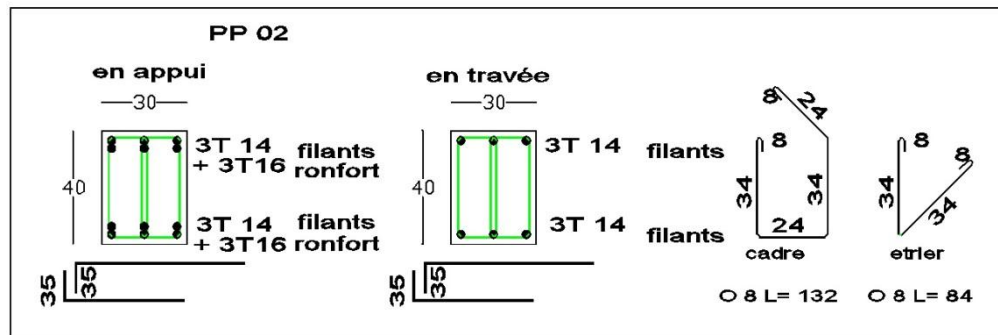
Tableau V-3-5 : Valeurs des moments sur les poutres principales.

poutres	armature	Travée		Appui		Choix des armatures	
		Acalculé	Achoisi	Acalculé	Achoisi	Travée	Appui
01	Sup	4.10	4.62	8.60	9.24	3HA14	3HA14+3HA14
	Inf	3.40	4.62	7.00	8.01	3HA14	3HA14+3HA12
02	Sup	4.60	4.62	9.50	10.65	3HA14	3HA14+3HA16
	Inf	3.10	4.62	8.10	9.24	3HA14	3HA14+3HA16
03	Sup	3.40	4.62	6.80	6.80	3HA14	3HA14+2HA12
	Inf	2.60	4.62	4.00	4.00	3HA14	3HA14
04	Sup	3.40	4.62	7.00	8.01	3HA14	3HA14+3HA12
	Inf	2.60	4.62	5.40	6.88	3HA14	3HA14+3HA12

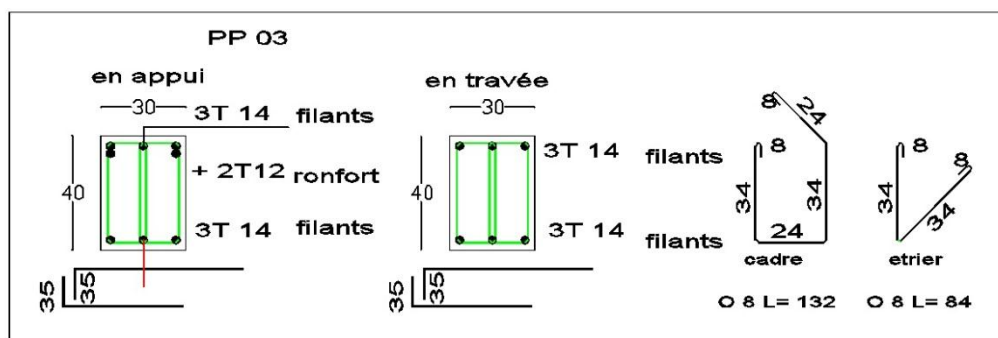
Tableau V-3-6 : Résultats de calcul de ferrailage des poutres principales.



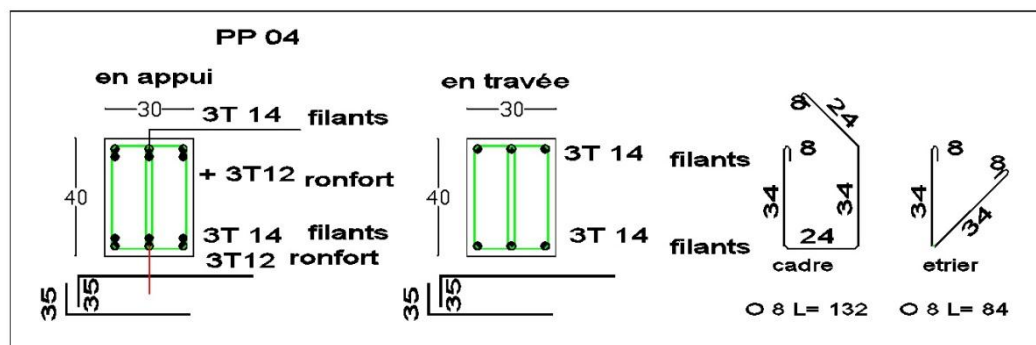
V-3-7- Schéma de ferrailage des poutres principales 01.



V-3-8- Schéma de ferrailage des poutres principales 02.



V-3-9- Schéma de ferrailage des poutres principales 03.



V-3-9- Schéma de ferrailage des poutres principales 04.

- **Vérification de la contrainte tangente limite ultime**

$$\bar{\sigma}_u = \min \left\{ 0.2 \times \frac{25}{1.5}, 5 \text{ Mpa} \right\} = 3.33 \text{ Mpa} \geq \bar{\sigma}_u = \frac{v_{max}}{b_0 \times d}$$

- **Vérification de la contrainte de compression (bielle)**

$$V_u \leq 0.267 \cdot b \cdot a \cdot f_{c28}$$

- **Vérification des armatures inférieures d'appuis**

$$A_s (\text{cm}^2) \geq A_s = \frac{v_u}{f_e / \gamma_b}$$

- Vérification de la contrainte moyenne de compression

$$\sigma_{mb} = \frac{R_U}{b.a} \leq \frac{1.3 f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$R_U = V_{ug} + V_{UD}$$

Type des poutres	Vérification de la contrainte tangente limite ultime			Vérification de la contrainte de compression (bielle)		
	τ_u (Mpa)	τ_u adm (Mpa)	vérification	V_u (kN)	$0,267.b.a.f_{c28}$ (kN)	vérification
4 ^{ème} étage	1.01	3.33	ok	109.85	610.76	ok
3 ^{ème} étage	0.97	3.33	ok	105.17	610.76	ok
2 ^{ème} étage	0.95	3.33	ok	103.52	610.76	ok
1 ^{ère} étage	0.93	3.33	ok	101.19	610.76	ok
RDC	0.90	3.33	ok	98.11	610.76	ok

Type des poutres	Vérification des armatures inférieures d'appuis			Vérification de la contrainte moyenne de compression			
	A_s (cm ²)	$V_u/(f_e/\gamma_s)$ [cm ²]	vérification	R_u (N)	σ_{mb} (MPa)	$1,3 F_{c28} / \gamma_b$	vérification
4 ^{ème} étage	7.10	3.15	ok	219.70	2.39	21.66	ok
3 ^{ème} étage	12.30	3.03	ok	210.34	2.29	21.66	ok
2 ^{ème} étage	11.90	2.97	ok	207.04	2.26	21.66	ok
1 ^{ère} étage	11.90	2.90	ok	202.38	2.21	21.66	ok
RDC	8.10	2.82	ok	196.22	2.14	21.66	ok

- Les armateurs transversaux :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \phi_{Lmin} ; \frac{b}{10} \right)$$

$$\phi_t = 8mm$$

le diamètre proposé pourra donc adopté.

Les armatures transversales seront constituées par un cadre et une épingle de 8 mm de diamètre, soit une section totale de:

$$A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2.$$

- Espacement Les armateurs transversaux :

Done RPA et BAEL espacement (zone nodal / zone courant)

$$S_t \leq \frac{0.9 \times A_t \times f_e}{\gamma_s \times b \times (\tau_u - 0.3 f_{t28} \times k)}$$

$$S_t \leq 21.54 \text{ cm}$$

- **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left(S_t; 30\text{cm}; \frac{A_t \cdot f_e}{0.4b}; 12\phi_t \right)$$

$$S_t \leq \min(21.54; 30\text{cm}; 67; 9.6)$$

$$S_t \leq 9.6\text{cm}$$

$$S_t = 9\text{cm}$$

- **zone courant :**

$$S_t \leq \min \left(21.54; 40\text{cm}; \frac{A_t \cdot f_e}{0.4b}; \frac{h}{2} \right)$$

$$S_t \leq \min(24.55; 40\text{cm}; 67; 20)$$

$$S_t \leq 20\text{cm}$$

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

- **Vérification en zone courant :**

$$A_t \geq 0.003 \cdot S_t \cdot b$$

$$2.01 \geq 1.8$$

Condition vérifier

V-3-2-Etude des Poutres secondaires:

Armature minimale :

-BAEL 91 : $A_{min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d$

-RPA : $A_{min} = 0.5\% \times B$ avec : B : l'aire de la section de la poutre.

1 Poutres secondaires :

niveau RDC:

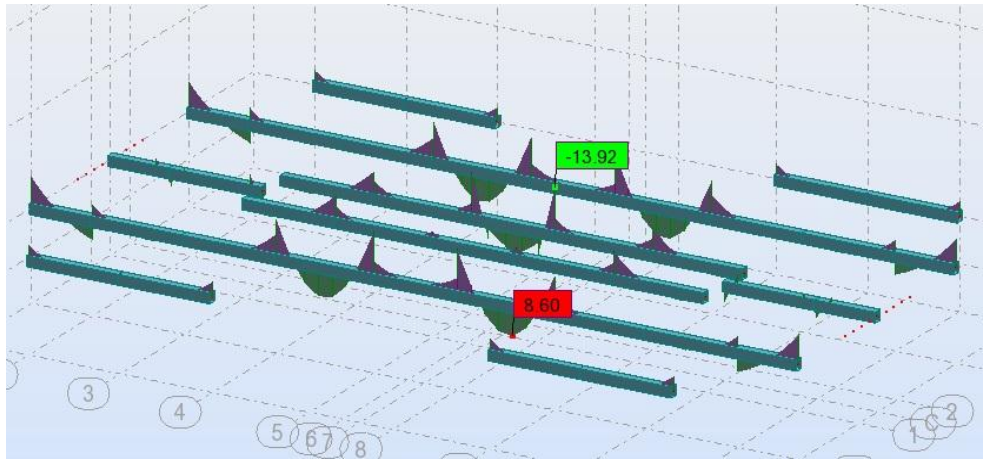


Figure V-3-10 : Diagramme des moments de flexion des poutres secondaires à l'ELU.

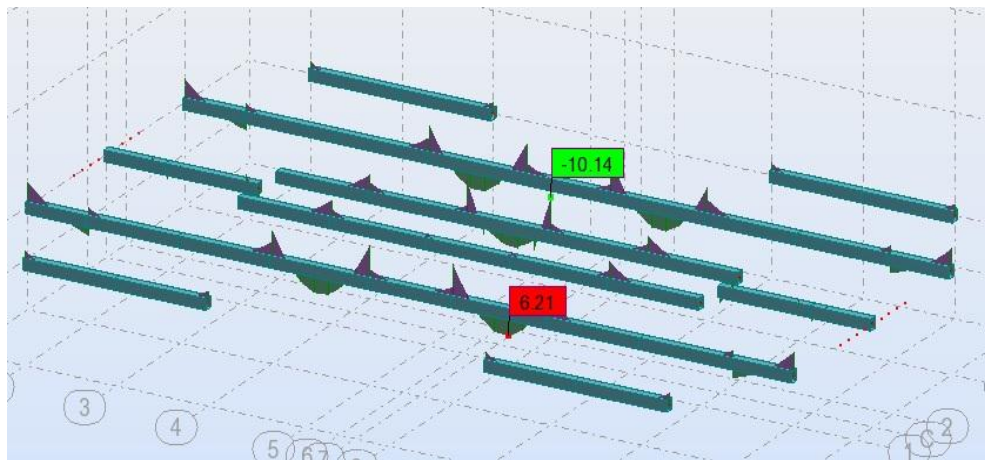


Figure V-3-11 : Diagramme des moments de flexion des poutres secondaires à l'ELS.

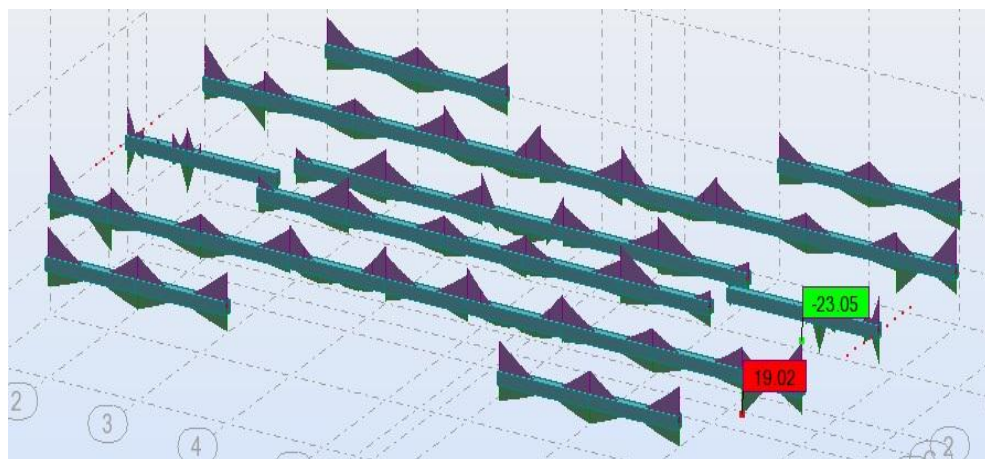


Figure V-3-12 : Diagramme des moments de flexion des poutres secondaires à l'ELA.

Section (cm ²)	ELU		ELS		ACC	
	$M_{ut_{max}}$ (KN.m)	$M_{ua_{max}}$ (KN.m)	$M_{st_{max}}$ (KN.m)	$M_{sa_{max}}$ (KN.m)	$M_{t_{max}}$ (KN.m)	$M_{a_{max}}$ (KN.m)
30*35	8.60	-13.92	6.21	-10.14	19.02	-23.05

Tableau V-4-1 : Les sollicitations des poutres secondaires niveau RDC:

	$A_{min} \text{ cm}^2$		Armature calculée	
	BAEL	RPA	A armature tendue	A' armature compri
En appuis	1.19	5.25	0.00	5.25
En travée	1.19	5.25	5.25	0.00

Tableau V-4-2: les Résultat de calcul des poutres secondaires niveau RDC

- choix des armatures :

- en appuis

armatures sup:3HA12 FILANTE+2HA12RENFORT

armatures inf :3HA12 FILANTE+2HA12 RENFORT

- en travée

armatures sup:3HA12 FILANTE

armatures inf :3HA12 FILANTE

-poutres terrasse:

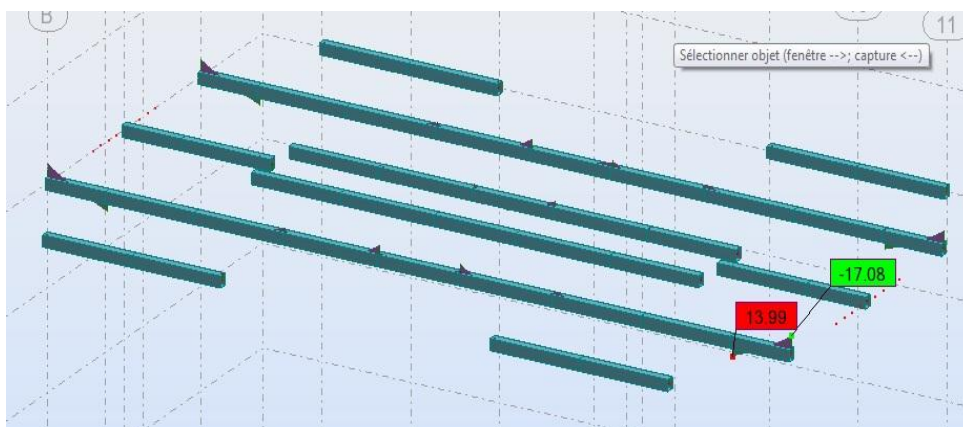


Figure V-3-13 : Diagramme des moments de flexion des poutres secondaires TER à l'ELU.

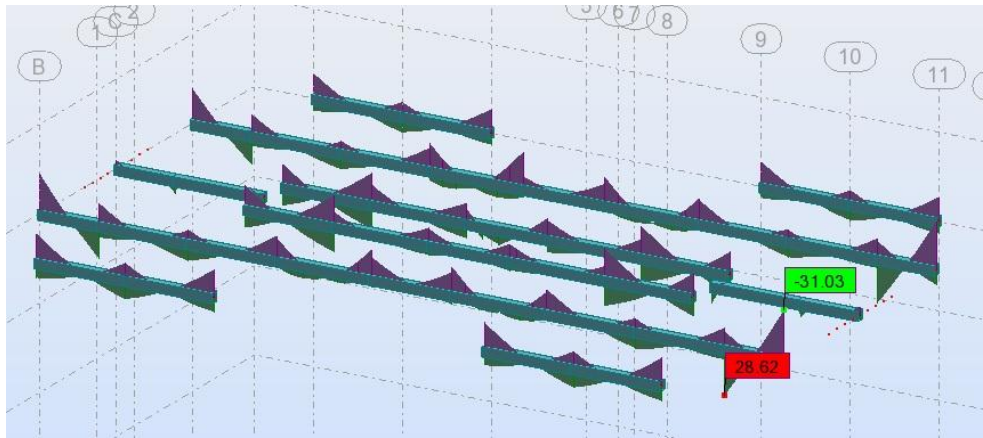


Figure V-3-14 : Diagramme des moments de flexion des poutres secondaires TER à l'ELS.

