



MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE « ABBES LAGHROUR » KHENCHELA
FACULTE DE SCIENCES ET TECHNOLOGIE



Département de Génie Civil

N° de série:.....

Mémoire de fin d'études

Pour l'obtention du diplôme de Master (L.M.D)

Spécialité : Génie civil

Option : Structure

Etude d'un bâtiment « RDC + 5 étages » à usage d'habitation

Réalisé par :

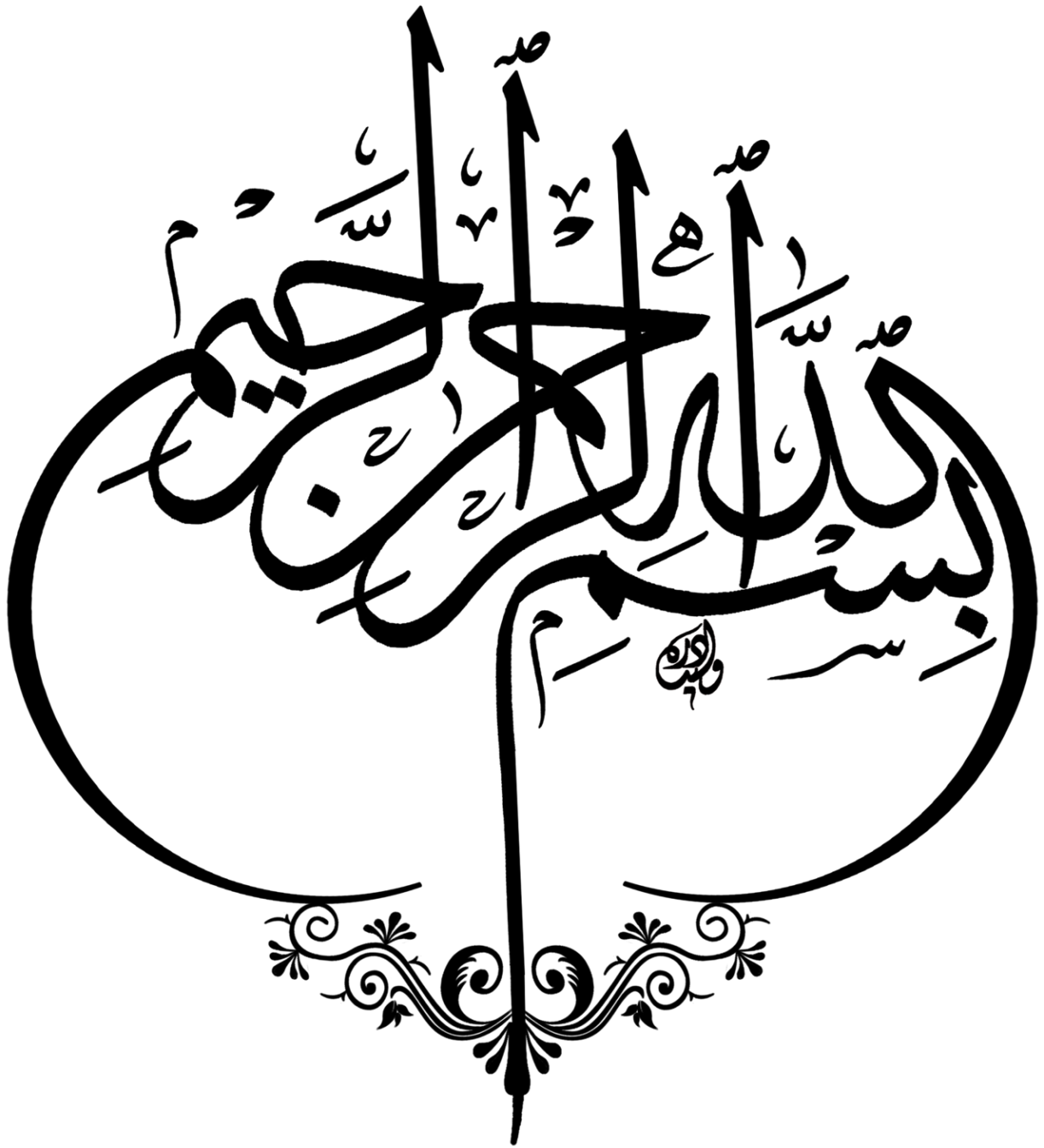
- BERKANI Selwa
- ABOUDI Mekia

Dirigé par : M.LEKOUARA Laid

Membres de jury :

- Dr. REFRAFI SalahPrésident
- Dr. BENADDI HachemiExamineur
- Dr. LEKOUARA LaidRapporteur

Présenté le : 21 /06/2023



REMERCIEMENT

D'abord je remercie Dieu de bien fait

Au terme de cette étude en achevant notre mémoire

Nous voudrions exprimés notre sincère gratitude à notre encadreur

« Mr : LKOUARA .L»

Qui nous aidé pour faire se travail.

Et aussi nos remerciements d'adresser en particulier

Tous les enseignants de département de génie civil.

A tous ceux qui nous ont aidés et encouragés de prés ou de loin.

Dédicaces

Tout d'abord, je remercie toutes les personnes que j'aime le plus au monde.

Je dédier ce modeste travail :

A ceux que j'aime :

- *Mon père et ma mère qui ont toujours encouragé et sacrifié pour moi jusqu'à la fin de ma formation.*
- *Mon cher mari, mes filles : **Chahd, Intissar** et la petite **Roaya***
- *Mes frères et sœur*
- *A mon encadreur **Mr. LEKOUARA. L.***
- *Tous les enseignants qui m'ont dirigé vers la porte de la réussite.*
- *À tous mes collègues qui m'ont aidé d'un mot.*
- *Et enfin je souhaite un bon courage à **ABBOUDI Mekia** et à tous les étudiants du Génie civil, et j'espère avoir du succès dans les projets futurs.*

Merci a tous.

B.Selwa

Dédicaces

Après ces années d'étude et de persévérance sérieuse, Il n'ya rien de mieux que de dédier cet humble travail à ceux que l'on aime et de les remercier pour leur exprimer notre gratitude.

Je dédier ce modeste travail :

A ceux que j'aime :

- ✓ *Mon père et ma mère qui ont toujours encouragé et sacrifient pour moi jusqu'à la fin de ma formation.*
- ✓ *Mes frères et sœur : **Taki Eddine, Akrem, Chaker, Ikhlassse.***
- ✓ *Toute ma famille : **ABBOUDI** et surtout la femme de mon oncle **BOUREHLI Wafaa** et **HANI Nabila.***
- ✓ *Tous les enseignants qui m'ont dirigé vers la porte de la réussite.*
- ✓ *A mon encadreur **Mr. LEKOUARA. L.***
- ✓ *A l'ingénieur **TALOUB Abderraouf.***
- ✓ *A tout la promotion 2023.*

*Et enfin à ma sœur Madame **BERKANI Selwa** à qui je souhaite plein succès dans sa vie.*

Merci à tous.

A.Mekia

Résumé :

Le but de cette étude est du calcul de la structure d'un bâtiment à usage d'habitation d'un rez de chaussée +5 étages. Ce bâtiment sera implanté dans une région de faible sismicité classée en zone 1 selon le règlement parasismique algérien (RPA 99Version 2003).

La stabilité de la structure sera assurée par l'ensemble voiles, poteaux et poutres.

L'étude de la structure notamment l'étude dynamique est réalisée au moyen du logiciel (ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2018).

Le calcul des dimensions et le ferrailage des éléments résistants sont conformes aux règles applicables en Algérie (RPA 99 Version 2003-BAEL 91 modifié 99).

Abstract:

The purpose of this study is the calculation of the structure of a residentially use building of a ground floor+ five floors. The building will be located in region of low seismic city zone 1 classifies according to the Algerian earthquake Regulation (RPA 99 2003 Version).

The stability of the structure will be ensured by all walls, columns and beams.

The study of the structure including the dynamic study is performed using the software (ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2018).

The dimensioning and the reinforcement of resistance elements conform to the rules applicable in Algeria (RPA 996 Version 2003 BAEL 91 AMENDED 99)

ملخص:

يهدف هذا المشروع إلى دراسة بناية ذات طابع سكني يتألف من طابق أرضي و5 خمسة طوابق. سيتم إنجاز هذا المشروع بمنطقة مصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم 1 حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل (RPA 99Version 2033)

مقاومة واستقرار البناية تحت الحمولات العمودية والأفقية مضمونة بواسطة العارضات. الأعمدة والجدران المشكلة من الخرسانة المسلحة.

الدراسة الحركية تمت باستعمال البرنامج التجاري (Robot structural analyses 2018).

تحديد الأبعاد والتسليح كل العناصر المقاومة للبنائية صممت طبق للمعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر (RPA 99 Version 2003-BAEL 91 modifié 99).

SOMMAIRE

<i>I. Introduction Générale</i>	1
---------------------------------------	---

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

<i>I.1 Introduction</i>	4
<i>I.2 Présentation l'ouvrage</i>	4
<i>I.3. Caractéristique géométriques</i>	5
<i>I.3.1. Les éléments de l'ouvrage</i>	5
<i>I.4. Notion sur les règles de calcul des structures</i>	6
<i>I.5. Présentation RPA 99/ Version 2003</i>	7
<i>I.6. Règlements et normes utilisées</i>	7
<i>I.7. Caractéristiques des matériaux</i>	8
<i>I.7.1. Béton</i>	8
<i>I.7.1.1. Définition</i>	8
<i>I.7.1.2. Composition du béton</i>	8
<i>I.7.1.3. Classification du béton</i>	8
<i>I.7.1.4. La résistance du béton</i>	8
<i>I.7.1.5. Déformation longitudinal du béton</i>	10
<i>I.7.2. Acier</i>	11
<i>I.7.2.1. Définition</i>	11
<i>I.7.2.2. Module d'élasticité des aciers</i>	11
<i>I.7.2.3. Contrainte limite d'élasticité de l'acier</i>	12
<i>I.8. Combinaison d'action</i>	13

Chapitre II : Pré dimensionnement et descente des charges

<i>II.1. Pré dimensionnement des éléments structuraux</i>	16
<i>II.1.1. Les poutres</i>	16
<i>II.1.1.1. Les poutres principales</i>	16
<i>II.1.1.2. Les poutres secondaires</i>	17
<i>II.1.2. Les poteaux</i>	17
<i>II.1.3. Les voiles</i>	18
<i>II.2. Pré dimensionnement des éléments non structuraux</i>	20
<i>II.2.1. Les planchers</i>	20
<i>II.2.2. L'acrotère</i>	21
<i>II.2.3. L'escalier</i>	22

<i>II.3. Evaluation des charges et surcharges</i>	25
<i>II.3.1. Plancher terrasse + étage + R.D.C (corps creux)</i>	25
<i>II.3.2. Mur extérieur</i>	26
<i>II.3.3. Mur intérieur</i>	26
<i>II.3.4. Les escaliers</i>	27
<i>II.3.5. La dalle pleine (Balcon</i>	27
<i>II.3.6. L'acrotère</i>	27
<i>II.4. Descente de charges</i>	28
<i>II.4.1. Définition</i>	28
<i>II.4.2. Charges permanentes</i>	28
<i>II.4.3. Charges d'exploitation</i>	28
<i>II.4.4. La loi de dégression des charges</i>	28