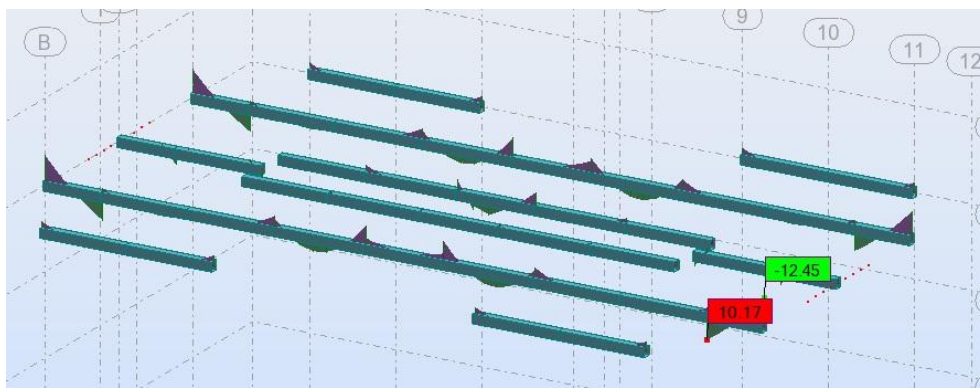


Figure V-3-15 : Diagramme des moments de flexion des poutres secondaires TER à l'ELA.

Section (cm ²)	ELU		ELS		ACC	
	$M_{ut_{max}}$ (KN.m)	$M_{ua_{max}}$ (KN.m)	$M_{st_{max}}$ (KN.m)	$M_{sa_{max}}$ (KN.m)	$M_{t_{max}}$ (KN.m)	$M_{a_{max}}$ (KN.m)
30*35	13.99	-17.08	10.17	-12.45	28.62	-31.03

Tableau V-4-3 : les sollicitations des calculées des poutres secondaires terrasse

	$A_{min} \text{ cm}^2$		Armature calculée	
	BAEL	RPA	A armature tendue	A' armature compri
En appuis	1.30	6.00	0.00	5.25
En travée	1.30	6.00	5.25	0.00

Tableau V-4-4: les Résultat de calcul des poutres secondaires terrasse

- choix des armatures :
- en appuis

armatures sup:3HA12 FILANTE+3HA12RENFORT

armatures inf :3HA12 FILANTE+2HA12 RENFORT

- en travée

armatures sup:3HA12 FILANTE

armatures inf :3HA12 FILANTE

- Poutres secondaires dans les différents étages:

Les valeurs des moments maximaux en travée et en appui des poutres secondaires sont traités dans le tableau suivant

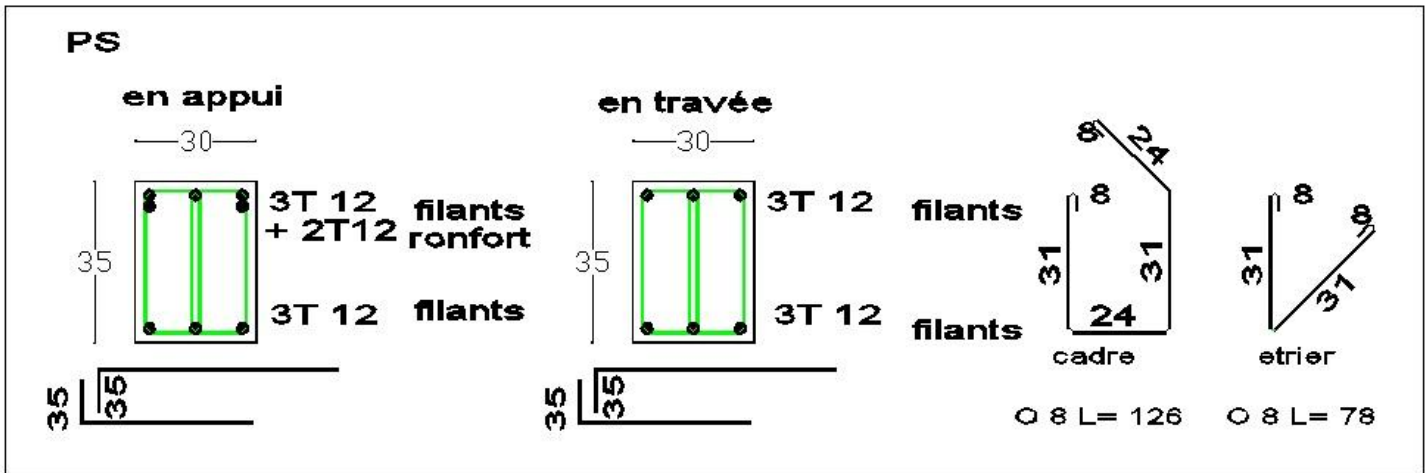
Etage	ELU		ELS		ACC	
	$M_{ut_{max}}$ (KN.m)	$M_{ua_{max}}$ (KN.m)	$M_{st_{max}}$ (KN.m)	$M_{sa_{max}}$ (KN.m)	$M_{t_{max}}$ (KN.m)	$M_{a_{max}}$ (KN.m)
4 ^{ème} étage	13.99	-17.08	10.17	-12.45	28.62	-31.03
3 ^{ème} étage	19.96	-23.59	14.52	-17.20	40.85	-44.59
2 ^{ème} étage	16.15	-19.51	11.74	-14.22	35.66	-39.04
1 ^{ère} étage	11.89	-15.14	8.64	-11.04	28.46	-32.33
RDC	8.60	-13.92	6.21	-10.14	19.02	-23.05

Tableau V-4-5 : Valeurs des moments sur les poutres secondaires.

Type des poutres		Travée		Appui		Choix des armatures	
	armature	Acalculé	Achoisi	Acalculé	Achoisi	Travée	Appui
4 ^{ème} étage	Sup	0.00	3.39	5.25	5.65	SUP 3HA12	3HA12+2HA12
	Inf	5.25	5.65	0.00	3.39	INF 3HA12	3HA12
3 ^{ème} étage	Sup	0.00	3.39	5.25	5.65	SUP 3HA12	3HA12+2HA12
	Inf	5.25	5.65	0.00	3.39	INF 3HA12	3HA12
2 ^{ème} étage	Sup	0.00	3.39	5.25	5.65	SUP 3HA12	3HA12+2HA12
	Inf	5.25	5.65	0.00	3.39	INF 3HA12	3HA12
1 ^{ère} étage	Sup	0.00	3.39	5.25	5.65	SUP 3HA12	3HA12+2HA12
	Inf	5.25	5.65	0.00	3.39	INF 3HA12	3HA12

RDC	Sup	0.00	3.39	5.25	5.65	SUP 3HA12	3HA12+2HA12
	Inf	5.25	5.65	0.00	3.39	INF 3HA12	3HA12

Tableau V-4-6 : Résultats de calcul de ferrailage des poutres secondaires.



- Vérification de la contrainte tangente limite ultime

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \times \frac{25}{1.5}, 5 \text{ Mpa} \right\} = 3.33 \text{ Mpa} \geq \bar{\tau}_u = \frac{v_{max}}{b_0 \times d}$$

- Vérification de la contrainte de compression (bielle)

$$V_U \leq 0.267 \cdot b \cdot a \cdot f_{c28}$$

- Vérification des armatures inférieures d'appuis

$$A_s (\text{cm}^2) \geq A_s = \frac{v_u}{f_e / \gamma_b}$$

- Vérification de la contrainte moyenne de compression

$$\sigma_{mb} = \frac{R_U}{b \cdot a} \leq \frac{1.3 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$R_U = V_{ug} + V_{UD}$$

Type des poutres	Vérification de la contrainte tangente limite ultime			Vérification de la contrainte de compression (bielle)		
	τ_u (Mpa)	$\tau_u \text{ adm}$ (Mpa)	vérification	V_u (kN)	$0.267 \cdot b \cdot a \cdot f_{c28}$ (kN)	vérification
4 ^{ème} étage	0.24	3.33	ok	24.14	520.65	ok
3 ^{ème} étage	0.34	3.33	ok	34.02	520.65	ok
2 ^{ème} étage	0.36	3.33	ok	35.69	520.65	ok
1 ^{ère} étage	0.36	3.33	ok	35.91	520.65	ok
RDC	0.35	3.33	ok	35.39	520.65	ok

Type des poutres	Vérification des armatures inférieures d'appuis			Vérification de la contrainte moyenne de compression			
	As (cm ²)	Vu/(f _e /Y _s) [cm ²]	vérification	Ru (N)	σ _{mb} (MPa)	1,3 F _{c28} /Y _b	vérification
4 ^{ème} étage	3.39	0.69	ok	48.28	0.51	21.66	ok
3 ^{ème} étage	3.39	0.97	ok	68.04	0.73	21.66	ok
2 ^{ème} étage	3.39	1.02	ok	71.38	0.76	21.66	ok
1 ^{ère} étage	3.39	1.03	ok	71.82	0.77	21.66	ok
RDC	3.39	1.01	ok	70.78	0.76	21.66	ok

- Les armateurs transversaux :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \phi_{L\min} ; \frac{b}{10} \right)$$

$$\phi_t = 8\text{mm}$$

le diamètre proposé pourra donc adopté.

Les armatures transversales seront constituées par un cadre et une épingle de 8 mm de diamètre, soit une section totale de:

$$A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2.$$

- Espacement Les armateurs transversaux :

Done RPA et BAEL espacement (zone nodal / zone courant)

$$S_t \leq \frac{0.9 \times A_t \times f_e}{\gamma_s \times b \times (\tau_u - 0.3 f_{t28} \times k)}$$

$$S_t \leq 41.12 \text{ cm}$$

- Zone nodale :

$$S_t \leq \min \left(S_t ; 30\text{cm} ; \frac{A_t \cdot f_e}{0.4b} ; 12\phi_t \right)$$

$$S_t \leq \min (24.55; 30\text{cm} ; 67 ; 9.6)$$

$$S_t \leq 9.6\text{cm}$$

$$S_t = 9\text{cm}$$

- zone courant :

$$S_t \leq \min \left(S_t ; 40\text{cm} ; \frac{A_t \cdot f_e}{0.4b} ; \frac{h}{2} \right)$$

$$S_t \leq \min (24.55; 40\text{cm} ; 67 ; 20)$$

$$S_t \leq 20\text{cm}$$

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

- Vérification en zone courant :

$$A_t \geq 0,003 \cdot S_t \cdot b$$

$$2.01 \geq 1.8$$

Condition vérifier**V-4-Ferraillage des voiles:****V-4-1-Introduction:**

Le voile est un élément structural de contreventement qui doit reprendre les forces horizontales dues au vent "action climatique" ou aux séismes (action géologique), soumis à des forces verticales et horizontales. Donc le ferraillage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (**G**) et aux surcharges d'exploitation (**Q**), ainsi sous l'action des sollicitations dues aux séismes.

V-4-2-Conception des voiles:

Il faut que les voiles soient placés de telle sorte que l'excentricité soit minimum (Torsion) Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (Flexibilité du plancher) L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (Il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

V-4-3-Stabilité des constructions vis-à-vis les charges latérales:

Du point de vue de la stabilité sous charges horizontales (vent, séisme), on distingue différents types des structures en béton armé :

- Structures auto stables
- Structure contreventée par voiles.

Dans notre projet, la structure est contreventée par des voiles et portiques appelés contreventement, dont le but est d'assurer la stabilité (et la rigidité) de l'ouvrage vis à vis des charges horizontales

V-4-4-Rôle de contreventement:

Le contreventement a donc principalement pour objet :

- Assurer la stabilité des constructions non auto stable vis à vis des charges horizontales et de les transmettre jusqu'au sol.
- De raidir les constructions, car les déformations excessives de la structure sont source de

dommages aux éléments non structuraux et à l'équipement

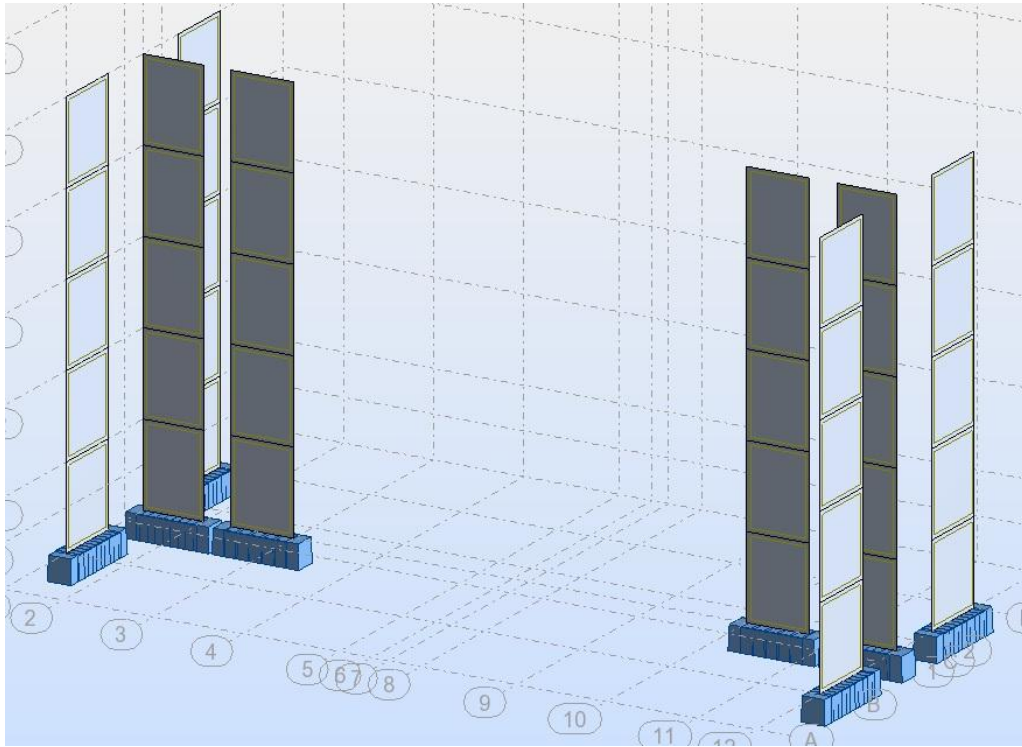


Figure V-4-1 : position les voiles sur le structure.

V-4-5-Ferraillage des voiles:

Combinaison:

Selon le règlement parasismique Algérien (RPA 2024) les combinaisons à considérer dans notre cas (voiles) est les suivants :

$$1,35G + 1,5Q \dots\dots\dots (ELU).$$

$$G + \psi Q \pm E \dots\dots\dots (ACC).$$

$$G + \psi Q \pm E \dots\dots\dots (ACC).$$

Les voiles seront calculés en flexion composée sous l'effet des sollicitations qui les engendrent, le moment fléchissant et l'effort normal est déterminé selon les combinaisons comprenant la charge permanente, d'exploitation ainsi que les charges sismiques.

V-4-6- Vérification spécifique

1.1 Sollicitations normales

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.40 \quad \text{RPA 2024 page120}$$

	NRx [kN]	MRz [kNm]	TRy [kN]	sRo [MPa]	sRe [MPa]	tR [MPa]	TRz [kN]	MRy [kNm]
MAX	760,35	3432,46	1292,68	11,56	15,53	2,18	127,76	104,96
Panneau	1656	1656	1649	1655	1656	1649	1093	1093
Coupe	1608-31	1608-31	911-995	45-1562	1608-31	911-995	1625-1627	1625-1627
Cas	12 (C) (CQC)	12 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)	15 (C) (CQC)	12 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)	12 (C) (CQC)	12 (C) (CQC)
MIN	-1591,96	-3513,14	-1289,79	-12,78	-17,36	-2,18	-119,76	-78,03
Panneau	1656	1655	1650	1655	1655	1650	1093	1093
Coupe	1608-31	45-1562	953-1037	45-1562	45-1562	953-1037	757-768	1625-1627
Cas	15 (C) (CQC)	15 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	12 (C) (CQC)	15 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	15 (C) (CQC)	15 (C) (CQC)

Figure V-5-1 l'effort normal Nd sur voiles(robot2014)

SECTION	N_d (kN)	f_{c28} (kN/cm ²)	B (cm ²)	$\frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0,40$	Observation
20×270	1591.96	2,50	5400	0.11	Condition vérifiée
20×255	1437.18	2,50	5100	0.11	Condition vérifiée
20×230	1454.60	2,50	4600	0.12	Condition vérifiée

Tableau V-5-2 : l'effort normal de compression de calcul des voiles

1-2-évaluation des daigrammes des moments de calcul (ferraillage) :

Les voiles élancés correspondent à ($\frac{h_w}{l_w} \geq 2$) : le diagramme de moment fléchissant de calcul, en fonction de la hauteur, est donné par une enveloppe linéaire, du diagramme du moment fléchissant obtenu par le calcul de structure, déplacée verticalement (décalage de traction) d'une distance égale à la hauteur (h_{cr}) de la zone critique du voile.

$$h_w = 15.30m, l_{w1} = 2.70m, l_{w2} = 2.55m, l_{w3} = 2.30m$$

$$\frac{h_w}{l_{w1}} = \frac{15.30}{2.70} = 5.66 \geq 2$$

$$\frac{h_w}{l_{w1}} = \frac{15.30}{2.55} = 6 \geq 2$$

$$\frac{h_w}{l_{w1}} = \frac{15.30}{2.30} = 6.65 \geq 2$$

1-3-évaluation de la hauteur (h_{cr}) de la zone critique du voile :

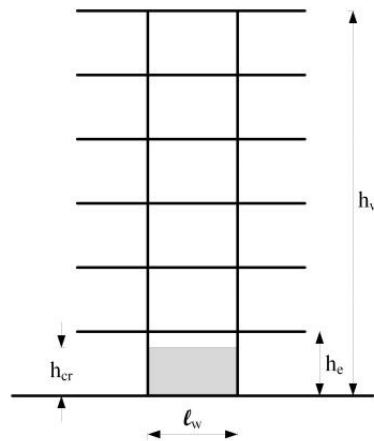


Figure V-4-3 : Zone critique à la base du voile.

$$h_{cr} = \max(l_w, \frac{h_w}{6}) = \max(2.70; \frac{15.30}{6}) = 2.70m$$

$$h_{cr} = \max(l_w, \frac{h_w}{6}) = \max(2.55; \frac{15.30}{6}) = 2.55m$$

$$h_{cr} = \max(l_w, \frac{h_w}{6}) = \max(2.30; \frac{15.30}{6}) = 2.55m$$

$$h_{cr} \leq 2. l_w$$

$$h_{cr} \leq h_e \text{ pour } n < 6 \text{ niv} = 2.86m$$

Conditions géométrique :

-Longueur confinée (l_c) :

$$l_c \geq \max(0.15l_w; 1.5b_w)$$

$$l_c \geq \max(0.15 \times 2.70; 1.50 \times 0.2) = 0.40 m$$

$$l_c = 0.45m$$

-Epaisseur confinée (b_c) :

$$\text{si } l_c \leq \max(2b_w ; 0.2l_w) \rightarrow b_c = \frac{h_e}{15}$$

$$\text{si } l_c \geq \max(2b_w ; 0.2l_w) \rightarrow b_c = \frac{h_e}{10}$$

$$45 \leq \max(2b_w ; 0.2l_w) \rightarrow b_c = \frac{h_e}{15} = \frac{286}{15} = 19.06\text{cm}$$

$$b_c = 0.20\text{m}$$

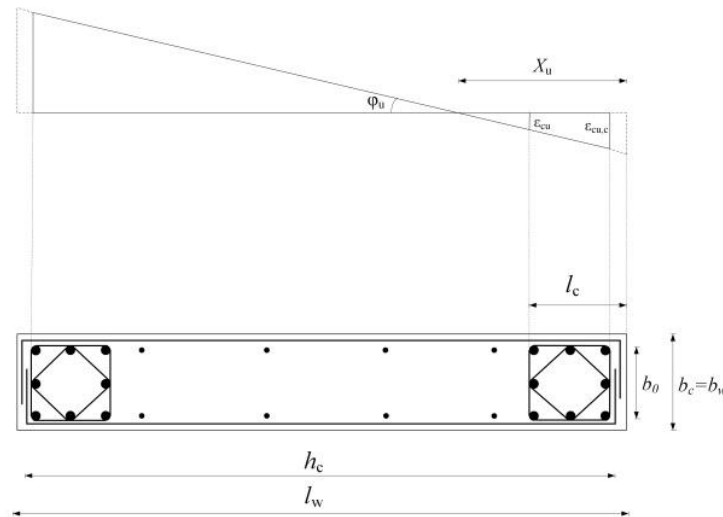
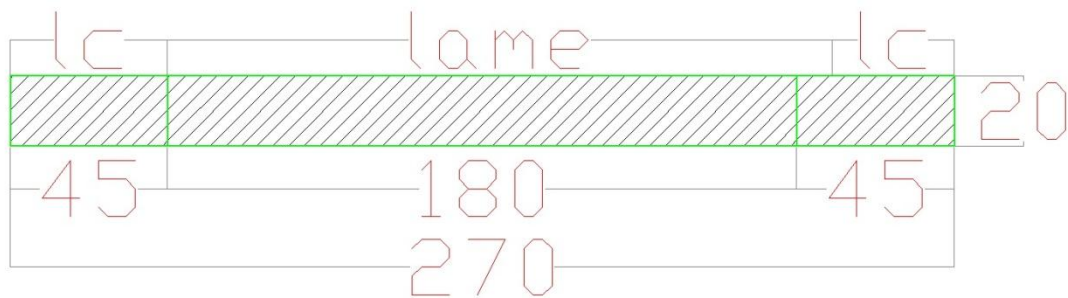


Figure V-4-4 : Eléments de rive pour les voiles.



V-4-7-ferraillage de l'ame :

1-aciers verticaux :

Diamètre maximal :

$$8\text{mm} \leq \varnothing_{\max} \leq \frac{b_w}{8}$$

Alors :

$$\frac{b_w}{8} = \frac{200}{8} = 25\text{mm}$$

$$\text{Chiox } \varnothing_l = 12\text{mm}$$

Espacement maximal :

$$s_{tmax} \leq \min(250mm ; 25\phi_{min}) \rightarrow s_{tmax} \leq \min(250mm ; 25 \times 12mm)$$

$$s_{tmax} = 25cm$$

Chiosi $s_{tmax} = 15cm$

Aciers horizontaux :

Résistance a l'effort tranchant :

$$\frac{A_h}{s} \geq \frac{\bar{v}}{z \times f_e} \rightarrow A_h \geq \frac{s \times \bar{v}}{z \times f_e}$$

$$Z=225cm, s=15cm, v=1292.68 kn, \bar{v}=1.4 \times v=1.4 \times 1292.68=1809.75kn$$

$$A_h \geq \frac{15 \times 1809.75}{225 \times 400} \times 10 = 3.00cm^2$$

V-4-8-ferraillage des éléments de rives :

Pourcentage min longitudinal : $\geq 0.5\%$ de la surface de la zone confinée :

$$A_{vmin} \geq 0.5\%(45 \times 20) \rightarrow A_{vmin} \geq 4.50cm^2$$

Espacement verticale armatures confinement (st) :

$$s_t \leq \min\left(\frac{b_0}{3} ; 12.5cm ; 6\phi_l\right) \phi_l \geq 12mm$$

$$s_t \leq \min\left(\frac{20}{3} ; 12.5cm ; 6 \times 12\right) \rightarrow s_t \leq 7.2 \rightarrow s_t = 6cm.$$

Section minimale des armatures de confinement :

$$A_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 0.09 \times s_t \times b_0 \times \frac{f_{c28}}{f_e} \\ 0.3 \times s_t \times b_0 \times \left(\frac{A_g}{A_c} - 1\right) \times \frac{f_{c28}}{f_e} \end{array} \right.$$

$$A_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 0.09 \times 6 \times 20 \times \frac{25}{400} \\ 0.3 \times 6 \times 20 \times \left(\frac{45 \times 20}{39 \times 14} - 1\right) \times \frac{25}{400} \end{array} \right.$$

$$A_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 0.67 \\ 1.45 \end{array} \right.$$

$$A_t \geq 1.45cm$$

Justification de la condition de la ductilite locale :

La longueur comprimée des parties de rive l_c , calculée :

$$l_{ccalcul} = X_u \times \left(1 - \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu.c}}\right)$$

X_u : position de l'axe neutre.

ϵ_{cu} : déformation critique du béton 0.35%

$\epsilon_{cu.c}$: raccourcissement limite a la rupture.

-position de l'axe neutre :

$$X_u = (v_d \times wv) \times \frac{l_w \times b_c}{b_0}$$

$$w_v = \frac{A_{sv}}{(l_w \times 2l_c) \times b_w} \times \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

$$\frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{f_e}{f_{c28}} \times \frac{\gamma_b}{\gamma_s} \rightarrow 20.87$$

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales dans l'âme du voile est de 0.2%.

$$A_{svmin} = 0.2\% \times S_h \times b_w \rightarrow A_{svmin} = 15 \times 20 \times 0.2\% = 0.6 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choisi } A_{sv} = 2HA12 \text{ } e = 15 \text{ cm} \quad A_{sv} = 2 \times 12HA12 = 27.14 \text{ cm}^2$$

$$w_v = \frac{27.14 \times 10^{-4}}{(2.7 \times 2(0.39) \times 0.20)} \times 20.87 = 0.13$$

$$X_u = (0.13 + 0.13) \times \frac{270 \times 20}{20} = 70.20 \text{ cm}$$

raccourcissement limite a la rupture. $\varepsilon_{cu,c}$

$$\varepsilon_{cu,c} = 0.0035 + 0.1\alpha w_{wd}$$

w_{wd} : Rapport mécanique en volume des armatures de confinement.

α : Coefficient d'efficacité du confinement

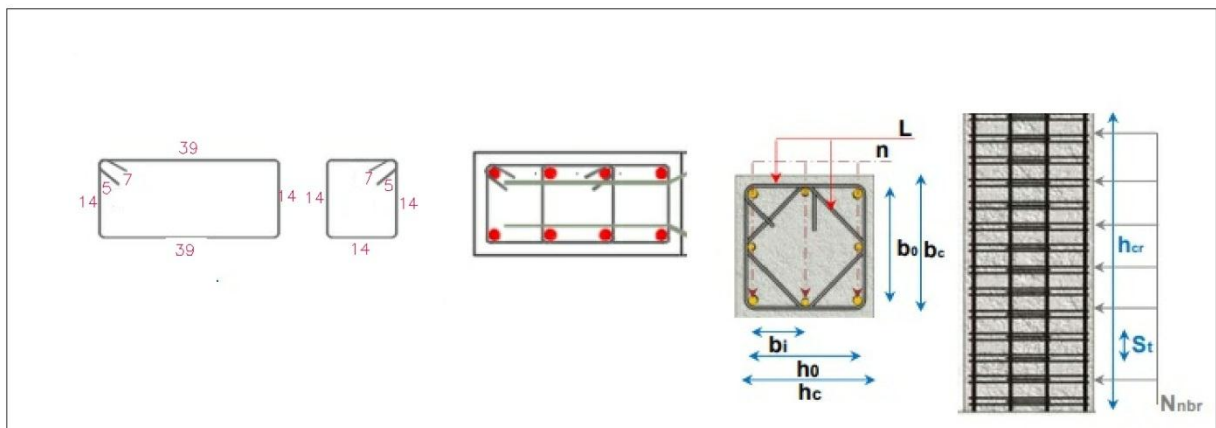
$$w_{wd} = \frac{v_{st}(\text{cm}^3) \text{ volume des armatures de confinement}}{v_{nc}(\text{cm}^3) \text{ volume du noyau en béton}} \times \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

$$v_{nc} = h_{cr} \times b_0 \times l_c = 270 \times 20 \times 39 = 210600 \text{ cm}^3$$

$$v_{st} = l \times \left(\pi \times \frac{\phi_l^2}{4}\right) \times N_{br}$$

L : La longueur total des armatures transversales (cadre+étrier+épingle)

N_{br} : nombre des cadres sur la longueur critique (L_{cr})



$$L = L1 \text{ (cadre 1)} + L2 \text{ (cadre 2)} \quad L = (b0 \times 2 + Lc \times 2 + 5 + 7) + (b0 \times 4 + 5 + 7) \quad L = (14 \times 2 + 39 \times 2 + 5 + 7) + (14 \times 4 + 5 + 7) \quad L = 118 + 68 \quad L = 186 \text{ cm}$$

$$N_{br} = (L_{cr} - 10 \text{ cm}) / St = (270 - 10) / 6 = 44 \text{ cadre}$$

$$v_{st} = 186 \times \left(3.14 \times \frac{0.8^2}{4} \right) \times 44 = 4111.64 \text{ cm}^3$$

$$w_{wd} = \frac{4111.64}{210600} \times 20.87 = 0.41$$

$$0.41 > 0.12 \dots \dots \dots \text{cv}$$

Coefficient d'efficacité du confinement α

$$\begin{cases} \alpha_n = \sum \left(\frac{b_i^2}{6b_0 \times h_0} \right)_n \\ \alpha_s = \left(1 - \frac{t}{2b_0} \right) \left(1 - \frac{t}{2h_0} \right) \end{cases}$$

n : nombre total de barres longitudinales latéralement maintenues par des armatures de confinement ou des épingles

b_i : distance entre des barres maintenues consécutives.

$n = 8 \text{ bars}$; $b_i = 10 \text{ cm}$; $b_0 = 14 \text{ cm}$; $h_0 = 39 \text{ cm}$; $t = 6 \text{ cm}$

$$\alpha_n = 1 - 8 \times \frac{10^2}{6 \times 14 \times 39} = 0.75$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{6}{2 \times 14} \right) \left(1 - \frac{6}{2 \times 39} \right) = 0.72$$

$$\alpha = 0.55$$

$$\varepsilon_{cu.c} = 0.0035 + 0.1 \alpha w_{wd}$$

$$\varepsilon_{cu.c} = 0.0035 + 0.1 \times 0.55 \times 0.41$$

$$\varepsilon_{cu.c} = 0.03$$

$$l_{ccalcul} = X_u \times \left(1 - \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu.c}} \right)$$

$$l_{ccalcul} = 70.20 \times \left(1 - \frac{0.0035}{0.03} \right)$$

$$l_{ccalcul} = 62.01 \text{ cm}$$

$$\text{Cette longueur } l_{ccalcul} \geq \max(0.15l_w ; 1.5 b_w) \rightarrow 62.01 \text{ cm} \geq 40.5 \text{ cm} \quad \text{CV}$$

On calcule les volumes sur la hauteur critique $h_{cr} = 270 \text{ cm}$

$$\alpha w_{wd} = 30 \mu_\phi \times (v_d + w_v) \times \varepsilon_{sy_d} \frac{b_c}{b_0} - 0.035$$

μ_ϕ : valeur requise du coefficient de ductilité en courbure

ε_{sy_d} : valeur de la déformation à la limite élastique de l'acier, donnée comme suit:

$$\varepsilon_{sy_d} = \frac{f_e}{E_s} = \frac{400}{200000} = 0.002$$

-requis du coefficient de ductilité en courbure μ_ϕ

$$\mu_\phi = \begin{cases} 2 \left(\frac{R}{Q_F} \times \frac{M_{ED}}{M_{RD}} \right) - 1 & \text{si } T_0 \geq T_2 \\ 1 + 2 \left[\left(\frac{R}{Q_F} \times \frac{M_{ED}}{M_{RD}} \right) - 1 \right] \times \frac{T_2}{T_0} & \text{si } T_0 \leq T_2 \end{cases}$$

M_{ED} : le moment fléchissant issu de l'analyse(enveloppe de calcul décalée de h_a du mur.