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

<i>III.1. L'acrotère</i>	37
<i>III.1.1. Définition</i>	37
<i>III.1.2. Le rôle de l'acrotère</i>	37
<i>III.1.3. Calcul de l'acrotère</i>	37
<i>III.1.4. Calcul du ferrailage</i>	38
<i>III.2. Balcon</i>	42
<i>III.2.1. Introduction</i>	42
<i>III.2.2. Evaluation des charges</i>	42
<i>III.2.3. Sollicitations de calcul</i>	42
<i>III.2.4. Calcul des contraintes</i>	44
<i>III.2.5. Vérification de l'effort tranchant</i>	44
<i>III.3. Plancher</i>	46
<i>III.3.1. Définition</i>	46
<i>III.3.2. Descente des charges sur les nervures</i>	47
<i>III.3.3. Vérifications des conditions</i>	47
<i>III.3.4. Nervure type 01 (planchers terrasse)</i>	50
<i>III.3.4.1. Ferrailage de la poutrelle type 01 (plancher terrasse)</i>	54
<i>III.3.4.2. Vérifications</i>	56
<i>III.3.4.3. Armature transversale</i>	57
<i>III.3.5. Nervure type 01 (étage courant)</i>	58
<i>III.3.5.1. Ferrailage de la poutrelle type 01 (plancher étage courant)</i>	62
<i>III.3.5.2. Vérifications</i>	63

III.3.5.3. Armature transversale	64
III.3.6. Nervure type 02 (Plancher terrasse)	65
III.3.6.1. Ferrailage de la poutrelle type 02 (planchers terrasse)	71
III.3.6.2. Vérifications	72
III.3.6.3. Armature transversale	74
III.3.7. Nervure type 02 (Etage courant)	75
III.3.7.1. Ferrailage des poutrelles types 02 (planchers étage courant)	81
III.3.7.2. Vérifications	82
III.3.7.3. Armature transversale	84
III.4. L'escaliers	85
III.4.1. Définition	85
III.4.2. Première 1ere type	85
III.4.3. Calcule de la charge équivalente	86
III.4.4. Calcul du ferrailage	87
III.4.5. 2eme type	93
III.4.6. Calcul de la charge équivalent	94
III.4.7. Etude de la poutre palière	100

Chapitre IV : Etude sismique

IV.1. Introduction	107
IV.2. Objectif de l'étude dynamique	107
IV.3. Méthodes de calcul	107
IV.3.1. Pourquoi le Robot structure analyses ?	107
IV.3.2. Etapes de modélisation	108
IV.4. Données de l'ouvrage	109
IV.4.1. Vérification de la période	113
IV.4.2. Vérification de l'excentricité	114
IV.4.3. Calcul de l'action sismique	115
IV.4.4. Vérification a l'effort normal réduit	118
IV.4.5. Vérification des déplacements	118
IV.4.6. Vérification de renversement	119
IV.4.7. Justification de l'effet P- Δ	119
IV.5. Conclusion	121

Chapitre V : Les éléments structuraux

V.1. Introduction	123
V.2. Ferrailage des poutres	123

<i>V.2.1. Calcul du ferrailage des poutres principales (30x45) cm²</i>	123
<i>V.2.1.1. Calcul de la section d'armatures</i>	123
<i>V.2.1.2. Coefficient de sécurité et Caractéristiques mécaniques</i>	124
<i>V.2.1.3. Exemple de calcul</i>	124
<i>V.2.1.4. Calcul du ferrailage a L'ELU</i>	125
<i>V.2.1.5. Vérification des contraintes à L'ELS</i>	127
<i>V.2.1.6. Vérification au cisaillement</i>	128
<i>V.2.1.7. Schéma de ferrailage en travée</i>	131
<i>V.2.2. calcul du ferrailage des poutres secondaires</i>	131
<i>V.2.2.1. Calcul de la section d'armatures</i>	131
<i>V.2.2. Exemple de calcul</i>	132
<i>V.2.2.3. Calcul du ferrailage a L'ELU</i>	133
<i>V.2.2.4. Vérification des contraintes à L'ELS</i>	135
<i>V.2.2.5. Vérification au cisaillement</i>	136
<i>V.2.2.6. Schéma de ferrailage en travée et sue appui</i>	139
<i>V.3. Ferrailage des poteaux</i>	140
<i>V.3.1. Introduction</i>	140
<i>V.3.2. Vérification à la compression</i>	141
<i>V.3.3. Exemple de calcul</i>	141
<i>V.3.4. Section des armatures longitudinales.</i>	142
<i>V.3.5. Armature transversale</i>	143
<i>V.3.6. L'espacement des armatures transversales exigé par RPA 99</i>	144
<i>V.3.7. Disposition du ferrailage.</i>	145
<i>V.3.8. Schéma de ferrailage</i>	145
<i>V.4. Ferrailage des voiles</i>	145
<i>V.4.1. Voiles pleins</i>	146
<i>V.4.2. Règles communes</i>	147
<i>V.4.3. Combinaison de charge</i>	148
<i>V.4.4. Ferrailage vertical</i>	148
<i>V.4.5. Ferrailage horizontale</i>	152
<i>V.4.6. Vérification de l'espacement</i>	154
<i>V.5.10. Conclusion</i>	155

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

<i>VI.1. Introduction</i>	157
<i>VI.2. Choix du type de fondation</i>	157

<i>VI.3. Combinaison d'action</i>	158
<i>VI.4. Calcul des semelles</i>	158
<i>VI.4.1. Calcul de la semelle isolée</i>	158
<i>VI.4.1.1. Condition d'homogénéité</i>	159
<i>VI.4.1.2. Détermination de « d » et « ht »</i>	159
<i>VI.4.1.3. Vérification des conditions de stabilité</i>	159
<i>VI.4.1.4. Vérification de condition de rigidité</i>	160
<i>VI.4.1.5. Calcul de ferrailage</i>	160
<i>VI.4.1.6. Vérification du non poinçonnement de la semelle</i>	161
<i>VI.4.1.7. Schéma de ferrailage</i>	162
<i>VI.4.2. Calcul de la semelle filante sous voile</i>	162
<i>VI.4.2.1. Calcul des sollicitations</i>	162
<i>VI.4.2.2. Calcul de ferrailage</i>	163
<i>VI.4.2.3. Schéma de ferrailage</i>	164
<i>VI.5. Les longrines</i>	165
<i>VI.5.1. Introduction</i>	165
<i>VI.5.2. Pré dimensionnement</i>	165
<i>VI.5.3. Sollicitation</i>	165
<i>VI.5.4. Ferrailage de la longrine</i>	165
<i>VI.5.5. Section minimal</i>	166
<i>VI.5.6. Schéma de ferrailage des longrines</i>	166
<i>Conclusion général</i>	168

Bibliographie

Annexe

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Figure I.1 : Evaluation de la résistance du béton.....	8
Figure I.2 : Diagramme contrainte- déformation de calcul.	10
Figure I.3 : Diagramme des déformations limite de la section d'acier.....	11

Chapitre II : Pré dimensionnement et descente des charges

Figure II.1 : Dimensionnement de la poutre	15
Figure II.2 : Les poutres principales coupe 1-1.....	15
Figure II.3 : Dimensionnement de la poutre	16
Figure II.4 : Les poutres secondaires coupe 2-2	16
Figure II.5 : Coupe de voile en élévation.....	18
Figure II.6 : Dalle a corps creux	19
Figure II.7 : Détail de l'acrotère	20
Figure II.8 : Schéma d'escaliers	21
Figure II.9 : Vue en plan	21
Figure II.10 : Détail planchers terrasse	24
Figure II.11 : Détail planchers étages courant.....	24
Figure II.12 : Détail mur extérieurs.....	25
Figure II.13 : Détail mur intérieurs.....	25
Figure II.14 : Schéma explicatif de loin de dégression.....	28
Figure II.15 : Schéma explicatifs des niveaux de la structure.....	28
Figure II.16 : Représentation de poteau le poteau sollicité.....	29
Figure II.17 : Représentation de poteau le poteau sollicité.....	30
Figure II.18 : Représentation de poteau le poteau sollicité.....	31

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

Figure III.1 : Dimensions de l'acrotère	36
Figure III.2 : Schéma statique.....	36
Figure III.3 : Section rectangulaire	37
Figure III.4 : Diagramme de l'acrotère.....	37
Figure III.5 : Schéma ferrailage de l'acrotère	40
Figure III.6 : Schéma réel	41
Figure III.7 : Schéma de calcul.....	41
Figure III.8 : Ferrailage du balcon	44
Figure III.9 : Coupe corps creux	45
Figure III.10 : Schéma de coefficients forfaitaires sur appui.....	49

<i>Figure III.11 : Nervure type 01 (planchers terrasse).....</i>	<i>49</i>
<i>Figure III.12 : Moment sue appui</i>	<i>50</i>
<i>Figure III.13 : Diagramme des moments en ELU (poutrelle type 01 plancher terrasse)</i>	<i>53</i>
<i>Figure III.14 : Diagramme des efforts tranchants en ELU (poutrelle type 01 plancher terrasse)</i>	<i>53</i>
<i>Figure III.15 : Schéma section rectangulaire en travée et en appui.....</i>	<i>54</i>
<i>Figure III.16 : Nervure type 01 (planchers terrasse).....</i>	<i>57</i>
<i>Figure III.17 : Moment sue appui</i>	<i>58</i>
<i>Figure III.18 : Diagramme des moments en ELU (poutrelle type 01 plancher étage courant).....</i>	<i>61</i>
<i>Figure III.19 : Diagramme des efforts tranchants en ELU (poutrelle type 01 plancher étage courant)</i>	<i>61</i>
<i>Figure III.20 : Nervure type 02 (planchers terrasse).....</i>	<i>64</i>
<i>Figure III.21 : Diagramme des moments en ELU (poutrelle type 02 planchers terrasse).....</i>	<i>70</i>
<i>Figure III.22 : Diagramme des efforts tranchants en ELU (poutrelle type 02 étage courant)</i>	<i>70</i>
<i>Figure III.23 : Nervure type 02 (Plancher terrasse).....</i>	<i>74</i>
<i>Figure III.24 : Diagramme des moments en ELU (poutrelle type 02 planchers étage courant)</i>	<i>80</i>
<i>Figure III.25 : Diagramme des efforts tranchants en ELU (poutrelle type 02 étage courant)</i>	<i>80</i>
<i>Figure III.26 : Schéma statique d'escalier.....</i>	<i>84</i>
<i>Figure III.27 : Vue en plan d'escalier.....</i>	<i>84</i>
<i>Figure III.28 : Première (1er) type</i>	<i>84</i>
<i>Figure III.29 : Charge équivalente</i>	<i>85</i>
<i>Figure III.30 : Diagramme ELU et ELS</i>	<i>86</i>
<i>Figure III.31 : Deuxième (2eme) type.....</i>	<i>92</i>
<i>Figure III.32 : Charge équivalente</i>	<i>93</i>
<i>Figure III.33 : Diagramme ELU et ELS</i>	<i>94</i>
<i>Figure III.34 : Poutre palière</i>	<i>99</i>
<i>Figure III.35 : Section de la poutre palière</i>	<i>99</i>
<i>Figure III.36 : Schéma Ferrailage d'escalier</i>	<i>105</i>