M_{RD} : la résistance a la flexion de calcul.

$$M_{ED}=760.35\text{kn.m} \quad M_{RD}=3497.64\text{kn.m} \quad T_0 = 49 \quad T_2 = 50 \quad R = 4.5 \quad Q_f = 1.00$$

$$\mu_\phi = 1 + 2 \left[\left(\frac{4.5}{1} \times \frac{760.35}{3497.64} \right) - 1 \right] \times \frac{50}{49} = 0.9$$

$$0.55 \times 0.41 = 30 \times 0.9 \times (0.13 + 0.13) \times 0.002 \frac{20}{14} - 0.035$$

$$0.55 \geq \frac{30 \times 0.9 \times (0.13 + 0.13) \times 0.002 \frac{20}{14} - 0.035}{0.41}$$

$$0.55 \geq 0.04 \quad \text{CV}$$

EXPERT BA - Flexion composée

Général | Calcul | Vérification | Expert | Interaction N / M

Charges (kN, kN*m)

	Type de sollicitation	N	M
1	ELA	1591,96	3497,64
2	ELU	0,00	0,00
3			

Calculé en
☐ Poutre ☒ Poteau

Résultats

$A_{s1} = 15.5 \text{ cm}^2$ $A_{s2} = 15.5 \text{ cm}^2$

% d'amatures $\rho = 0.46 \%$

Valeurs réglementaires

% d'amatures minimum $\rho_{min} = 0.35 \%$

% d'amatures maximum $\rho_{max} = 5.00 \%$

☐ Dispositions sismiques

CALCUL TERMINE

Section (cm)

b = 25.0 ☒ Bloquée

h = 270.0 ☒ Bloquée

d₁ = 3.2 d₂ = 3.2

CALCULER  Note

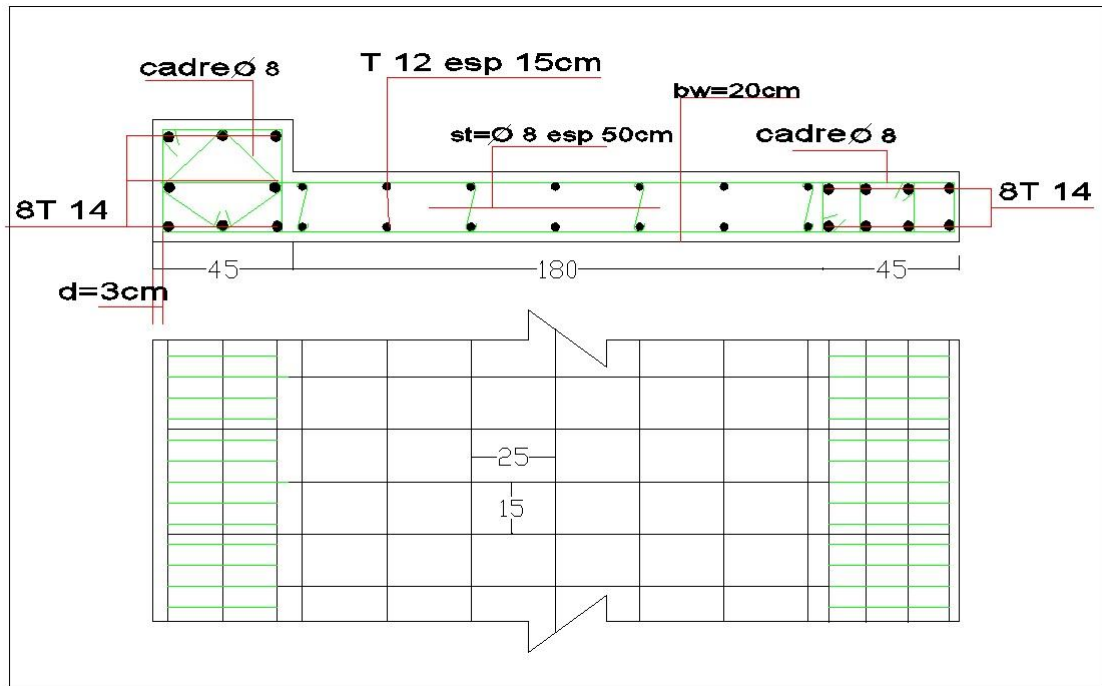
Quitter Amatures ... Préférences ... Aide A propos...

he(m)	lw(m)	bw(m)	d1(cm)	d2(cm)	Fc28 (mpa)	Fe (mpa)	γ_b	γ_s	hcr(m)	R	QF	T0(s)	T2(s)	N(kn)	MED (kn.m)	$\overline{V}$	MRD (kn.m)
2.86	2.70	0.20	3	3	25	400	1.20	1.00	2.70	4.50	1.00	0.49	0.50	1591.96	760.34	394.82	3497.67

Tableau V-5-3 :Donne de la voile 01 Panneau: 1656

ELEMENT DE RIVE GOUCHE						ELEMENT DE RIVE DROITE	
Ølmin	1.40					Ølmin	1.40
Avcalc	15.50					Ahcalc	15.50
lc,choisi (cm)	45.00					lc,choisi (cm)	45.00
bc,choisi (cm)	20,00					bc,choisi (cm)	20,00
lcg (cm)	39.00					lcg (cm)	39.00
bcg (cm)	14,00	L'AME				bcg (cm)	14.00
b0 (cm)	14,00	L'AME (aciers verticaux)		L'AME (aciers horizontaux)		b0 (cm)	14.00
Avmin (cm²)	4,50	Øl (cm)	1.20	Øl (cm)	1.20	Avmin (cm²)	4.50
Avj (cm²)	4,33	Svchoisi (cm)	15	Shchoisi (cm)	25	Ahj (cm²)	4.33
Avg (cm²)	15.50	Ølmin (cm)	0.80	Ølmin (cm)	0.80	Ahg (cm²)	15.50
Stmax (cm)	6,00	Ølmax (cm)	2.50	Ølmax (cm)	2.50	Stmax (cm)	6.00
At (cm²)	1.45	Avmin (cm²)/e=15 cm	0.60	Ahmin (cm²)/e=25cm	0.60	At (cm²)	1.45
		Asv (cm²)/L =180cm	27.14	Ahv (cm²)/L =286cm	24.88		
		$\tau_b=0.81MPa\leq 0.2\times f_{c28}=5MPa$ CV					

Tableau V-5-4 :ferraillage de la voile 01 Panneau: 1656



-voile 02 Panneau: 1607

EXPERT BA - Flexion composée

Général Calcul Vérification Expert Interaction N / M

Charges (kN, kN*m)

	Type de sollicitation	N	M
1	ELA	1437,18	1399,77
2	ELU	0,00	0,00
3			

Calculé en
☐ Poutre ☒ Poteau

Résultats

$A_{s1} = 11,0 \text{ cm}^2$ $A_{s2} = 11,0 \text{ cm}^2$

% d'armatures $\rho = 0,43 \%$

Valeurs réglementaires

% d'armatures minimum $\rho_{\min} = 0,43 \%$

% d'armatures maximum $\rho_{\max} = 5,00 \%$

☐ Dispositions sismiques

CALCUL TERMINE

Section (cm)

$b = 20,0$ ☒ Bloquée

$h = 255,0$ ☒ Bloquée

$d_1 = 3,0$ $d_2 = 3,0$

CALCULER Note

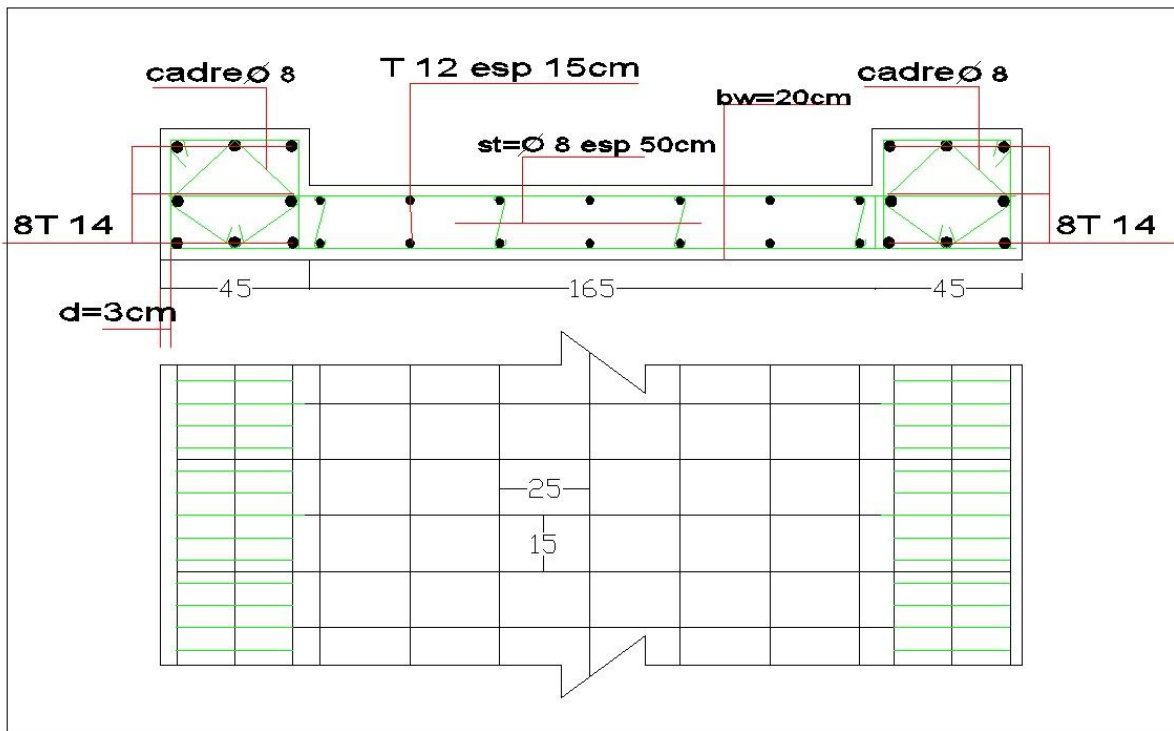
Quitter Amatures ... Préférences ... Aide A propos...

he(m)	lw(m)	bw(m)	d1(cm)	d2(cm)	Fc28 (mpa)	Fe (mpa)	γ_b	γ_s	hcr(m)	R	QF	T0(s)	T2(s)	N(kn)	MED (kn.m)	$\overline{V}$	MRD (kn.m)
2.86	2.55	0.20	3	3	25	400	1.20	1.00	2.70	4.50	1.00	0.49	0.50	1437.18	288.35	1658.72	1399.77

Tableau V-5-5 :Donne de la voile 02 Panneau: 1607

ELEMENT DE RIVE GOUCHE						ELEMENT DE RIVE DROITE	
Ølmin	1.40					Ølmin	1.40
Avcalc	11.00					Ahcalc	11.00
lc,choisi (cm)	45.00					lc,choisi (cm)	45.00
bc,choisi (cm)	20,00					bc,choisi (cm)	20,00
lcg (cm)	39,00					lcg (cm)	39,00
bcg (cm)	14,00	L'AME				bcg (cm)	14.00
b0 (cm)	20.00	L'AME (aciers verticaux)		L'AME (aciers horizontaux)		b0 (cm)	20.00
Avmin (cm²)	4,50	Øl (cm)	1.20	Øl (cm)	1.20	Avmin (cm²)	4.50
Avj (cm²)	4,33	Svchoisi (cm)	15	Shchoisi (cm)	25	Ahj (cm²)	4.33
Avg (cm²)	12.32	Ølmin (cm)	0.80	Ølmin (cm)	0.80	Ahg (cm²)	12.32
Stmax (cm)	6,00	Ølmax (cm)	2.50	Ølmax (cm)	2.50	Stmax (cm)	6.00
At (cm²)	1.45	Avmin (cm²)/e=15 cm	0.60	Ahmin (cm²)/e=25cm	0.60	At (cm²)	1.45
		Asv (cm²)/L =165cm	24.88	Ahv (cm²)/L =286cm	24.88		
		$\tau_b=3.61MPa\leq 0.2\times f_{c28}=5MPa$ CV					

Tableau V-5-6 :ferraillage de la voile 02 Panneau: 1607



-voile 03 Panneau: 1646

EXPERT BA - Flexion composée

Général Calcul Vérification Expert Interaction N / M

Charges (kN, kN*m)

	Type de sollicitation	N	M
1	ELA	1454,60	1774,77
2	ELU	0,00	0,00
3			

Calculé en
☐ Poutre ☒ Poteau

Résultats

$A_{s1} = 10,0 \text{ cm}^2$ $A_{s2} = 10,0 \text{ cm}^2$

% d'armatures $\rho = 0,43 \%$

Valeurs réglementaires

% d'armatures minimum $\rho_{min} = 0,43 \%$

% d'armatures maximum $\rho_{max} = 5,00 \%$

☐ Dispositions sismiques

CALCUL TERMINE

Section (cm)

b = 20,0 ☒ Bloquée

h = 230,0 ☒ Bloquée

d₁ = 3,0 d₂ = 3,0

CALCULER Note

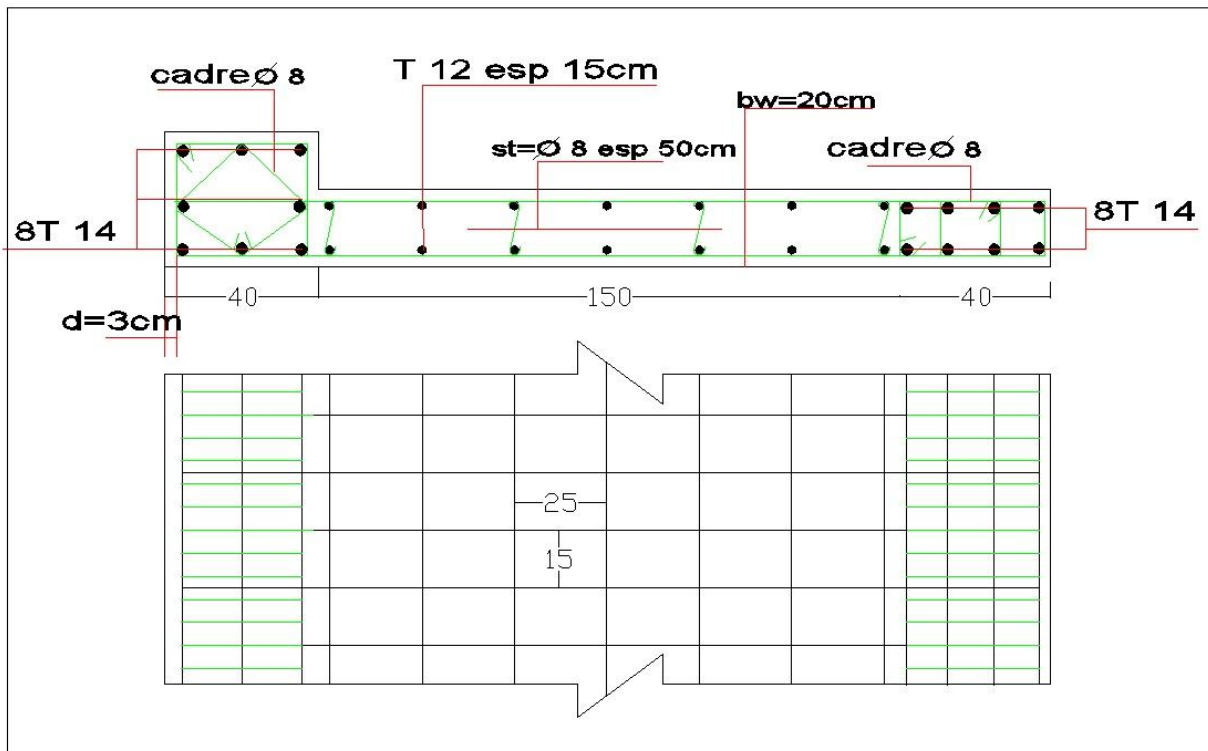
Quitter Amatures ... Préférences ... Aide A propos...

he(m)	lw(m)	bw(m)	d1(cm)	d2(cm)	Fc28 (mpa)	Fe (mpa)	γ_b	γ_s	hcr(m)	R	QF	T0(s)	T2(s)	N(kn)	MED (kn.m)	$\overline{V}$	MRD (kn.m)
2.86	2.30	0.20	3	3	25	400	1.20	1.00	2.70	4.50	1.00	0.49	0.50	1454.60	365.25	1458.12	1774.77

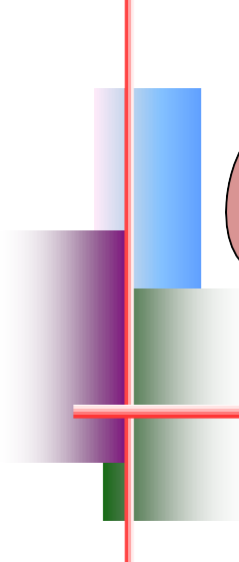
Tableau V-5-7 :Donne de la voile 02 Panneau: 1646

ELEMENT DE RIVE GOUCHE						ELEMENT DE RIVE DROITE	
Ølmin	1.40					Ølmin	1.40
Avcalc	10.00					Ahcalc	10.00
lc,choisi (cm)	40.00					lc,choisi (cm)	40.00
bc,choisi (cm)	20,00					bc,choisi (cm)	20,00
lcg (cm)	34,00					lcg (cm)	36,00
bcg (cm)	14,00	L'AME				bcg (cm)	14.00
b0 (cm)	20.00	L'AME (aciers verticaux)		L'AME (aciers horizontaux)		b0 (cm)	20.00
Avmin (cm ²)	4,50	Øl (cm)	1.20	Øl (cm)	1.20	Avmin (cm ²)	4.50
Avj (cm ²)	4,33	Svchoisi (cm)	15	Shchoisi (cm)	25	Ahj (cm ²)	4.33
Avj (cm ²)	4,33	Ølmin (cm)	0.80	Ølmin (cm)	0.80	Ahg (cm ²)	12.32
Avj (cm ²)	12.32	Ølmax (cm)	2.50	Ølmax (cm)	2.50	Stmax (cm)	6.00
Stmax (cm)	6,00	Avmin (cm ²)/e=15 cm	0.60	Ahmin (cm ²)/e=25cm	0.60	At (cm ²)	1.45
At (cm ²)	1.45	Asv (cm ²)/L =150cm	22.62	Ahv (cm ²)/L =286cm	24.88		
$\tau_b = 3.52 \text{ MPa} \leq 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa} \quad \text{CV}$							

Tableau V-5-8 :ferraillage de la voile 01 Panneau: 1646

**CONCLUSIONS:**

- 1- On précise que le dimensionnement du voile est fait uniquement à la base, et les armatures de confinement calculées sont obligatoires sur la hauteur de la zone critique ($h_{cr} = 2.55 \text{ m}$) et non pas sur la hauteur totale du voile
- 2- La longueur de confinement à adopter est de ($l_c = 45.00 \text{ cm}$)
- 3- 3- L'utilisation des éléments de rives avec une épaisseur $b_c \geq 20 \text{ cm}$ peut réduire la longueur confinée du voile étudié.



Chapitre VI



Etude de l'infrastructure

VI-1- Introduction

Les éléments de fondations ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteau, voiles, mur ...).

Cette transmission peut être directement (cas des semelles reposant sur le sol comme le cas des radiers) ou être assurée par l'intermédiaire d'autres organes (par exemple, cas des semelles sur pieux).

VI-2- Choix du type de fondation

Le choix du 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.

VI-2-1- Calcule la surface nécessaire pour les fondations :

La surface des fondations sera déterminée en vérifiant la condition suivante :

$$\frac{N_{max}}{s} \leq \bar{\sigma} \quad \text{avec } \bar{\sigma}_{sol} = 1.40 \text{ bars} = 14 \text{ t/m}^2$$

Avec:

N_{max} : la somme des réactions aux niveaux des fondations à **ELS** et les combinaisons accidentelles selon **l'RPA 2024** suivant:

$$G + \psi Q \pm R/QE1$$

$$G + \psi.Q \pm R/QE2$$

Pour Les fondations communes a plusieurs éléments verticaux (longrines de fondation, semelles filantes, radiers, etc), la combinaison d' actions suivante est utilisée:

$$G + \psi.Q \pm 1.4E1$$

$$G + \psi.Q \pm 1.4E2$$

D'après le DTR BC.2.33.1 :

$$- 1.35G + 1.5Q$$

$$- G + Q$$

N.B. Dans un premier temps; on négligé le poids de l'infrastructure.

D'après les résultats réduits de la modélisation de la structure avec logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014 on a:

$$N_{ser} = 32374,60 \text{ KN.}$$

$$N_{acc} = 30080,12 \text{ KN.}$$

$$S_{fondations} = \frac{N_{max}}{\sigma_{sol}} = \frac{32374,60}{140} = 231,24 \text{ m}^2.$$

La surface totale du bâtiment égale : $415,62 \text{ m}^2$.

$$\frac{S_s}{S_b} = \frac{231,24}{412,62} = 56,04\%$$

S_s : La surface totale des semelles.

S_b : La surface totale du bâtiment.

D'après les calculs, on trouve : $S_s = 231,24 \text{ m}^2$, $S_b = 412,62 \text{ m}^2$

La surface totale des semelles isolées représente 53% de la surface du bâtiment.

- Conclusion :

La surface totale des semelles isolées représente 56,04% de la surface du bâtiment.

Note : Vu que La surface totale des semelles occupe plus de 50% du surface d'emprise de l'ouvrage, en finalité nous étions obligés d'envisager la solution du radier général comme fondation.

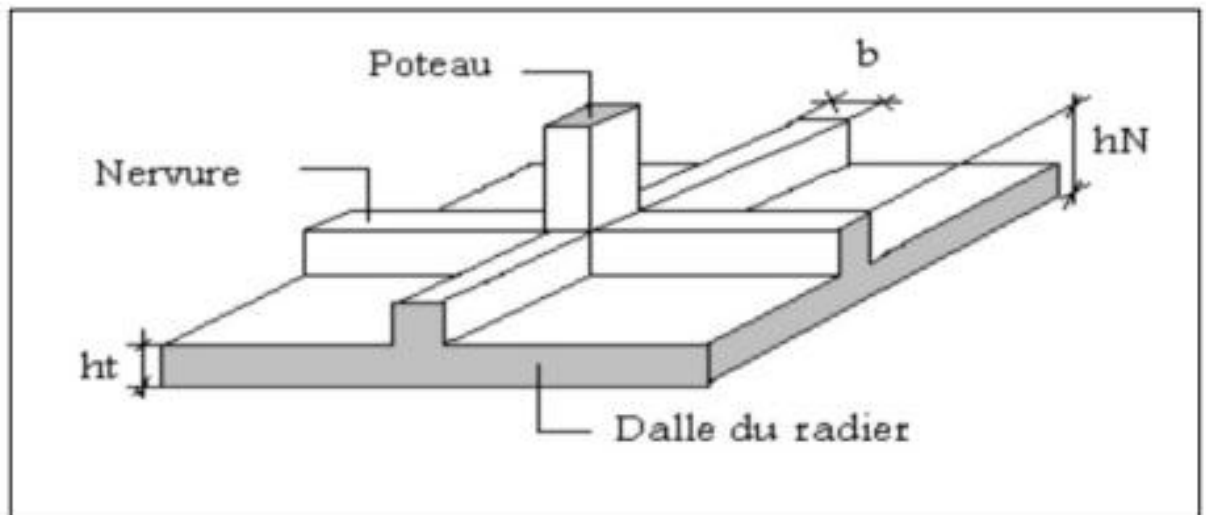


Tableau VI-3-1 : Schéma d'une RADIER

VI-3. Pré dimensionnement du radier :

Le pré dimensionnement de ce dernier consiste à déterminer sa hauteur pour qu'il résiste aux efforts apportés par la superstructure et ceux apportés par l'effet de sous-pression, cette hauteur doit satisfaire les conditions suivantes :

- Condition de forfaitaire
- Condition rigidité.

- Vérification de non cisaillement.
- Vérification de non poinçonnement.

Détermination $l_x \times l_y$ (A×B)

$$l_x \times l_y = N_s \times \frac{1.15}{\sigma} = 32374.60 \times \frac{1.15}{1.4} = 26593.42 \text{ cm}^2$$

$$l_x = 27.95 \text{ m} , l_y = 18.15 \text{ m (selon dimensions architecture)}$$

$$l_x \times l_y = 2795 \times 1815 = 5072925 \text{ cm}^2 > N_s \times 1.1/\sigma$$

$$\text{on prend débord min} = \frac{h}{2} \text{ ou } 30 \text{ cm} , \text{ on prend } 30 \text{ cm}$$

$$\text{donc } l_x = 2795 + 60 = 28.55 \text{ m} , l_y = 1815 + 60 = 18.75 \text{ m}$$

-Condition forfaitaire :

$$\frac{L}{8} < h_r < \frac{L}{5} \rightarrow \frac{455}{8} < h_r < \frac{455}{5} \rightarrow 56.87 \text{ cm} < h_r < 91 \text{ cm}$$

On prend l'épaisseur du radier : $h_t = 80 \text{ cm}$

- Condition de cisaillement :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b} \times d < \tau_u = \min(0.1 f_{c28}, 3 \text{ MPa}) = 3 \text{ m}$$

Avec :

$$T_u = q l / 2$$

$$N_u = 30547.41 \text{ kn}$$

$$L = 4.55 \text{ m} ; b = 1 \text{ m}$$

$$\tau_u = \frac{p l}{2 b d} = \frac{N_u \times L}{2 \times S_{rad} \times b (0.9 h)} < \tau$$

$$h_2 = \frac{N_u \times L}{2 \times S_{rad} \times b (0.9 \tau)}$$

$$h_2 > \frac{901.64 \times 10^3 \times 4550}{2 \times 412.62 \times 10^6 \times 1000 \times (0.9 \times 3)}$$

$$h_2 > 18.41 \text{ cm}$$

donc : $h = 20 \text{ cm}$.

- Conclusion :

$$h \geq \max(h_1 ; h_2) = 40 \text{ cm}$$

1- Nervures :**a- Condition de coffrage :**

$$B > L_{\max} / 10$$

$$B \geq 455 / 10 = 44.50 \text{ cm}$$

On opte $B = 50 \text{ cm}$

b- La hauteur de nervure :

- Condition de la flèche :

La hauteur des nervures se calcule par la formule de la flèche :

$$L_{max}/15 < h_n < L_{max}/10$$

On a :

$$L_{max}=455 \rightarrow 30.33\text{cm} < h_n < 45.50\text{ cm}$$

On prend : $h_{n1}=40\text{cm}$

- Condition de la rigidité :

Pour évaluer la rigidité de la dalle du radier, nous employons le concept de largeur, défini par l'expression suivante :

$$L_{max} \leq \left(\frac{\pi}{2}\right) L_e$$

Avec :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{(4EI)}{(BK)}}$$

K : coefficient de raideur du sol 4kg/cm^3 (cas d'un sol moyen)

- $K= 0.5(\text{kg/cm}^3)$ pour un très mauvais sol.

- $K= 4(\text{kg/cm}^3)$ pour un sol de densité moyenne.

- $K= 12(\text{kg/cm}^3)$ pour un très bon sol.

E : module d'élasticité du béton $E= 32000\text{MPa}$

I : inertie du radier

b : la dimension maximale du radier

D'après le rapport géotechnique du sol $K_z = 24\text{ MPa/m}$.

La longueur b est défini comme étant la longueur maximale de panneau $L_{max}= 4,55\text{m}$

$$h_{N2} = \sqrt[3]{\frac{3 \times 0.04 \times (2 \times 4550)^4}{32000 \times 3.14^4}} = 641.93\text{mm}$$

On prend :

$$h_{N2} = 65\text{cm}$$

A partir des deux condition :

$$h_N \geq \text{MAX}(h_{N1}; h_{N2})$$

On prend : $h=65\text{ cm}$

- Conclusion :

- Epaisseur de la dalle du radier $h_r=40\text{ cm}$.

- Les dimensions de la nervure : $h_n=40\text{ cm}$ et $b=50\text{cm}$.

VI-4-Vérification Nécessaires :

1- Vérification de non poinçonnement :

Selon le **BAEL99 (article A.5.2, 41)**, il faut vérifier la résistance du radier au poinçonnement

par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$P_U \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

N_u : Effort Normal à l'états limite ultime

U_c : Périmètre critique

h : Hauteur total de radier

f_{c28} : 25MPa

γ_b : 1.5

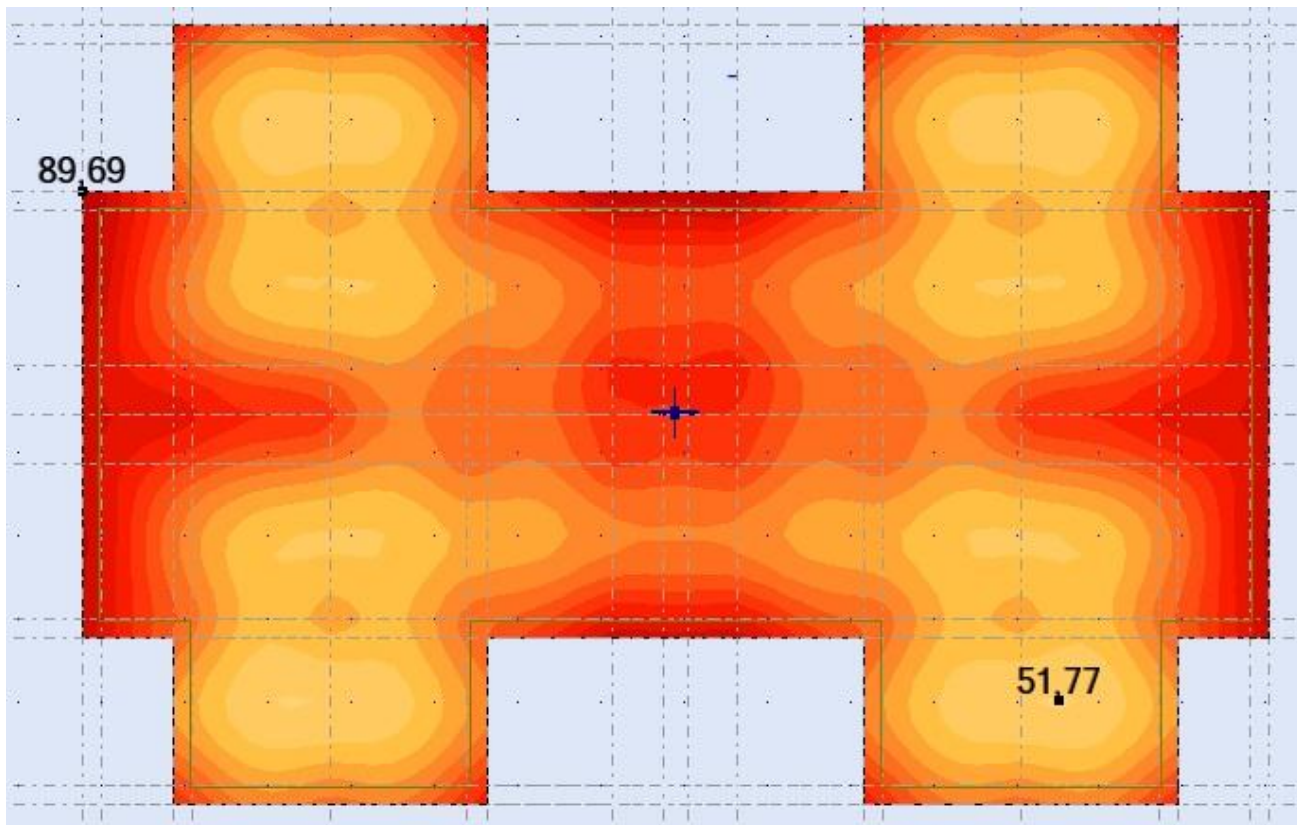
$U_c = 2(A+B)$, $A=(a+h)$, $B=(b+h)$

$U_c = 2(a+h) + 2(b+h)$.

a, b : dimension de poteau

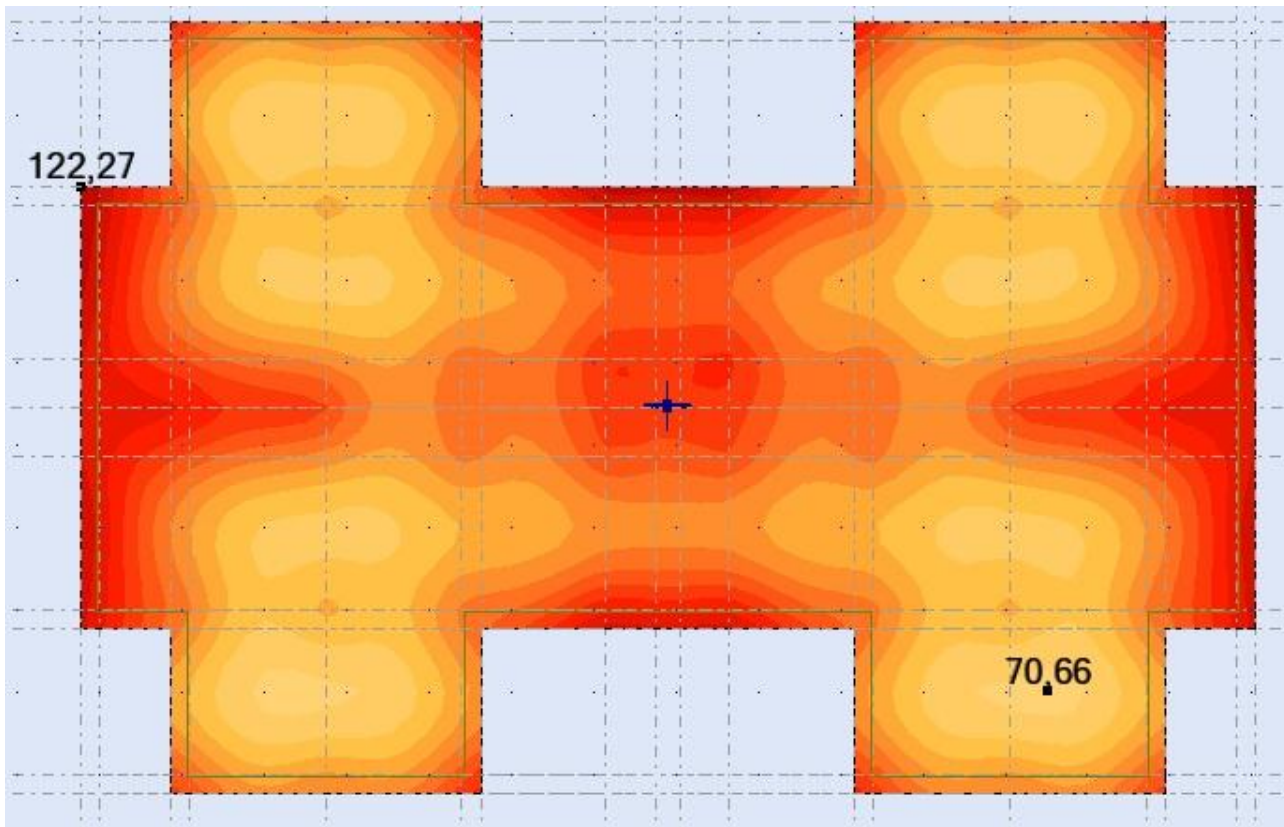
Poteaux(0.35*0.35) m	
P_u	901.33
a	0.35
b	0.35
U_c	4.60
$P_U \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$	2760
Contrainte de cisaillement $\tau = \frac{P_u}{h \times U_c} (MPa)$	24.49
Contrainte de cisaillement max $\tau_{max} = 0.045 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} (MPa)$	75
$P_u=901.64 < 4252.50$ et $\tau < \tau_{max}$	
Condition vérifier	