Chapitre IV : Etude sismique

<i>Figure IV.1 : Etapes de la modélisation d'une structure par logiciel robot structural analyse.</i>	<i>107</i>
<i>Figure IV.2 : La disposition des voiles de contreventement.</i>	<i>108</i>
<i>Figure IV.3 : Mode 1 2D.....</i>	<i>109</i>
<i>Figure IV.4 : Mode 1 3D.....</i>	<i>110</i>

Figure IV.5 : Mode 2 2D.....	110
Figure IV.6 : Mode 2 3D.....	111
Figure IV.7 : Mode 3 2D.....	111
Figure IV.8 : Mode 3 3D.....	112
Figure IV.9 : Distribution de l'effort normal.....	115

Chapitre V : Les éléments structuraux

Figure V.1 : Résultats des moments fléchissant pour les poutres principale a L'EU.....	124
Figure V.2 : Résultats des moments fléchissant pour les poutres principale a L'ELS.....	126
Figure V.3 : Résultats des efforts tranchant pour les poutres principales a L'ELU.....	127
Figure V.4 : Ferrailage des poutres principales en travée.....	130
Figure V.5 : Ferrailage des poutres principales sur appui.....	130
Figure V.6 : Résultats des moments fléchissant pour les poutres secondaires a L'ELU..	132
Figure V.7 : Résultats des moments fléchissant pour les poutres secondaires a L'ELS...	134
Figure V.8 : Résultats des efforts tranchant pour les poutres secondaires a L'ELU.....	135
Figure V.9 : Ferrailage des poutres secondaires en travée.....	138
Figure V.10 : Ferrailage des poutres secondaires sur appui.....	138
Figure V.11 : Résultats des efforts normaux pour les poteaux a L'ELU.....	140
Figure V.12 : Résultats des efforts tranchant pour les poteaux a L'ELU.....	143
Figure V.13 : Schéma de ferrailage des poteaux.....	144
Figure V.14 : Disposition des voiles de contreventement.....	147
Figure V.15 : 1 ^{ere} cas $(\sigma_1, \sigma_2) > 0$	148
Figure V.16 : 2 ^{eme} cas $(\sigma_1, \sigma_2) < 0$	18
Figure V.17 : 3 ^{eme} cas.....	149
Figure V.18 : Diagramme de répartition des contraintes σ_1, σ_2	149
Figure V.19 : Schéma de ferrailage de voile.....	153

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

Figures VI.1 : Semelle isolée.....	157
Figures VI.2 : Schéma équivalent d'une semelle isolée.....	159
Figures VI.3 : Schéma de ferrailage de la semelle isolée.....	161
Figures VI.4 : Schéma de ferrailage semelle filante sens x-x.....	163
Figures VI.5 : Schéma de ferrailage des longrines.....	165

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Tableau I-1 : Analyse du diagramme de déformation d'une section	12
---	----

Chapitre II : Pré dimensionnement et descente des charges

Tableau II-1 : Charges et surcharges des planchers terrasse + étages + R.D.C.....	24
Tableau II-2 : Charges dues au mur extérieur.....	25
Tableau II-3 : Charges du mur intérieur	25
Tableau II-4 : Charges et surcharges de pailleasse	26
Tableau II-5 : Charges et surcharges du palier de repos	26
Tableau II-6 : Charges et surcharges du balcon	26
Tableau II-7 : Charges et surcharges du l'acrotère	26
Tableau II-8 : Poteau coin	29
Tableau II-9 : Poteau de rive	31
Tableau II-10 : Poteau intermédiaire (Centrale).....	32
Tableau II-11 : Poteau détermination de l'effort normal	32

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

Tableau III-1 : La détermination des coefficients	50
Tableau III-2 : Les moments en travée et en appui.....	52
Tableau III-3 : Les efforts tranchants	52
Tableau III-4 : Calcul de ferrailage de la poutrelle type 1.....	55
Tableau III-5 : La détermination des coefficients.....	58
Tableau III-6 : Les moments en travées et sur appui.....	60
Tableau III-7 : Les efforts tranchants	60
Tableau III-8 : Calcul de ferrailage de la poutrelle type 1.....	62
Tableau III-9 : La détermination des coefficients.....	66
Tableau III-10 : Les moments en travées et sur appui.....	69
Tableau III-11 : Les efforts tranchants	69
Tableau III-12 : Calcul de ferrailage de la poutrelle type 02.....	71
Tableau III-13 : La détermination des coefficients.....	75
Tableau III-14 : Les moments en travées et sur appui.....	79
Tableau III-15 : Les efforts tranchants	79
Tableau III-16 : Calcul de ferrailage de la poutrelle type 02.....	81
Tableau III-17 : Calcul de ferrailage d'escalier 1eme type	87
Tableau III-18 : Calcul de ferrailage d'escalier deuxième type	94
Tableau III-19 : Calcul de ferrailage de la poutre palière	101

Chapitre IV : Etude sismique

Tableau IV-1 : Période et facteurs de participation modale.	109
Tableau IV-2 : Les résultats des différents centres de gravité de rigidité.....	113
Tableau IV-3 : Coefficient d'accélération de zone A	114
Tableau IV-4 : Valeurs des coefficients de comportement R	114

<i>Tableau IV-5 : Distribution de l'effort normal.</i>	115
<i>Tableau IV-6 : Valeurs de T1 et T2.</i>	115
<i>Tableau IV-7 : Valeurs des pénalités Pq sens x.</i>	116
<i>Tableau IV-8 : Valeurs des pénalités Pq sens y.</i>	116
<i>Tableau IV-9 : Vérification a l'effort normal réduit.</i>	117
<i>Tableau IV-10 : Déplacements absolus pour sens longitudinal et transversal.</i>	118
<i>Tableau IV-11 : Justification de l'effet P.Δ suivant le sens x.</i>	119
<i>Tableau IV-12 : Justification de l'effet P.Δ suivant le sens y.</i>	119

Chapitre V : Les éléments structuraux

<i>Tableau V-1 : Caractéristique mécanique des matériaux.</i>	123
<i>Tableau V-2 : Donnés des vérifications a l'ELU.</i>	126
<i>Tableau V-3 : Vérification d'état limite de compression de béton</i>	127
<i>Tableau V-4 : Donnés des vérifications a l'ELS.</i>	134
<i>Tableau V-5 : Vérification d'état limite de compression de béton</i>	135
<i>Tableau V-6 : Résultats de l'effort normal N et les valeurs correspondantes du moment fléchissant (My, Mz)</i>	141
<i>Tableau V-7 : Résultats des sections d'armatures calculées pour les poteaux</i>	141
<i>Tableau V-8 : Résultats du ferrailage vertical des voiles.</i>	153

LISTE DES NOTATIONS

$f_{c,j}$: résistance en compression à j jour du béton.

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

E_{ij} : module de déformation longitudinale du béton.

E_{vj} : module de déformation différé du béton.

G : Module de déformation transversale.

ν : coefficient de poisson.

f_{bu} : résistance conventionnelle ultime à la compression.

ξ_{bc} : déformation unitaire du béton.

σ_{bc} : contrainte de compression dans le béton.

γ : est un coefficient de sécurité.

θ : est un coefficient en fonction de la durée d'application de l'action considérée.

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte admissible du béton en compression.

$\bar{\tau}_u$: Contraintes limites de cisaillement.

f_{su} : résistance caractéristique ultime de l'acier.

$\bar{\sigma}_s$: contrainte admissible d'acier.

f_e : limite d'élasticité des aciers utilisés

η : coefficient de fissuration

N_u : est l'effort normal ultime

B_r : est la section de béton réduite du béton

λ : l'élanement de l'élément poteau.

\bar{f} : la flèche admissible.

F_p : l'action sismique horizontale.

L_f : Longueur de flambement.

e_0 : est l'excentricité de premier ordre, avant application des excentricités additionnelles. e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales après l'exécution.

e_2 : excentricité due aux effets du second ordre lié, à la déformation de la structure.

φ : le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation initiale instantané sous la charge considérée, ce rapport est généralement pris égal à 2

μ_{bu} : moment réduit.

A'_s : section d'armature comprimée

A_s : section d'armature tendue.

S_t : escapement des armatures.

A_r : section d'armature de répartition.

M_0 : moment fléchissant dans la travée.

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

M_w : La valeur absolue du moment sur appui de gauche dans la travée considéré.

M_e : La valeur absolue du moment sur appui de droite dans la travée considéré.

M_{ut} : moment capable de la table de compression.

A_{min} : section minimale d'armature.

\emptyset_t : diamètre d'armature transversale.

f_{pi} : Flèche instantané due à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation supportées par l'élément considéré.

f_{gv} : La flèche différée dues à l'ensemble des charges permanentes.

f_g : La flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes.

f_{ji} : Flèche instantanée due à charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des revêtements et cloisons.

y : Position de l'axe neutre.

I_0 : Moment d'inertie de la section totale rendue homogène.

M_g : Le moment dû à l'ensemble des charges permanentes.

M_j : Le moment dû aux charges permanentes appliquées à la mise en œuvre des revêtements.

M_p : Le moment dû à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation.

I_{fip} , I_{fij} , I_{fig} , et I_{fvg} : sont les inerties fissurées.

T_u : Le moment de torsion ultime.

a : Le diamètre du grand cercle inscrit dans le contour extérieur de la section.

Ω : L'aire du contour tracé à mi- épaisseur des parois.

T_k : le période du mode K .

N : le nombre de niveau au-dessus du sol.

G : centre de gravité.

R : centre e rigidité.

V : effort tranchant.

M_K : moment de renversement.

δ_k : Les déplacements horizontaux absolus.

Δk : les déplacements relatifs.

R : Coefficient de comportement.

Q : facteur de qualité.

η : facteur de correction d'amortissement.

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement.

A_t : section d'armature minimale.

τ_{se} : la contrainte d'adhérence d'entraînement.

λ_g : est l'élanement géométrique du poteau.

M_{uf} : moment fictif.

A'_{sf} : section d'armature fictive

Y_{ser} : la distance entre le centre de pression à l'axe neutre de la fibre supérieure de la section la plus comprimé.



INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Au terme de notre formation, et afin de synthétiser l'ensemble des disciplines enseignées durant ces cinq années, Nous procéderons à l'étude d'un bâtiment de 6 niveaux (R+5) a usage d'habitation ce qui nous permettra de rédiger notre mémoire de fin d'études de Master en génie civil.

Le choix de sujet, nous est paru confirmé du fait que l'une des principales priorités de l'état algérien est la réalisation d'un nombre important de logements.

Notre travail consiste en l'étude d'un bâtiment a usage d'habitation réalisé en béton armé et contreventé par système mixte.

Pour réaliser ce but, notre travail est composé de 06 chapitres et introduction et conclusion générale.

Chapitre I: Présentation de l'ouvrage

*Le projet que nous avons en train d'étudier consiste a un bâtiment a usage d'habitation, composé d'un Rez de chaussée plus cinq étages (R+5), en béton armé composé de portiques et de voiles, implanté à **khenchela**, Qui est une Zone de faible sismicité zone I d'après les règles parasismiques algériennes (RPA 99 version 2003).*

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

Dans ce chapitre on va faire un pré dimensionnement pour chaque type d'élément de la structure et une descente de charges pour vérifier la section du poteau le plus sollicité.

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

Dans ce chapitre présente le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, les escaliers et les planchers).

Chapitre IV : Etude sismique

On entame dans ce chapitre la conception et le calcul dynamique du bâtiment. Ce travail peut être effectué d'une façon simple et rationnelle en utilisant l'un des logiciels d'élément finis existants actuellement. Pour cela nous nous servons du logiciel ROBOOT.

Chapitre V : Les éléments structuraux

Une construction en béton armé demeure résistante avant et après séisme grâce à ces éléments structuraux (poteaux, poutres). Cependant ces derniers doivent être bien armés (ferrailler) et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre toutes genres de sollicitations.

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

Dans ce chapitre, on va étudier la partie de la structure qui se trouve au-dessous du niveau du sol qui s'appelle l'infrastructure, son objet est de transmettre les charges verticales et les charges sismiques horizontales, et limiter les tassements différentiels et empêcher les déplacements horizontaux relatifs des points d'appuis par solidarisation au moyen de longrine ou autre dispositif équivalent.

Est en fin une conclusion Générale.

A l'achèvement de ce travail nous espérons atteindre les objectifs suivants :

- 1- Compléter et approfondir nos connaissances dans le domaine du calcul des structures.*
- 2- Au travers les difficultés rencontrées, développer les analyses adéquates afin de solutionner ces problèmes développant l'esprit de l'ingénieur en fonction réelle.*
- 3- Se familiariser avec l'outil informatique qui est devenu incontournable et notamment le logiciel Robot analyses un des logiciels commerciaux les plus utilisés.*



CHAPITRE I

PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

I.1. Introduction :

Génie civil, domaine d'activité dont le but est la construction d'art au bénéfice de la collectivité. Il concerne la création, l'amélioration, et la protection des structures et des constructions utiles pour l'environnement de la collectivité : équipements pour l'habitat, industrie et les transports.

Le génie civil comprend tous les stades de la conception à la réalisation d'ouvrages d'art, tel que les bâtiments destinés à être employés comme habitations, usines, aéroports, les ponts, les routes, les tunnels, les barrages et les terrassements ...etc.

La mise en œuvre d'une construction se déroule en trois étapes :

- La conception assortie d'une étude de rentabilité, l'élaboration du projet (plan, étude, ...etc., enfin ; l'exécution proprement dite des travaux. Lorsque les dimensions de l'ouvrage sont très importantes, ces trois étapes sont disjointes. Dans tous les cas, elles sont étroitement liées entre elles.
- Il doit avoir une connaissance approfondie de tous les types de relevés topographique, des propriétés et de la mécanique des matériaux de construction, de la mécanique des structures et des sols, de l'hydraulique et de la mécanique des fluides.
- Ils doivent prévoir toutes les déformations que pourraient subir les ouvrages, et le terrain sur lequel ils sont édifiés. Il existe une gamme étendue de matériau de construction. Les matériaux employés doivent présenter une certaine élasticité, sinon ils se brisent, se fissurent, ou encore se déforment, dans certains cas ils doivent également résister a des sollicitations.

I. 2. Présentation de l'ouvrage :

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteau, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du types des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

Le projet consiste à l'étude d'une structure (R+5) à usage d'habitation, classé dans le groupe d'usage **1B** selon la classification du **RPA 99 version 2003**.

L'ouvrage est situé dans la wilaya de **KHENCHELA** ; elle classée selon **L'RPA 99 version**

2003 comme une zone de sismicité faible (zone 1).

Le site est considéré comme ferme.

I.3. Caractéristiques géométriques:

Les caractéristiques de la structure sont :

- *Largeur en plan 18.40m*
- *Longueur en plan 27.95m*
- *Nombre de niveau 05 : RDC + 05 étages*
- *Hauteur du RDC 3.06m*
- *Hauteur d'étage courant 3.06m*
- *Hauteur total 18.36 m*

I.3.1. Les éléments de l'ouvrage:

a. Planchers :

C'est une aire généralement plane destinée à séparer entre les niveaux, on distingue :

- *Plancher à corps creux :*
- *Plancher à dalle pleine.*

b. Les poteaux :

Ce sont des éléments verticaux destinés à reprendre et à transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure.

c. Les poutres :

Ce sont des éléments horizontaux destinés à reprendre et à transmettre les sollicitations.

d. Les voiles :

Seront réalisés en béton armé, le choix du nombre, dimensions et de l'emplacement sera étudié ultérieurement.

e. L'acrotère :

C'est un élément en béton armé, contournant le bâtiment, encastré à sa base au plancher terrasse qui est inaccessible.

f. Les escaliers :

Sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place, permettant le passage d'un niveau à un autre.

g. Maçonnerie :

On distingue :

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

h. L'infrastructure :

Elle assure les fonctions suivantes :

- Transmission des charges verticales et horizontales au sol.
- Limitation des tassements différentiels.

I.4. Notion sur les règles de calcul des structures:**✓ État limite :**

Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction ou d'un de ses éléments (tel que la stabilité et la durabilité) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action (majoration ou minoration selon le cas), On distingue deux sortes d'état limite :

a) Les états limite ultime (ELU) :

Correspondant à la limite :

- Soit de l'équilibre statique de la construction (pas de renversement).
- Soit de la résistance de l'un des matériaux (pas de rupture).
- Soit de la stabilité de forme (non flambement).

b) L'état limite de service (ELS) :

Définissant les conditions que doit satisfaire l'ouvrage pour que son usage normal et sa durabilité soient assurés.

- Etat limite de compression du béton (contrainte de compression limitée).
- Etat limite d'ouverture des fissures (pas de flèche excessive).

➤ *Etat limite de déformation (durabilité et sécurité des ouvrages).*

✓ **Actions :**

Les actions sont l'ensemble des charges (force, couple, etc. permanent, climatique et d'exploitation) appliqué à la structure.

Les actions sont classées en trois catégories en fonction de leur fréquence d'apparition :

• **Actions permanent (G) :**

*Les charges permanentes à considérer définies par la norme **DTR BC 2.2** pour le calcul des structures en béton armé sont :*

• **Poids propres :**

Actions variables (Q_i , $i=1, 2, n$) : Elles résultent de l'exploitation directe de la construction et sont donc constituées par le poids des utilisateurs et des matériaux nécessaires à l'utilisation des locaux.

- Actions accidentelles.

- Actions de la température climatique.

1.5 Présentation des RPA 99 / Version 2003:

Le document technique « DTR BC 2-48 » portant sur les « REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES RPA 99 » qui a été approuvé par la commission technique permanente pour le contrôle technique de la construction (CTC) lors de sa réunion du 4 Décembre 1999 se situe dans la continuité des documents précédents « RPA 81, version 1983 » et « RPA 88 » dont il garde la philosophie originelle.

Il constitue en fait une actualisation qui s'avère nécessaire après près de deux décennies de pratique riche et diversifiée de la part des scientifiques et techniciens nationaux des bureaux d'études et de contrôle, des entreprises et des institutions de formation supérieure.

Cette actualisation a en outre bénéficié des grands progrès de la recherche dans ce domaine aussi bien aux niveaux nationaux qu'international.

1.6. Règlements et normes utilisées:

Pour le calcul et la vérification on utilise :

➤ *Les règles parasismiques algériennes (RPA 99 Version 2003).*

- Les règles BAEL91.
- Les règles CBA93.
- DTR B.C.2.33.2.

I.7. Caractéristique des matériaux:

I.7.1. Béton:

I.7.1.1. Définition :

Le béton est un matériau de construction hétérogène, constitué artificiellement par un mélange intime de matériaux interne appelés granulats, (sable, gravier, pierres cassées...), du ciment et de l'eau et éventuellement d'adjuvants, Pour en modifier les propriétés.

I.7.1.2. Composition du béton :

Le dosage d'un béton courant est composé de :

- Ciment : 350 kg de CIM 42.5
- Gravier : 800 litres de 15/25 mm.
- Sable : 400 litres de 0/5mm.
- Eau : 175 litres d'eau de gâchage.

I.7.1.3. Classification :

En générale le béton peut être classé suivant plusieurs paramètres, à savoir :

▪ **La masse volumique (ρ) :** *En générale peut être classé en 4 groupes :*

- Béton très lourd $>2500\text{kg/m}^3$
- Béton lourd (courant) $1800\text{-}2500\text{kg/m}^3$
- Béton léger $500\text{-}1800\text{ kg/m}^3$
- Béton très léger $<500\text{kg/m}^3$

I.7.1.4. La résistance du béton:

Le béton est défini par deux résistances (résistance à la compression et résistance à la Traction).

○ **La résistance à la compression :**

*Le béton est défini par sa résistance à la compression à **28 jours** d'âge dite :*

résistance caractéristique à la compression, notée f_{cj} , elle est déterminée à la base d'écrasements d'éprouvette normalisée (16×32) par compression axiale après 28 jours de durcissement.

On utilise le plus souvent les valeurs à 28 jours de maturité f_{c28} . Pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à (j) jours, définies à partir de f_{c28} , par :

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

$$\left\{ f_{c28} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \quad S_{ij} < 60 \text{ jours} \right.$$

$$f_{cj} = 1.1 f_{c28} \quad S_{ij} > 60 \text{ jours}$$

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

$$\left\{ f_{c28} = \frac{j}{1.40 + 0.83j} f_{c28} \quad S_{ij} \leq 28 \text{ jours} \right.$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad S_{ij} > 28 \text{ jours}$$

- La résistance à la compression à 28 jours $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

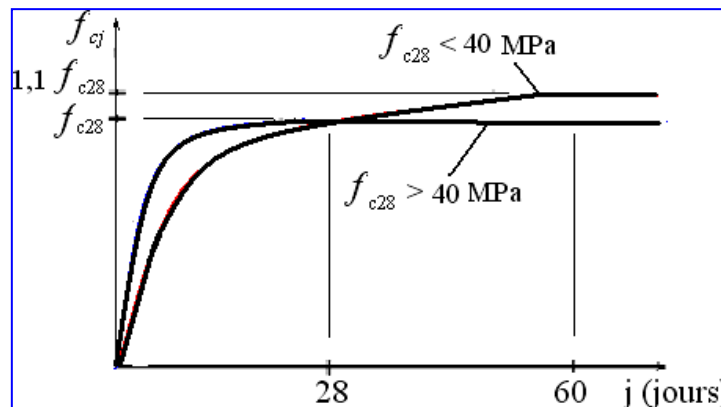


Figure I.1. Evolution de la résistance du béton f_{cj} en fonction de l'âge du béton.

○ **La résistance à la traction :**

La mesure directe de la résistance à la traction par un essai de traction axiale étant délicate on a recours à deux modes opératoires différents :

- Flexion d'éprouvettes prismatique non armé
- Fendage diamétrale d'une éprouvette cylindrique (essai brésilien).