2- Vérification des contraintes dans le sol

Distribution des contraintes a L'ELS

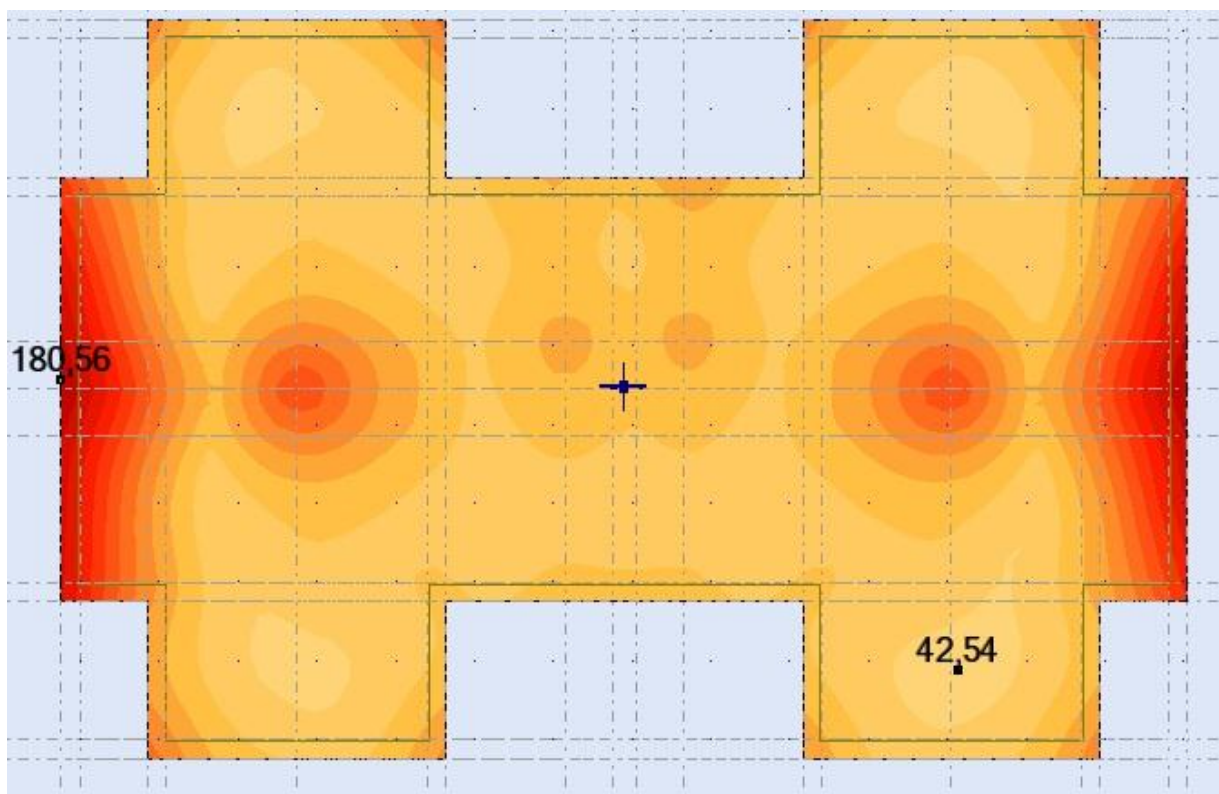
$\sigma = 0.89 \text{ Bar} < 1.4 \text{ Bar} \dots\dots\dots$ Condition verifier

Distribution des contraintes a L'ELU



$\sigma = 1.22 \text{ Bar} < 1.4 * 1.5 \text{ Bar} \dots \dots \dots$ Condition verifier

Distribution des contraintes a L'ACC



$$\sigma = 1.80 \text{ Bar} < 1.4 * 1.5 \text{ Bar} \dots \text{Condition verifier}$$

VI-5-Ferraillage du radier :

VI-4-1- Determination des sollicitations :

D'après les résultats de ROBOT, on prend :

Sens x-x:

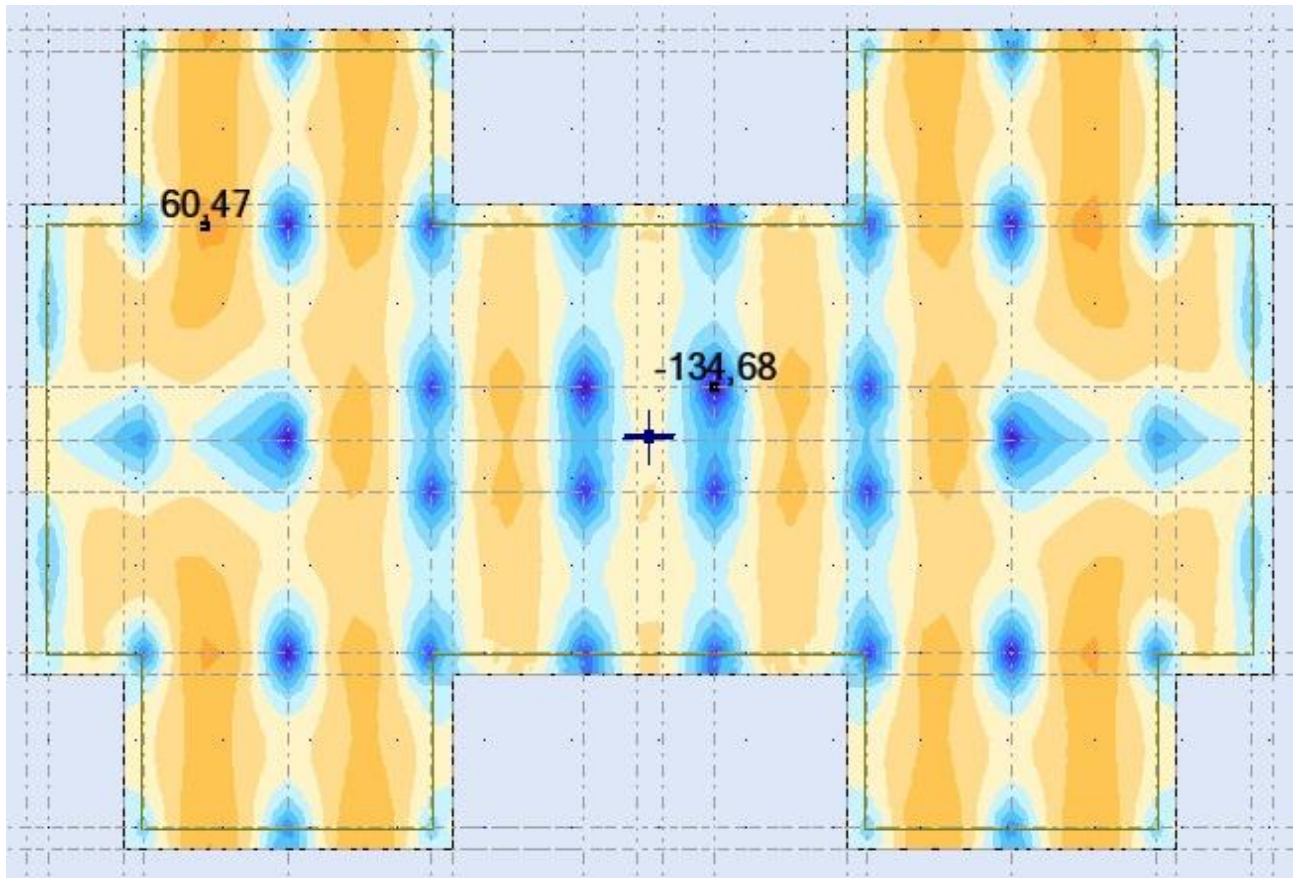


Figure VI-4-1 :moment au radier au niveau d'appuis et travée l'ELU.

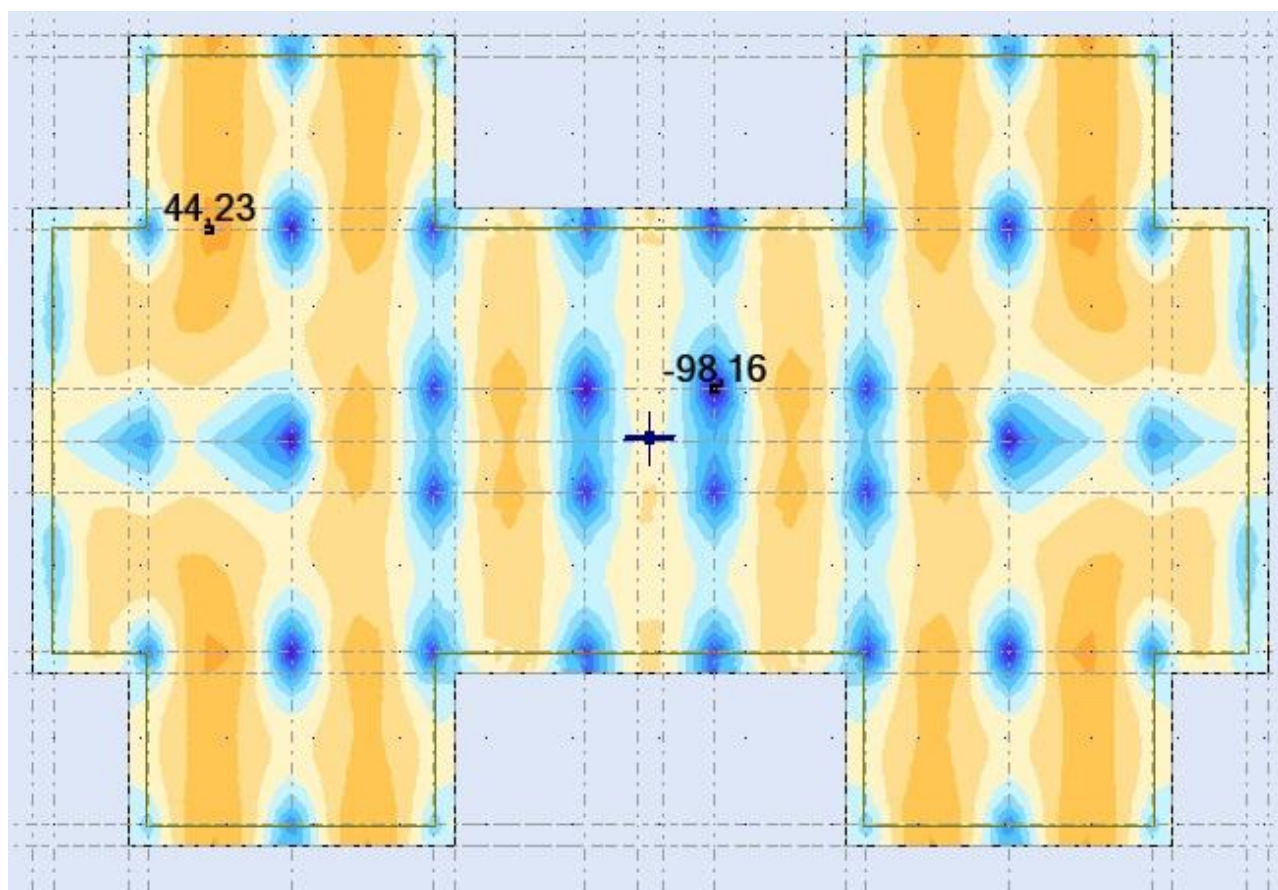


Figure VI-4-2 : moment au radier au niveau d'appuis et travée l'ELS.

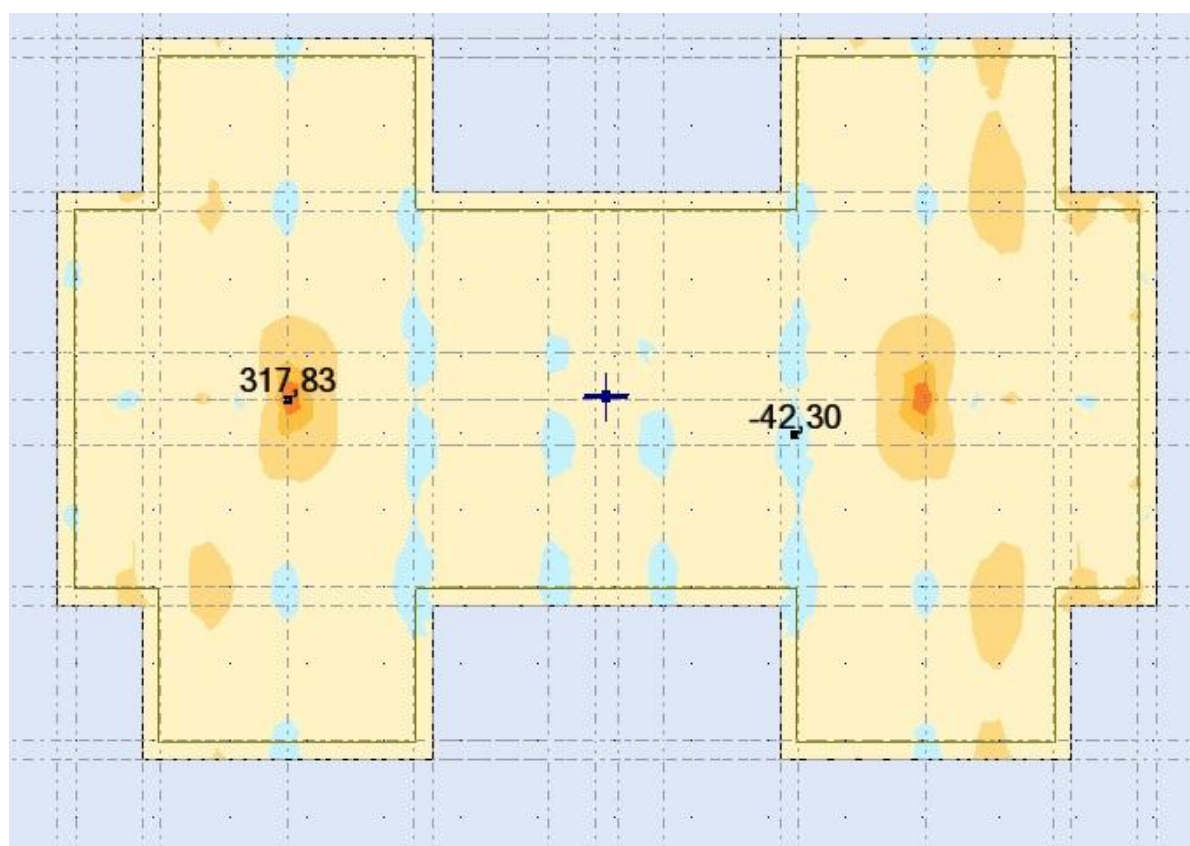


Figure VI-4-3 : moment au radier au niveau d'appuis et travée l'ACC.

Sens y-y:

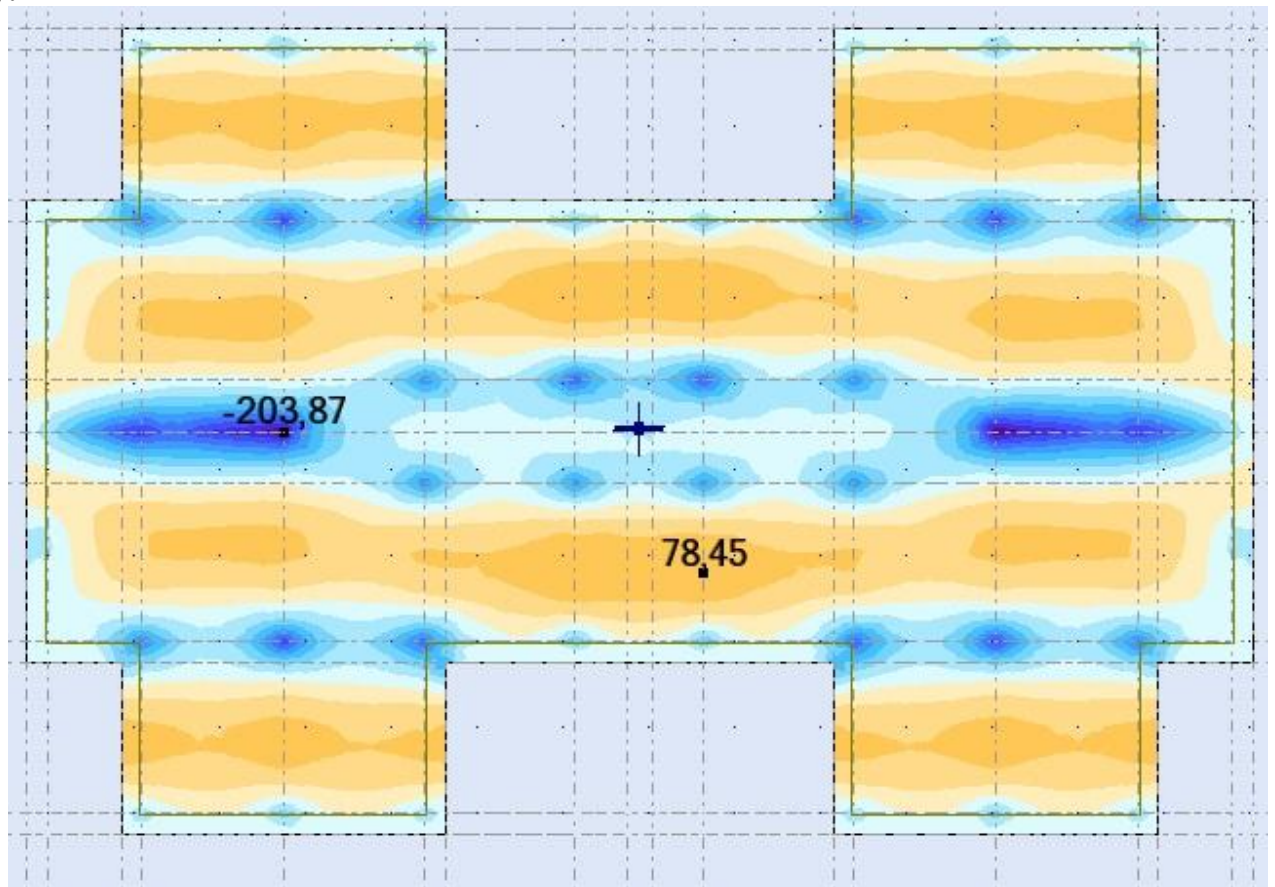


Figure VI-4-4 : moment au radier au niveau d'appuis et travée l'ELU.