La résistance à la traction du béton à j jour notée f_{tj} est définie par la relation :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \quad \text{Avec : } f_{cj} \leq 60 \text{MPa}$$

$$f_{cj} = 25 \text{MPa} \geq f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{MPa}$$

1.7.1.5. Déformation longitudinal du béton :

➤ Déformations instantanées :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures on admet à défaut de mesures qu'à l'âge de « j » jour le module de déformation longitudinale instantanée du béton « E_{ij} » est égale $E_{ij} = 11000 \sqrt{f_{cj}}$

Dans notre projet on a :

$$f_{c28} = 25 \text{MPa} \Rightarrow E_{ij} = 32164.2 \text{MPa}$$

➤ Déformations différées:

Le module de déformation longitudinale instantanée, pour un chargement de durée d'application inférieure à 24 heures, est donné par :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt{f_{cj}}$$

$$\text{On a pour : } f_{c28} = 25 \text{MPa} \Rightarrow E_{ij} = 32164.2 \text{MPa}$$

Le module de déformation longitudinal différée du béton E_{vj} est donné selon le C.B.A93 (A : 2-1-2-2) par la formule suivante :

$$E_{vj} = \frac{E_{ij}}{3} = 3700 \sqrt{f_{cj}}$$

$$\text{On a pour : } f_{c28} = 25 \text{MPa} \Rightarrow E_{vj} = 10818.9 \text{MPa}$$

➤ Coefficient de poisson :

Coefficient de poisson ν est le rapport de la déformation transversale relative à la déformation longitudinale (BAEL91, art A1.1.3) : $\nu = \frac{\text{déformation transversale}}{\text{déformation longitudinale}}$

$\nu=0$ (ELU) pour le calcul des sollicitations.

$\nu=0.2$ (ELS) pour le calcul des déformations.

I.7.2. Acier:**I.7.2.1. Définition :**

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, leur rôle est d'absorbé les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, on distingue deux types d'aciers :

- Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25 % de carbone.
- Aciers durs pour 0.25 à 0.40% de carbone.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 200000 \text{ MPa}$.

Les aciers utilisés pour constituer les pièces en béton armé sont :

- Ronds lisses (R.L) : FeE24
- Barres à haute adhérences (HA) : FeE400
- Treillis a soudés (TS) : TLE 52 $\emptyset = 6 \text{ mm}$ pour les dalles.

- Module d'élasticité des aciers :

Les aciers sont aussi caractérisés par le module d'élasticité longitudinale. L'expériences ont montré que sa valeur est fixée quel que soit la nuance de l'acier.

$$E_s = 2,1.10^5 \text{ MPa}$$

I.7.2.2. Contrainte limite d'élasticité de l'acier :**a) Contrainte limite ultime à l'ELU :**

La contrainte limite ultime notée f_{su} avec $f_{su} = f_e / \gamma_s$

f_e : Limite d'élasticité garantie.

γ_s : Coefficient de sécurité avec :

$\gamma_s = 1.15$: Pour les situations durables

$\gamma_s = 1$: Pour les situations accidentelles

Pour un acier a haute adhérence ayant $f_e = 400 \text{ MPa}$

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} \begin{cases} 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{situations durables} \\ 400 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{situations accidentelles} \end{cases}$$

➤ **Diagramme contraintes - déformations :**

Pour le calcul on utilise le diagramme contrainte- déformation suivant :

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

b) Contrainte limite de service à l'ELS

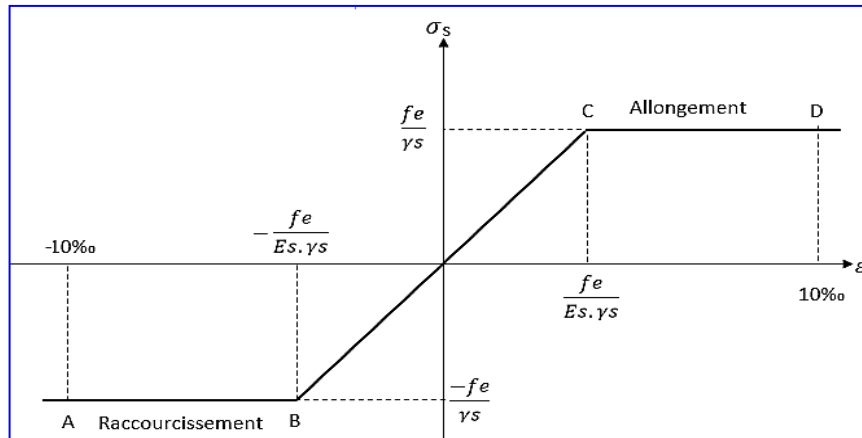


Figure I.2. Diagramme contraintes- déformations de calcul.

➤ Fissuration peu nuisible : pas de limitation.

➤ Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \sigma_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right)$

➤ Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \sigma_{st} = \min \left(\frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right)$

Avec : η : coefficient de fissuration ayant pour valeur :

$\eta = 1.3$: coefficient de fissuration (HA) de $\varnothing < 6\text{mm}$

$\eta = 1.6$: pour les aciers à haute adhérences de $\varnothing \geq 6\text{mm}$

$\eta = 1$: pour les aciers à haute rond lisses

1.7.2.3. Diagramme des déformations de la section :

On distingue trois domaines 1, 2,3, à l'aide de trois pivots A, B, C et des droites représentatives de la déformation qui passent par l'un des trois pivots pour matérialiser les diagrammes de déformation de la section du béton.

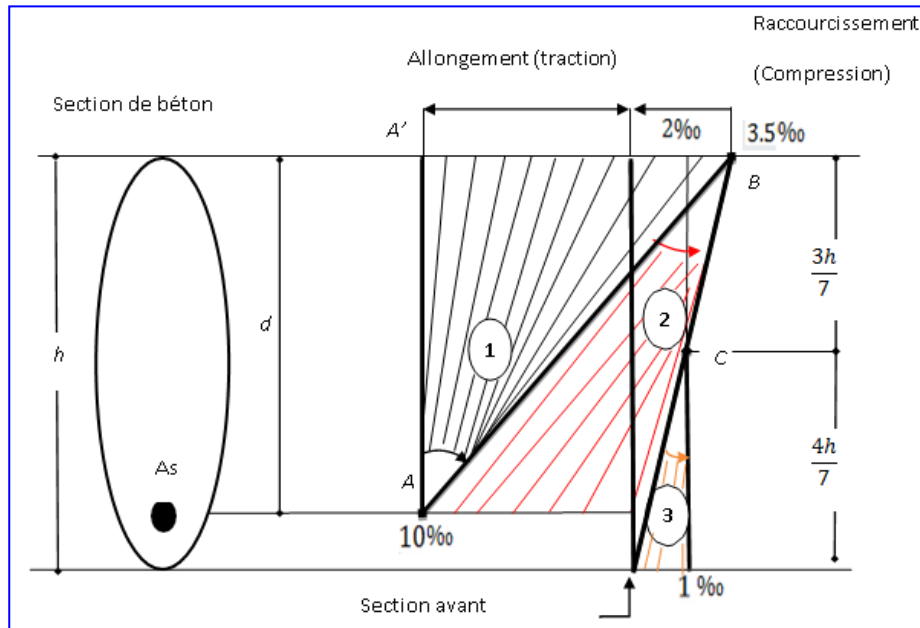


Figure I.3. Diagramme des déformations limite de la section d'acier.

Pivot A Domaine 1	Pivot B Domaine 2	Pivot C Domaine 3
Allongement de l'acier:	Raccourcissement du béton comprimé $\varepsilon_{bc} = 3.5\text{‰}$	Raccourcissement du béton comprimé pour
<p>Traction simple :</p> <ul style="list-style-type: none"> • Limite AA' • Béton entièrement tendu • Flexion simple ou composée • Acier tendu $\varepsilon_s = 10\text{‰}$ <p>béton partiellement comprimé</p> <p>$0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 3.5\text{‰}$</p>	<p>Flexion simple ou composée</p> <ul style="list-style-type: none"> • acier tendu <p>béton partiellement comprimé</p>	<p>Compression simple :</p> <p>Si la droite de déformation est parallèle à la droite représentative de la section avant déformation, sinon flexion composée</p>

Tableau I.1. Analyse du diagramme de déformation d'une section

I.8. Combinaisons d'action:

➤ Pour les planchers:

Elles sont soumises uniquement aux actions des charges permanentes et d'exploitations pour

cela les combinaisons considérées sont :

$$A \text{ l'E.L.U} : 1,35 G + 1,5 Q$$

$$A \text{ l'E.L.S} : G + Q$$

Dans le cas des actions sismiques les combinaisons à pour fournir une meilleure résistance sont :

D'après **RPA99 V. 2003** on a :

➤ **Pour les poutres :**

$$\text{➤ } G + Q \pm E \quad \text{➤ } 1,35 G + 1,5 Q$$

$$\text{➤ } 0,8 G \pm E \quad \text{➤ } G + Q$$

E : Effort sismique.

➤ **Pour les poteaux :**

$$\text{➤ } G + Q \pm 1.2 E \quad \text{➤ } 0,8 G \pm E$$

➤ **Pour les voiles :**

$$\text{➤ } G + Q \pm E \quad \text{➤ } 0,8 G \pm E$$



CHAPITRE II

PREDEMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

PRÉ-DIMENSIONNEMENT

II.1. PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX :

II.1.1. LES POUTRES:

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux reposant à leur extrémité sur les murs ou poteaux. Elles sont soumises: sous l'effet des charges à des efforts de traction dans leurs parties inférieurs et de compression à leur sommet.

Le pré-dimensionnement de la section est donnée suivant les conditions du règlement du BAEL 91.

On détermine d'abord le sens porteurs:

- Sens longitudinale: $L_{max}=3.55m$.
- Sens transversale: $L_{max}=3.95m$.

II.1.1.1. Les poutres principales

$$\frac{L_{max}}{12} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \Rightarrow L_{max} = 3.95m = 395cm$$

L_{max} : La portée maximale des travées entre nu d'appui.

h : hauteur de la poutre.

$$AN: \frac{395}{12} \leq h \leq \frac{395}{10} \Rightarrow 32.91 \leq h \leq 39.5cm$$

$h = 35cm$.

On adopte: $h = 45cm$

• $0.3h \leq b \leq 0.5h$.

$$AN: 0.3*35 \leq b \leq 0.5*35 \Rightarrow 10.5 \leq b \leq 17.5cm \Rightarrow b=17cm.$$

Pour les raisons de mise en œuvre on prend: $b = 30cm$

❖ **Vérification suivant le RPA 99 version 2003:**

- $b \geq 20cm \Rightarrow b = 30cm \dots \dots \dots OK$
- $h \geq 30cm \Rightarrow h = 45cm \dots \dots \dots OK.$
- $h/b < 4 \Rightarrow 45/30 = 1.5 < 4 \dots \dots \dots OK.$
- $b_{max} \leq 1.5h + b_1 \Rightarrow b_{max} \leq 1.5*45 + 30$

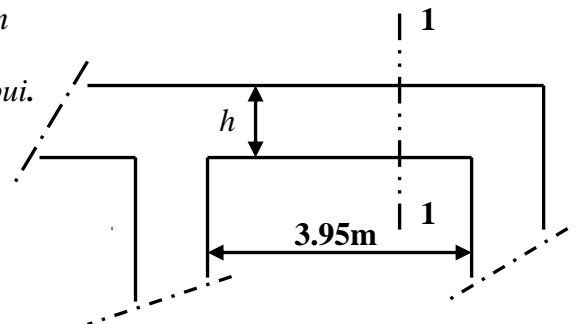


Figure II.1. Dimensionnement de la poutre

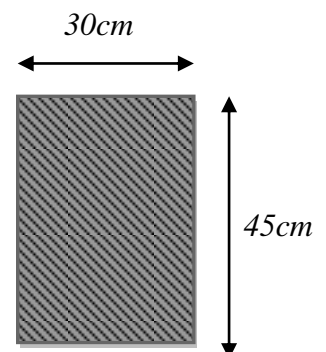


Figure II.2. Coupe 1-1

=> $30 \leq 97.5 \dots\dots\dots OK.$

Donc les poutres principales auront la section: $(h*b) = (45*30).$

II.1.1.2. Les poutres secondaires

$\frac{L_{max}}{15} \leq \frac{L_{max}}{10} \quad L_{max} = 3.55m = 355cm$

AN: $\frac{355}{15} \leq h \leq \frac{355}{10} \Rightarrow 23.66 \leq h \leq 35.5 cm$

$h = 30 cm.$

On adopte: $h = 35cm$

$0.3h \leq b \leq 0.5h$

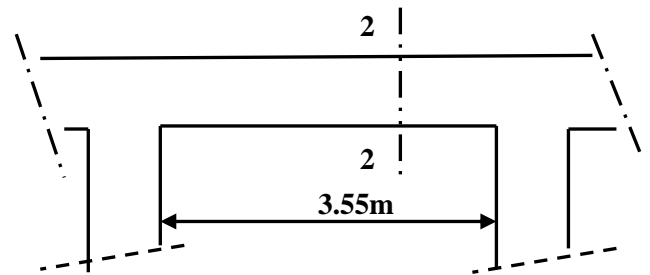


Figure II.3. Dimensionnement de la poutre

AN: $0.3*35 \leq b \leq 0.5*35 \Rightarrow 10.5 \leq b \leq 17.5cm.$

Pour les raisons de mise en œuvre on prend: $b = 30cm.$

❖ **Vérification suivant le RPA 99 version 2003:**

- $b \geq 20cm \Rightarrow b = 30cm \dots\dots\dots OK.$
- $h \geq 30cm \Rightarrow h = 35cm \dots\dots\dots OK.$
- $h/b < 4 \Rightarrow 35/30 = 1.16 < 4 \dots\dots\dots OK.$
- $b_{max} \leq 1.5h + b_1 \Rightarrow b_{max} \leq 1.5*35 + 30.$
 $\Rightarrow 30 \leq 82.5 \dots\dots\dots OK.$

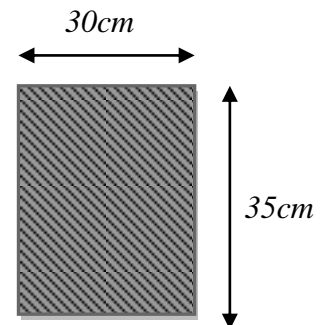


Figure II.4. Coupe 2-2

Donc les poutres secondaires auront la section: $(h*b) = (35*30).$

II.1.2. LES POTEAUX:

Sont des éléments porteurs verticaux chargés à leurs sommet et reposant sur les semelles.

Ils sont dimensionnés par:

- Condition de flambement.
- Condition de RPA 99 versions 2003.
- La descente des charges.

❖ **Condition de flambement:**

D'après la formule de l'élançement (BAEL 91)

$\lambda = l_f / i$

l_f : Longueur de flambement du poteau.

$l_f = 0.7 * l_0$ si le poteau est articulé à une extrémité et encastré à l'autre.

l_0 : Longueur libre de d'un poteau.

Pour: $l_0 = 3.06m$; $l_f = 0.7 * 3.06$

$$l_f = 2.142m.$$

i : Rayon de giration.

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} \quad \text{Ou ; } I: \text{ Moment d'inertie minimal de la section } (I = bh^3/12).$$

A : aire de la section de béton ($A = b*h$).

$\lambda \leq 50$ les charges sont appliquées après 28 jours.

Donc la formule sera comme suite:

$$\lambda = 2.142 \Rightarrow h \geq 14.82cm$$

On adopte de section de $(35*40) \text{ cm}^2$

$$\lambda = \frac{2.142\sqrt{12}}{h} \leq 50 \Rightarrow h \geq 14.82cm$$

❖ **Vérification d'après le RPA 99 version 2003:**

▪ $\min(b, h) \geq 25cm \Rightarrow \min(35,40) \geq 25cm$ Vérifiée.

▪ $\min(b, h) \geq \frac{H_e}{20}$ soit: $H_e = 306-40 = 266cm$.

$\Rightarrow \min(35,40) \geq 13.3cm$Vérifiée.

▪ $\frac{1}{4} \leq (b/h) \leq 4 \Rightarrow \frac{1}{4} \leq 35/40 \leq 4. \frac{1}{4} \leq 0.8 \leq 4$Vérifiée.

On prend $(b*h) = (35x40) \text{ cm}^2$, mais on doit faire une deuxième vérification suivant la descente des charges ensuite on fixe les dimensions.

II.1.3. LES VOILES :

Les murs en béton armé (voiles) servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations :

- Les charges verticales: charges permanentes et surcharges ;

- Les actions horizontales: effet de séisme et du vent ;

Seuls les efforts de translation seront pris en compte ceux de la rotation ne sont pas connues dans le cadre de ce pré dimensionnement.

D'après (**RPA99 article 771**), les voiles doivent satisfaire les conditions suivantes:

- L'épaisseur minimale notée « a » devra être conforme aux conditions suivantes :

$$a \geq 15 \text{ cm} \quad \text{et} \quad a \geq \frac{h_e}{20}$$

- La largeur du voile devra être prise au moins égale à 4 a.

$$L \geq 4a$$

Ayant des étages d'égales hauteur (étage courant et RDC $h_e=3.06 \text{ m}$ et des conditions précitées on obtient:

$$a \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow a \geq 15.3 \text{ cm}$$

On prend : $a = 16 \text{ cm}$ à titre de pré dimensionnement

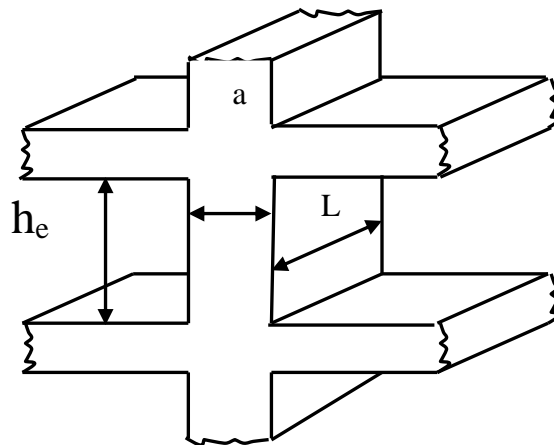


Figure II.5. Coupe de voile en élévation

II.2. PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX :

II.2.1. LES PLANCHERS :

Les planchers sont éléments résistants représentant des aires horizontales séparant deux niveaux. Ils reprennent les charges et surcharges pour les transmettre aux éléments porteurs ; en outre ils s'assurent l'isolation acoustique, thermique et la sécurité contre l'incendie.

❖ Résistance au feu:

D'après 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 : $e = 16 \text{ cm}$.

❖ Résistance à la flexion :

- Dalles reposant sur deux cotés : $L_x / 35 \leq e \leq L_x / 30$.
- Dalles reposant sur trois ou quatre cotés : $L_x / 50 \leq e \leq L_x / 40$.

L_x : Est la petite portée du panneau le plus sollicité (cas défavorable)

Dans notre cas la dalle reposant sur quatre cotés à une portée égale à : $L_x = 3,60\text{m}$

Ceci engendre donc $355/50 \leq e \leq 355/40 \Rightarrow 7,1 \text{ cm} \leq e \leq 8,8\text{cm}$

On prend : $e = 16\text{cm}$

❖ Condition de flèche:

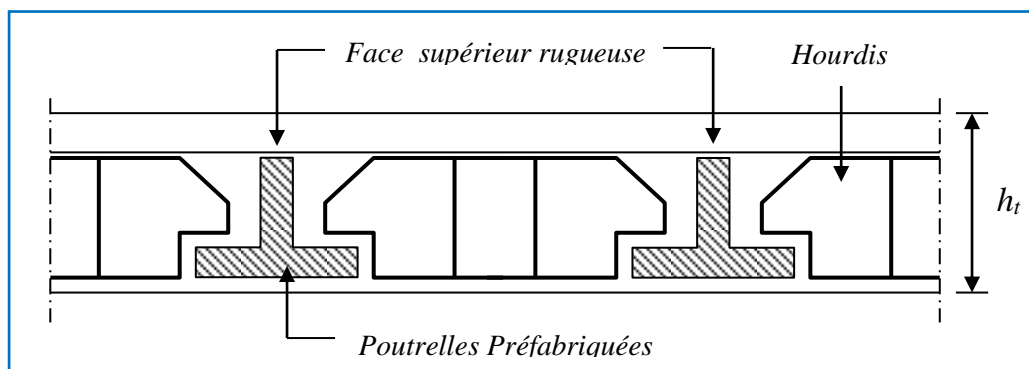


Figure II.6. Dalle à corps creux

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 :

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

L : la portée de la poutrelle mesurée à nu des appuis

On a: $L = 355 - 30 = 325\text{cm}$ d'ou $14.2 < h_t < 17.75$

Donc on adopte une épaisseur de: $h_t = 20\text{ cm}$

$$\text{Tel que } h_t = d + e \quad \begin{cases} d = 16\text{cm} \\ e = 4\text{cm} \end{cases}$$

❖ 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 acoustique.

On limite donc notre épaisseur à: $e = 16\text{ cm}$

Conclusion :

$$e = \max \{15.75 ; 12.6; 17.75; 14.2; 12.2\} \text{ (cm)}$$

$$e = (16+4)\text{ cm} \Rightarrow e = 20\text{ cm}$$

Remarque :

Concernant le pré dimensionnement des dalles des balcons on adopte une épaisseur:

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

II.2.2. L'ACROTERE :

L'acrotère est un élément de protection qui se trouve au niveau du plancher terrasse du bâtiment, pour le calcul, il est assimilé à une console (verticale) encastrée au plancher soumise à l'action de son poids propre et à une charge horizontale dite « main courante ».

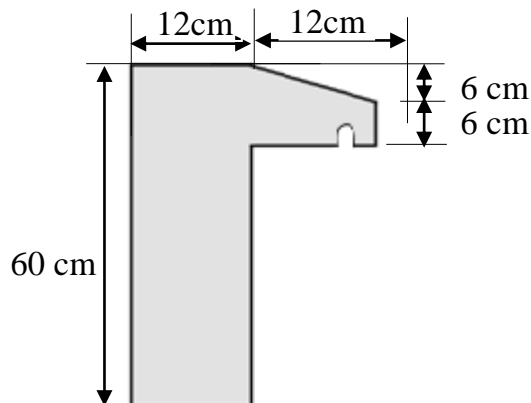


Figure II.7. Détail de l'acrotère

La surface : $S = (0.6 \times 0.12) + (0.06 \times 0.12) + (0.12 \times 0.06) / 2$

$$S = 0,0828 \text{ m}^2$$

Le poids: $P1 = \rho \times S$

$$P1 = 25 \times 0,0828 = 2,07 \text{ KN/ml}$$

Revêtement d'enduit de ciment : (1,5 cm)

$$X = \sqrt{0.12^2 + 0.06^2} = 0.134 \text{ m}$$

$$P2 = 20 \times 0,015 \times (0,6 + 0,12 + 0,134 + 0,48 + 0,06 + 0,12) = 0,4542 \text{ KN/ml}$$

Donc : Charge permanente G :

$$G = 2,07 + 0,4542 = 2,52 \text{ KN/ml}$$

II.2.3. LES ESCALIERS :

Pour les escaliers on considère les paramètres suivants :

h : hauteur de la contre marche, variant de 0.15 à 0.17m ;

g : largeur de la marche, variant de 0.26 à 0.36m ;

α : Inclinaison de la volée = $\text{arc tg}(h/g)$.