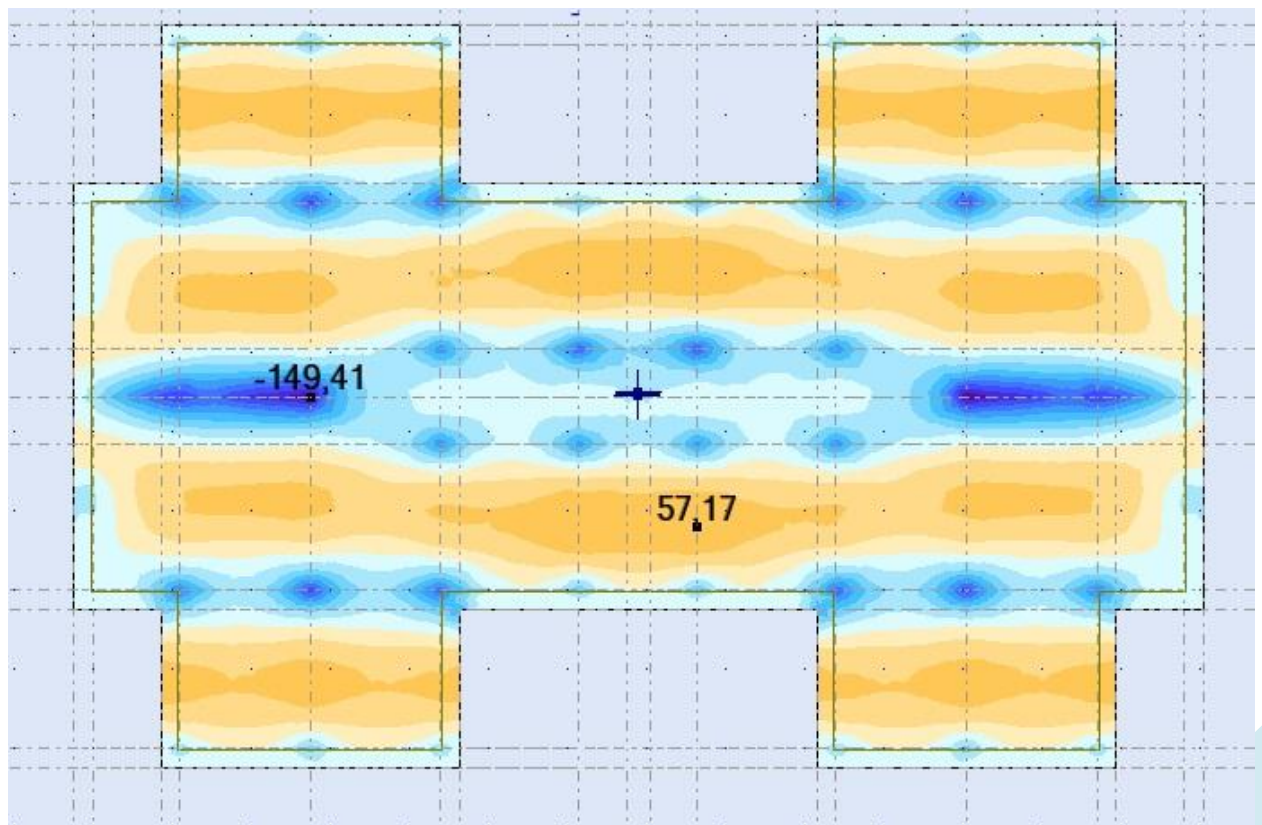


Figure VI-4-5 : moment au radier au niveau d'appuis et travée l'ELS.

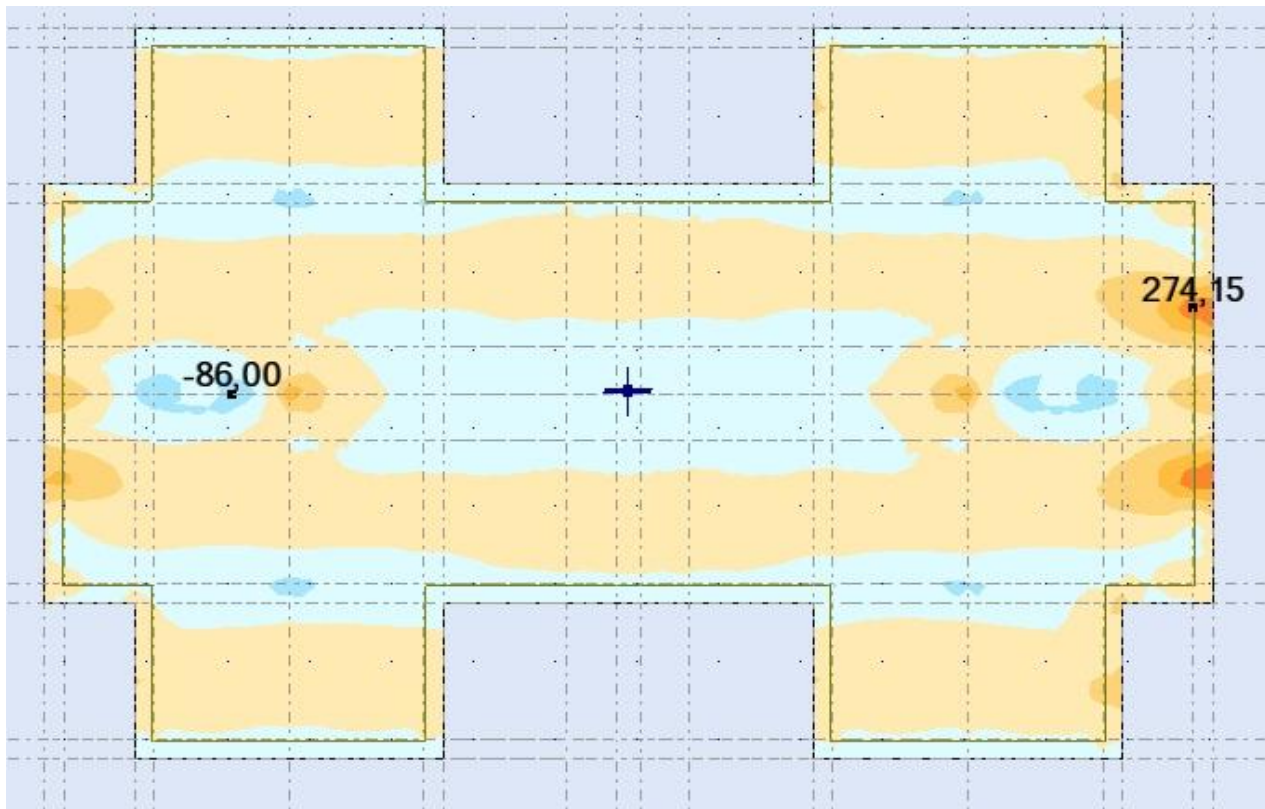


Figure VI-4-6 : moment au radier au niveau d'appuis et travée l'ACC.

- Les Sollicitation du radier d'après robot sont récapitulée dans le tableau suivant :

Le moment négatif tend les fibres supérieures

Derection	Niveau	Les cas		
		ELU(kn)	ELS(kn)	ACC(kn)
XX	appui	-134.68	-98.16	-42.30
	travée	60.47	44.23	317.83
YY	appui	-203.87	-149.41	-86.00
	travée	78.45	57.17	274.15

Tableau VI-5-1 : Les résultats des Moments

VI-5-1- calcul du ferraillage de la dalle du radier

Le calcul se fait à la flexion simple avec une section $(1,00*0.40) m^2$; et en deux direction, l'une suivant l'axe $x.x'$ et l'autre suivant l'axe $y.y'$.

$h = 40 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$; $c = 4 \text{ cm}$; $d = h - c = 36 \text{ cm}$.

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$; $\sigma_{st} = 348 \text{ Mpa}$.

A- **Ferraillage à l'ELU:**

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 100 \times 26 \times \frac{2.1}{400} \rightarrow A_{min} = 3.13 \text{ cm}^2$$

Sens x.x':

Calcul de Section en Flexion Simple
Calcul de section d'armature en travée

1. Hypothèses:

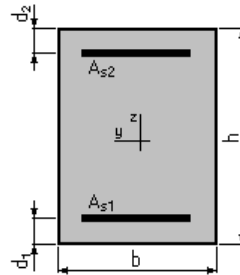
Béton: $f_{c28} = 25,0 \text{ (MPa)}$

Acier: $f_e = 400,0 \text{ (MPa)}$

- Fissuration préjudiciable

- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 40,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 4,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 4,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	60,47	0,00
Etat Limite de Service	44,23	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	317,83	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 23,8 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 4,3 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\square = 0,66 \text{ (\%)} $		
minimum	$\square_{min} = 0,12 \text{ (\%)} $		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{max} = 60,47 \text{ (kN*m)}$ $M_{min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 4,52 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 7,3 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 33,1 \text{ (cm)}$

Déformation du béton: $\square_b = 2,54 \text{ (\%)}$

Déformation de l'acier: $\square_s = 10,00 \text{ (\%)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\square_s = 347,8 \text{ (MPa)}$

Cas ELS $M_{max} = 44,23 \text{ (kN*m)}$ $M_{min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 3,44

Position de l'axe neutre: $y = 12,8$ (cm)

Bras de levier: $Z = 31,7$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 1,5$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 15,6$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 201,6$ (MPa)

Cas ELA $M_{\max} = 317,83$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 6,4$ (cm)

Bras de levier: $Z = 33,4$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 2,18$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 400,0$ (MPa)

Choix des armatures :

$7HA16 + 7HA14 = 24,85 \text{ m}^2$

EXPERT BA - Flexion simple

Général | Calcul | Vérification | Expert | Flèche

Charges (kN*m)

ELU : $M_{max} = 203,87$ $M_{min} = 0,00$

ELS : $M_{max} = 149,41$ $M_{min} = 0,00$

ELA : $M_{max} = 86,00$ $M_{min} = 0,00$

Prise en compte des armatures comprimées ☒

Résultats

$A_{s1} = 23,3$ cm² $A_{s2} = 0,0$ cm²

% d'armatures $\rho = 0,65$ %

Valeurs réglementaires

% d'armatures minimum $\rho_{min} = 0,12$ %

% d'armatures maximum $\rho_{max} = N/A$

☐ Dispositions sismiques

CALCUL TERMINE

Section (cm)

b = 100,0 ☒ Bloquée

h = 40,0 ☒ Bloquée

d₁ = 4,0 d₂ = 4,0

CALCULER  Note

Quitter | Armatures ... | Préférences ... | Aide | A propos...

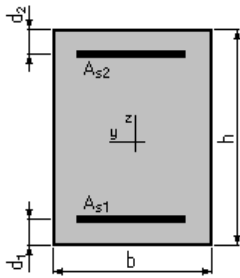
Calcul de section d'armature en appui

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25,0$ (MPa) Acier: $f_e = 400,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 40,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 4,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 4,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	203,87	0,00
Etat Limite de Service	149,41	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	86,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 23,3 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 4,3 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\square = 0,65 \text{ (\%)} $		
minimum	$\square_{min} = 0,12 \text{ (\%)} $		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{max} = 203,87 \text{ (kN*m)}$ $M_{min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,32 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 7,2 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 33,1 \text{ (cm)}$

Déformation du béton: $\square_b = 2,48 \text{ (\%)}$

Déformation de l'acier: $\square_s = 10,00 \text{ (\%)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\square_s = 347,8 \text{ (MPa)}$

Cas ELS $M_{max} = 149,41 \text{ (kN*m)}$ $M_{min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 12,8 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 31,7 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $\square_b = 7,4 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\square_s = 201,6 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier:

$$\sigma_s \text{ lim} = 201,6 \text{ (MPa)}$$

Cas ELA $M_{\max} = 86,00 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 3,63 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 6,3 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 33,5 \text{ (cm)}$

Déformation du béton: $\epsilon_b = 2,13 \text{ (‰)}$

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00 \text{ (‰)}$

Contrainte de l'acier:

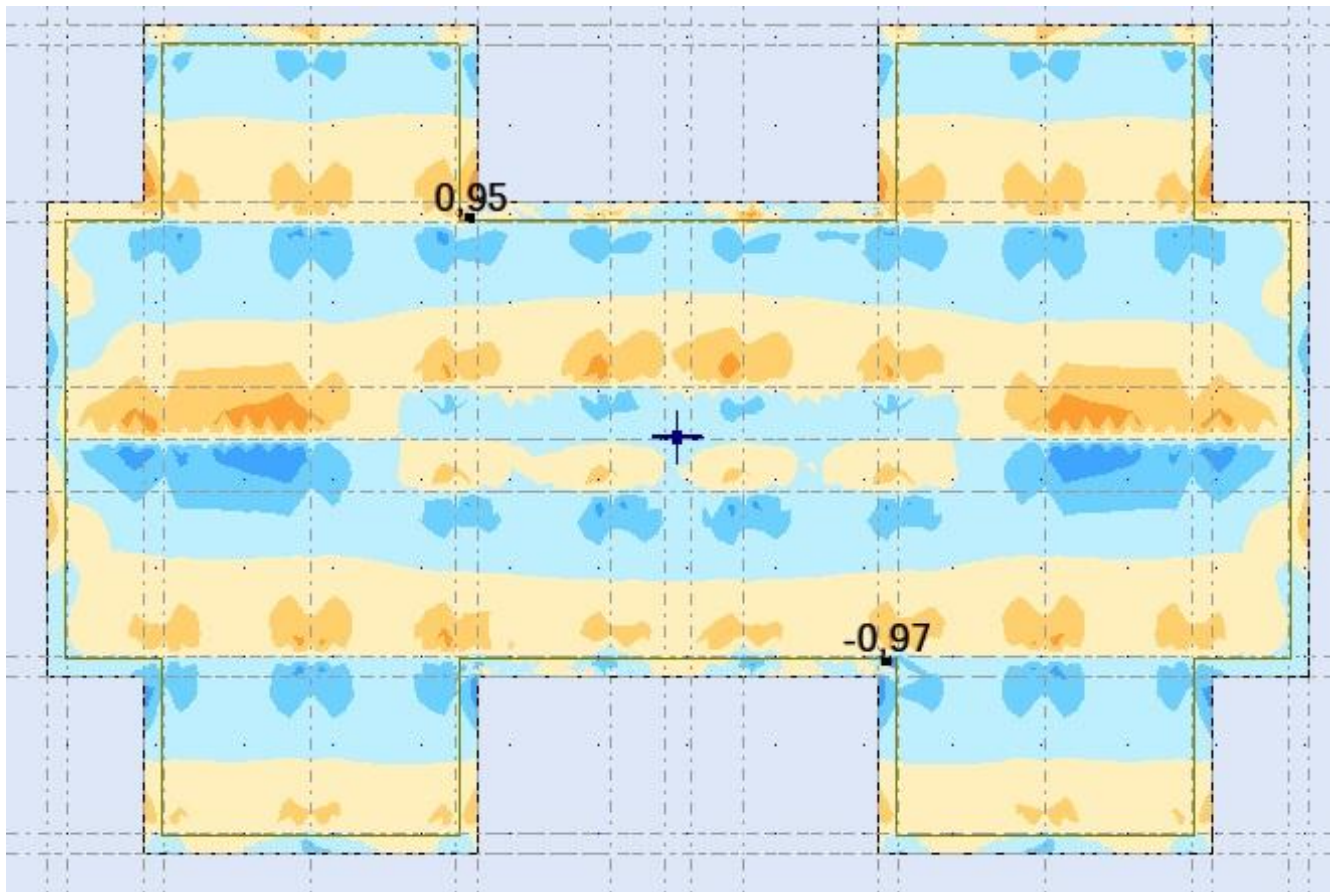
tendue: $\sigma_s = 400,0 \text{ (MPa)}$