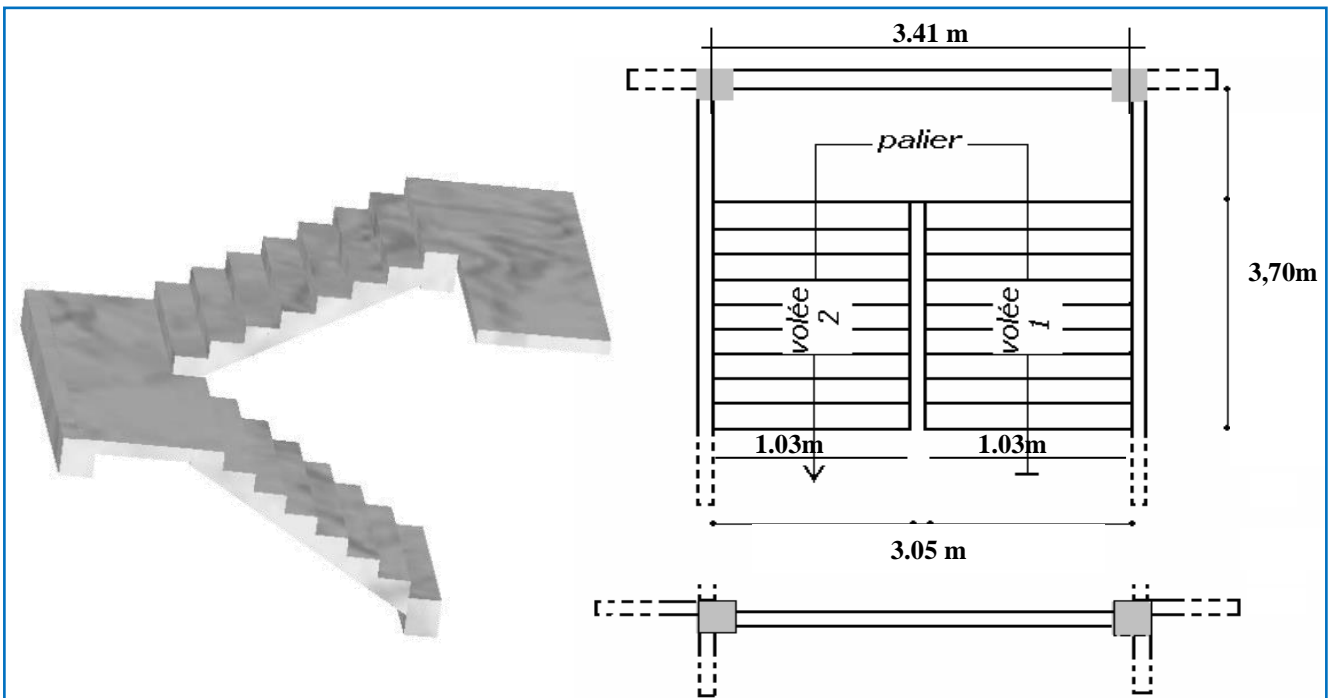


Figure II.8. Schéma d'escaliers

Figure II.9. : Vue en plan

Pour le pré dimensionnement en utilisant la formule de Blondel, la hauteur de la marche devra satisfaire la condition suivante:

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

Avec :

g: est le giron, que l'on prend égale à : 30 cm

$$\frac{59-g}{2} < h < \frac{66-g}{2} \Rightarrow \frac{59-30}{2} < h < \frac{66-30}{2} \Rightarrow 14.5 < h < 18 \text{ cm}$$

On adopte : $h=17 \text{ cm}$.

Le nombre de contremarches est calculer par:

$$N_c = \frac{H}{h} \quad \text{Où : } H \text{ est la hauteur d'étage, qui vaut } 3.06\text{m}.$$

Ce qui donne :

$$N_c = \frac{306}{17} = 18 \text{ contre marches entre chaque étage.}$$

La pente de volés peut ce calculer par :

$$\tan \alpha_1 = \frac{H}{L} = \frac{9 \times 17}{8 \times 30} = 0.6375 \Rightarrow \alpha = 32.51^\circ$$

La longueur des volés ce calcul par :

$$L_1 = \frac{9 \times 17}{\sin \alpha} = \frac{153}{\sin 32.517} = 284.62 \text{ cm} \cong 2.85 \text{ m}$$

Finalemnt, l'épaisseur minimale de la paillasse est déterminée suivant la condition suivante :

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

$$L_1 = 2.85 \text{ m}$$

$$L_2 = 1.30 \text{ m}$$

Donc on trouve que:

$$\frac{345}{30} \leq e \leq \frac{345}{20} \Rightarrow 11.50 \leq e \leq 17.25 \text{ cm}$$

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

On prend l'épaisseur du palier de repos le même que la paillasse $e=15 \text{ cm}$.

❖ Poids volumiques des matériaux

Béton armé 25 KN/m³

<i>Forme de pente</i>	22 KN/m ³
<i>Etanchéité</i>	5 KN/m ³
<i>Isolation thermique</i>	4 KN/m ³
<i>Gravillon de protection</i>	15 KN/m ³
<i>Enduit ciment</i>	18 KN/m ³
<i>Mortier</i>	20 KN/m ³
<i>Sable</i>	18 KN/m ³
<i>Plâtre</i>	14 KN/m ³
<i>Carrelage</i>	22 KN/m ³
<i>Brique creux</i>	9 KN/m ³

EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES

II.3.1. PLANCHER TERRASSE + ETAGE + RDC (CORPS CREUX) :

Désignation	Epaisseur (CM)	Plancher Terrasse (KN/M ²)	Etage Courant+RDC
Gravillon de protection	4	0,6	-
Etanchéité multicouche	4	0,2	-
Béton de pente	10	2,2	-
Isolation thermique	4	0,16	-
Dalle corps creux	16+4	2,85	2,85
Enduit plâtre	2	0,25	0,28
Carrelage	2	-	0,44
Mortier de pose	2	-	0,4
Lit de sable	3	-	0,54
Cloisons de distribution	10	-	1
Charge permanente G		6,29	5,51
Charge d'exploitation Q		1	1,5

Tableau II-1 : Charges et surcharges du plancher terrasse + étage +RDC.

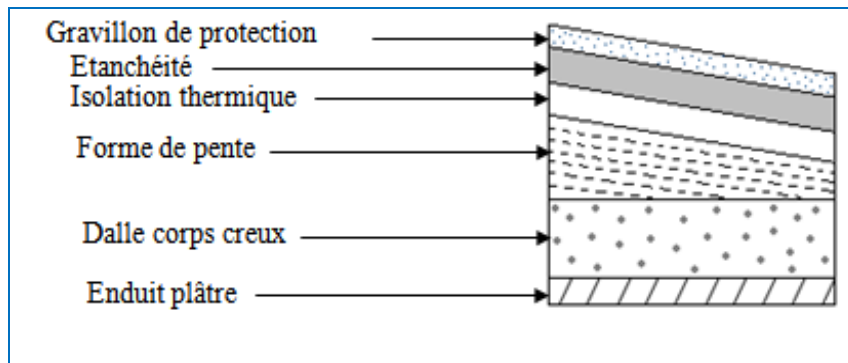


Figure II.10. Détail plancher terrasse.

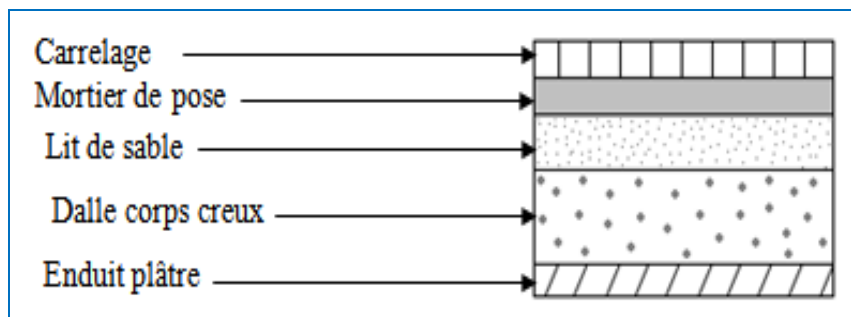


Figure II.11. Détail plancher étage courant.

II.3.2. MUR EXTERIEUR :

Désignation	Epaisseur (cm)	Plancher terrasse (KN/m ²)
Brique creuse	10	0,9
Brique creuse	15	1,35
Enduit ciment	2	0,36
Enduit plâtre	2	0,28
Charge permanente G		2,89

Tableau II-2 : Charges dues au mur extérieur.

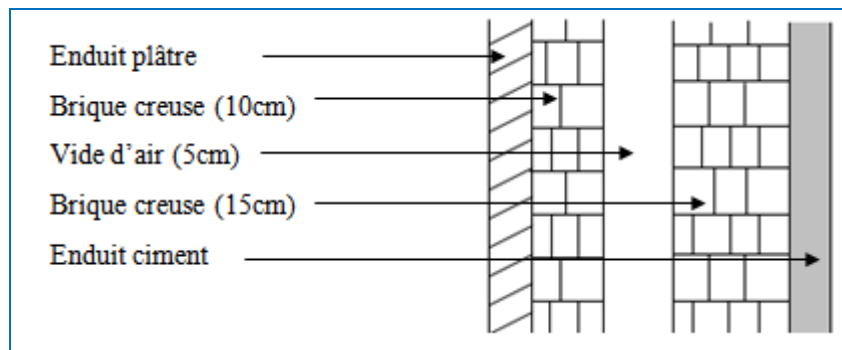


Figure II-12 : Détail mur extérieur.

II.3.3. MUR INTERIEUR :

Désignation	Epaisseur (Cm)	Plancher Terrasse (Kn/M ²)
Enduit plâtre	2	0,28
Brique creuse	10	0,90
Enduit plâtre	2	0,28
Charge permanente G		1,46

Tableau II-3 : Charges du mur intérieur.

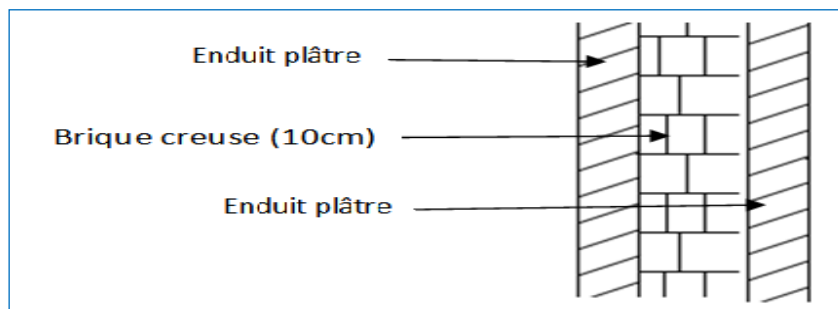


Figure II-13: Détail mur intérieur

II.3.4. LES ESCALIERS :

❖ Paillasse :

Désignation	Epaisseur (Cm)	RDC+Etage (Kn/M ²)
Volée	15	4,29
Les marches	17	$22 \times \frac{0,17}{2} = 1,87$
Carrelage	2	0,44
Mortier de pose	2	0,4
Enduit ciment	1	0,18
Gardes de corps métallique	-	0,1
Charge permanente G		7,14
Charge d'exploitation Q		2,5

Tableau II-4 : Charges et surcharges de paillasse.