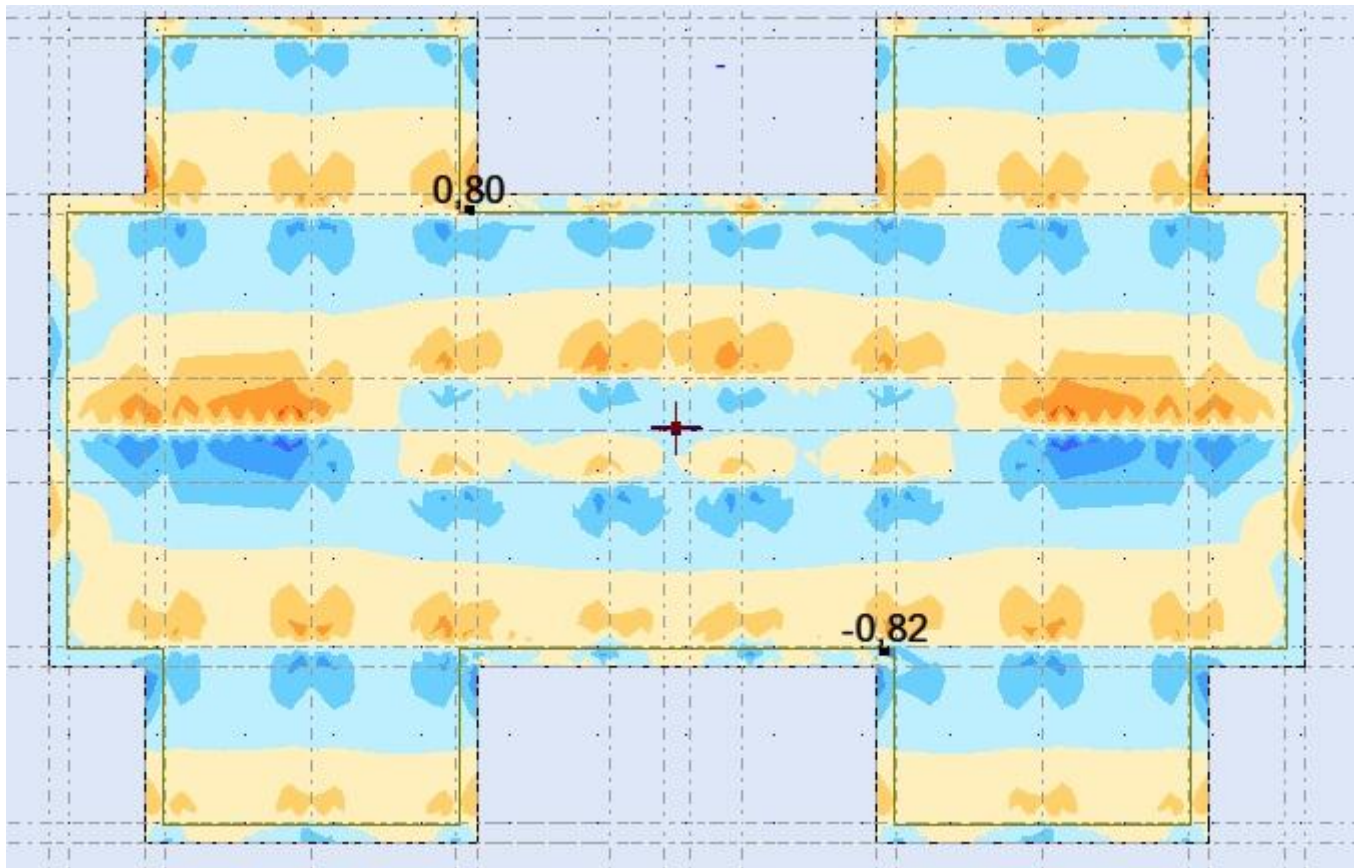
Choix des armatures :

$$7\text{HA}16 + 7\text{HA}14 = 24,85 \text{ m}^2$$

Justification vis-à-vis sollicitation tangentes [BAEL A.5.2.2]

τ_{xx}



τ_{yy} 

	Contrainte (MPa)	Vérification
τ_{xx}	0.95	condition vérifier
τ_{yy}	0.80	
$0.05 \times f_{c28}$	1.25	

VI.5.2 Ferrailage des nervures :

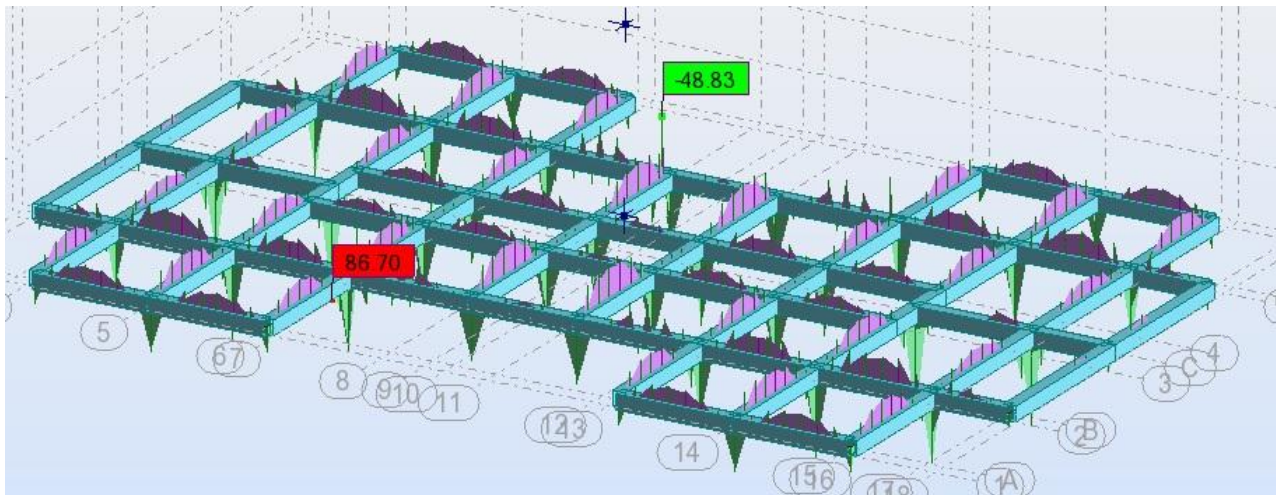


Figure VI-4-7: Diagramme des moments de flexion des nervures à l'ELU.

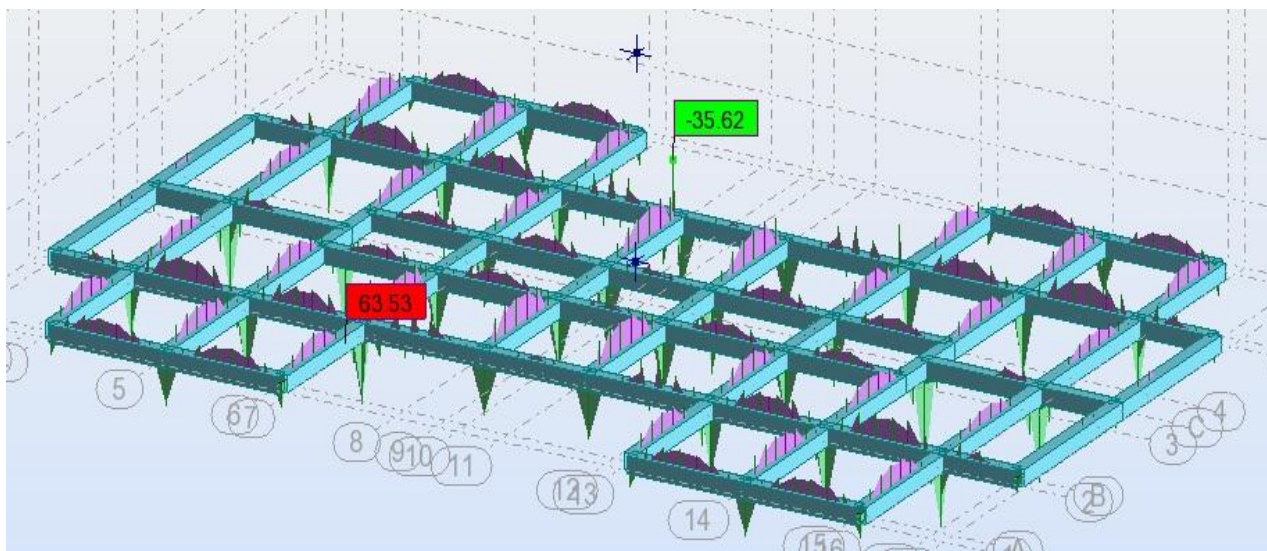


Figure VI-4-8: Diagramme des moments de flexion des nervures à l'ELS.

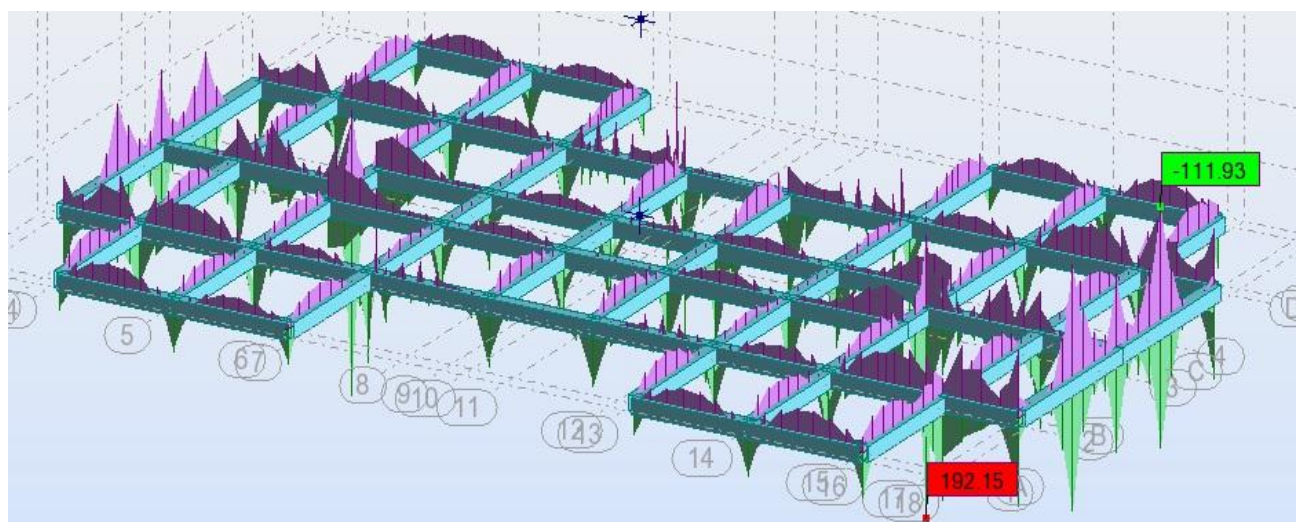


Figure VI-4-9: Diagramme des moments de flexion des nervures à l'ACC.

ELU		ELS		ACC	
$M_{ut_{max}}$ (KN.m)	$M_{ua_{max}}$ (KN.m)	$M_{st_{max}}$ (KN.m)	$M_{sa_{max}}$ (KN.m)	$M_{t_{max}}$ (KN.m)	$M_{a_{max}}$ (KN.m)
-48.83	86.70	-35.62	63.53	-111.93	192.15

Tableau VI-5-2 : Valeurs des moments sur les nervures

	Travée		Appui		Choix des armatures	
armature	Acalculé	Achoisi	Acalculé	Achoisi	Travée	Appui
Sup	0.00	4.62	8.40	9.24	SUP 4HA14	6HA14
Inf	15.40	16.08	0.00	16.08	INF 8HA16	8HA16

Tableau VI-5-3 : Résultats de calcul de ferrailage les nervure

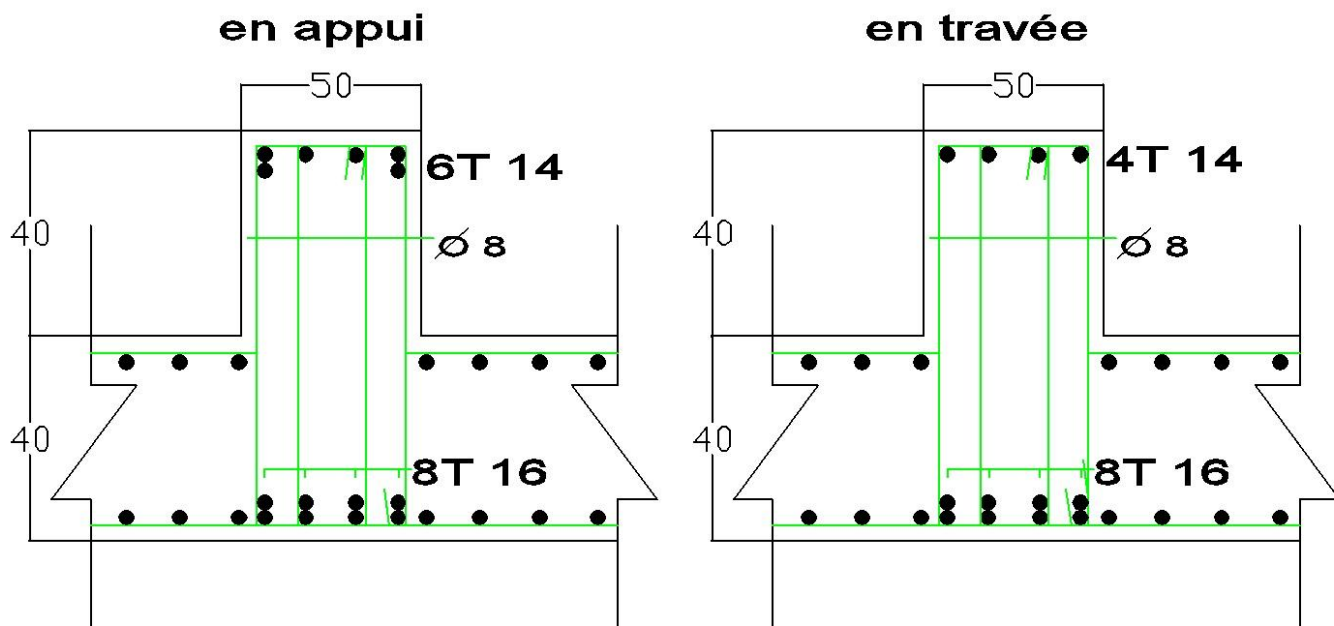


Figure VI-4-10: Schéma de ferrailage des nervures Sens xx.

- Vérification de la contrainte tangente limite ultime

$$\overline{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \times \frac{25}{1.5}, 5 \text{ Mpa} \right\} = 3.33 \text{ MPa} \geq \tau_u = \frac{v_{max}}{b_0 \times d}$$

- Vérification de la contrainte de compression (bielle)

$$V_U \leq 0.267 \cdot b \cdot a \cdot f_{c28}$$

- Vérification des armatures inférieures d'appuis

$$A_s \text{ (cm}^2\text{)} \geq A_s = \frac{v_u}{f_e / \gamma_b}$$

- Vérification de la contrainte moyenne de compression

$$\sigma_{mb} = \frac{R_U}{b.a} \leq \frac{1.3 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$R_U = V_{ug} + V_{UD}$$

Vérification de la contrainte tangente limite ultime			Vérification de la contrainte de compression (bielle)		
τ_u (Mpa)	τ_u adm (Mpa)	vérification	V_u (kN)	$0,267.b.a.f_{c28}$ (kN)	vérification
0.28	3.33	ok	402.01	520.65	ok

Vérification des armatures inférieures d'appuis			Vérification de la contrainte moyenne de compression			
A_s (cm ²)	$V_u/(f_e/\gamma_s)$ [cm ²]	vérification	R_u (N)	σ_{mb} (MPa)	$1,3 F_{c28} / \gamma_b$	vérification
16.08	0.87	ok	804.01	0.57	21.66	ok

CONCLUSION

En tant qu'ingénieur civil, ma priorité est de créer une structure qui peut supporter tous les risques directs et indirects. Cela se fait à travers plusieurs étapes et une étude intensive qui comprend :

Tout d'abord, en présentant le projet, il faut mentionner l'emplacement et les caractéristiques de l'emplacement en termes d'activité sismique et de type de béton utilisé, en passant par la détermination des dimensions des éléments porteurs avec le renforcement des éléments secondaires en utilisant des lois constantes. Une étude globale doit être menée sur l'exposition du bâtiment au tremblement de terre pour déterminer la capacité de tolérance, qui sera le point de départ pour le renforcement des éléments secondaires, suivie de l'élément le plus important du bâtiment et de la base du bâtiment.

Et en se basant sur le programme du ROBOT, nous avons pu connaître toutes les contraintes et les moments résultant du poids propre et du poids variable, et nous avons calculé toutes les équations nécessaires.

La construction d'un bâtiment de 4 étages est un projet ambitieux qui nécessite une planification minutieuse et une attention particulière aux détails.

La conception d'un bâtiment R+4 doit prendre en compte les normes de sécurité, les contraintes de coûts et le confort des occupants. En fin de compte, la réussite d'un tel projet dépendra de la qualité de la planification, de la coordination et de l'exécution

Enfin le travail est crucial pour la sécurité et le bien-être de la société. Merci pour tous les Ingénieurs travaillant honnêtement

ملاحظة:

تم اختيار ارضية للمشروع في ولاية سكيكدة بدل برج بوعريريج لان المشروع انجز في سكيكدة سنة 2022 وقد كنت متابع اشغال في ذلك الوقت وقد انجز وفقا (RPA2003) و اردنا معرفة التغييرات فيما يخص التسليح ونوع الاساسات والجدران الخرسانية على نفس الأرضية وفقا (RPA2024).

BIBLIOGRAPHIE

Document technique réglementaire :

- [1]. Règles parasismique Algérienne **RPA 2024**.*
- [2]. Règles de conception et de calcul des structures en béton armé **C.B.A.93**.*
- [3]. Cours de béton armé **BAEL91 modifié 99***
- [4]. D.T.R charge permanentes et charges des d'exploitation*
- [5]. D.T.R BC 2.331 Regles se calcul des fondations superficielles*

Les livres

M.Belazougui., « calculs des ouvrages en béton armé » Editions office des publications universitaires, Alger 1988.

Logiciel :

- AUTOCAD 2007.....Dessin*
- Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014. Calcul*
- Word 2016 +Excel 2016*
- Exepert 2010.*
- Socotec*