❖ Palier de repos :

Désignation	Epaisseur (Cm)	RDC+ Etage (Kn/M ²)
Poids propre	15	0,27
Lit de sable	1,5	3,75
Carrelage	2	0,44
Mortier de pose	2	0,4
Enduit ciment	2	0,36
Charge permanente G		4,97
Charge d'exploitation Q		2,5

Tableau II-5 : Charges et surcharges du palier de repos.

II.3.5. LA DALLE PLEINE (BALCON):

Désignation	Epaisseur (Cm)	Sol (Kn/M ²)
Béton arme	14	3,5
Mortier de pose	2	0,4
Lit de sable	2	0,36
Carrelage	2	0,44
Charge permanente G		4,7
charge d'exploitation Q		3,5

Tableau II-6 : Charges et surcharges du balcon.

II.3.6. L'ACROTÈRE :

Désignation	Charge
Charge permanente G	2,52

Tableau II-7 : Charges et surcharges du L'acrotère.

DESCENTE DE CHARGES**II.4.1. Définition:**

On appelle descente de charges l'opération qui consiste à calculer tous les éléments porteurs de la construction, qu'ils supportent au niveau de chaque étage jusqu'à la fondation (les charges permanentes et les charges d'exploitations).

Pratiquement, la descente des charges précède toujours le calcul de la structure, et par mesure de simplification les calculs de descente des charges sont faites en délimitant les zones d'influence des dalles et des poutres par des lignes correspondant au milieu des portés (poutres simplement appuyées sur des poteaux), il est tenu compte de l'effet de continuité des dalles et des poutres sur les moments de flexion dans les poteaux de manière approximative sous forme de majoration des efforts normaux (BAEL91 art B.8.1.1 Page 107):

- 15% pour les poteaux courant de la file centrale d'un bâtiment à deux travées ;
- 10% pour les poteaux centraux voisins des poteaux de rive dans un bâtiment dont au moins il y a trois travées.

II.4.2. CHARGES PERMANENTES:

Les charges permanentes comprennent non seulement le poids propre des éléments porteurs, mais aussi les poids des éléments incorporés aux éléments porteurs tels que : plafond, sol, enduits et revêtement ainsi que ceux des éléments de la construction sou tenus ou supportés par les éléments porteurs tels que : cloison fixes, conduite de fumée, joins de ventilation ...etc.

II.4.3. CHARGES D'EXPLOITATION:

Les charges exploitations sont celles qui résultent de l'usage des locaux par opposition au poids des ouvrages qui constituent ces locaux, ou à celui des équipements fixes. Elles correspondent au mobilier, au matériel, aux matières en dépôt et aux personnes et pour un mode normal

II.4.4. LA LOI DE DEGRESSION DES CHARGES:

Elles s'appliquent aux bâtiments à grand nombre d'étages où les occupations des divers niveaux peuvent être considérés comme indépendantes.

Les surcharges verticales peuvent être minorées selon la loi de dégression verticale ci-après.

Soit Q_0 la surcharge appliquée à la terrasse de couverture.

Soit Q_i la surcharge appliquée à l'étage "i".

Les étages étant numérotés de haut en bas; on calcul Σ_i surcharge totale à considérer au-dessous du plancher de l'étage n° i.

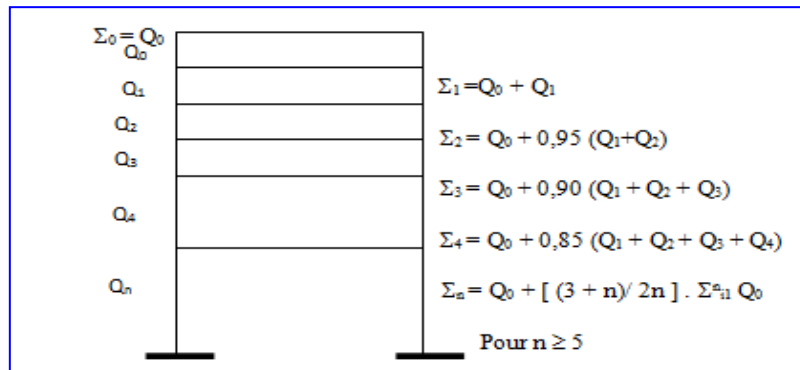


Figure II-14 : Schéma explicatif de loi de dégression

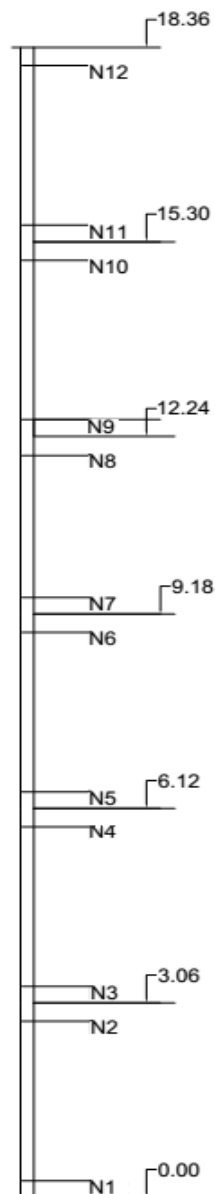


Figure II-15 : Schéma explicatif des niveaux de la structure.

❖ *Poteau coin:*

$S=1.72 \times 2.05$

$S=3.526 \text{ m}^2$

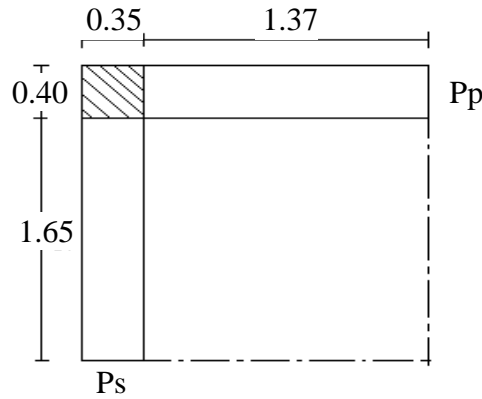


Figure II.16. Représentation du Poteau le plus sollicité

Niveau	Elément	Gi (KN)	ΣGi (KN)	ΣQi (KN)
N6	-Plancher terrasse: 6.29x3.526 -Poutre secondaire: 25 (0.30x0.35)(1.65+0.40) -Poutre principale: 25 (0.45x0.30)(1.37+0.35) -Acrotère: 2.52 (1.72+2.15)	22.17 5.38 5.805 6.39	39.745	3.526
N5	- Venant : 6 - Plancher étage courant: 5.51x3.526 - Poutre secondaire - Poutre principale -Mur extérieur: 2.89 [1.65 (3.06-0.4) +1.37 (3.06-0.35)]	39.745 19.42 5.38 5.805 23.40	93.75	8.815
N4	- Venant : 5 - Plancher étage courant - Poutre secondaire - Poutre principale -Mur extérieur	93.75 19.42 5.38 5.805 23.40	147.755	14.104
N3	- Venant : 4 - Plancher étage courant: - Poutre secondaire - Poutre principale -Mur extérieur	147.755 19.42 5.38 5.805 23.40	201.463	19.393
N2	- Venant : 3 - Plancher étage courant - Poutre secondaire - Poutre principale -Mur extérieur	201.463 19.42 5.38 5.805 23.40	255.468	24.682
N1	- Venant : 2 - Plancher étage courant - Poutre secondaire - Poutre principale -Mur extérieur	255.468 19.42 5.38 5.805 23.40	309.473	29.971

Tableau II-8 : Poteau coin

$N_G=309.473 \text{ KN}$

$N_Q= 29.971 \text{ KN}$

Pour tenir compte le poids propre de poteau en ajoute 10% de la charge permanente

$$N_U = 1.35 (N_G + 0.1 N_G) + 1.5 N_Q$$

$$N_U = 1.35 (309.473 + 0.1 \times 309.473) + 1.5 \times 29.971$$

$$N_U = 504.517 \text{ KN}$$

$$N_{ser} = N_G + N_Q$$

$$N_{ser} = 309.473 + 29.971$$

$$N_{ser} = 339.444 \text{ KN}$$

❖ Poteau de rive :

$$S = (1.05 + 0.35)(1.65 + 0.40 + 0.47)$$

$$S = 3.528 \text{ m}^2$$

$$S_{balcon} = 1.65 \times 1.4$$

$$S_{balcon} = 2.31 \text{ m}^2$$

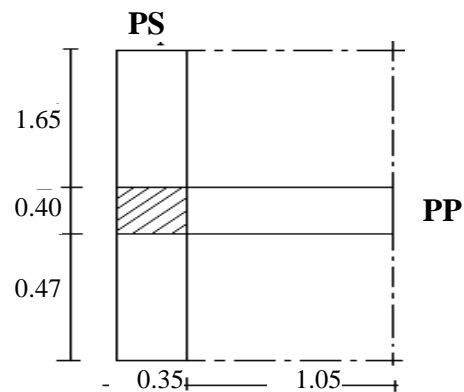


Figure II.17. Représentation du Poteau le plus sollicité

Niveau	Elément	Gi (KN)	ΣGi (KN)	ΣQi (KN)
N6	-Plancher terrasse: 6.29x3.528 -Poutre secondaire: 25 (0.30x0.35)(1.65+0.40+0.47)=6.61 -Poutre principale: 25 (0.30x0.45)(1.05+0.35) =4.72 -Acrotère: 2.52 (1.05+0.35) -Balcon : 4.7x2.31	22.19 6.61 4.72 3.528 10.857	47.905	11.613
N5	- Venant : 6 - Plancher étage courant: 5.51x3.528 -Poutre secondaire: 25 (0.30x0.35)(1.65+0.40+0.47)=6.61 -Poutre principale: 25 (0.30x0.45)(1.05+0.35) =4.72 -Mur extérieur: 2.89 [1.4 (3.06-0.4)] -Balcon : 4.7x2.31	47.905 19.43 6.61 4.72 10.76 10.857	100.282	24.99
N4	- Venant : 5 - Plancher étage courant: -Poutre secondaire: 25 (0.30x0.35)(1.65+0.40+0.47)=6.61 -Poutre principale: 25 (0.30x0.45)(1.05+0.35) =4.72 -Mur extérieur: -Balcon :	100.282 19.43 6.61 4.72 10.76 10.857	152.659	38.367
N3	- Venant : 4 - Plancher étage courant:	152.659 19.43	205.036	51.744

	-Poutre secondaire: 25 (0.30x0.35)(1.65+0.40+0.47)=6.61 -Poutre principale: 25 (0.30x0.45)(1.05+0.35) =4.72 -Mur extérieur: -Balcon :	6.61 4.72 10.76 10.857		
N2	- Venant : 3 - Plancher étage courant: -Poutre secondaire: 25 (0.30x0.35)(1.65+0.40+0.47)=6.61 -Poutre principale: 25 (0.30x0.45)(1.05+0.35) =4.72 -Mur extérieur: -Balcon :	205.036 19.43 6.61 4.72 10.76 10.857	257.413	65.121
N1	- Venant : 2 - Plancher étage courant: -Poutre secondaire: 25 (0.30x0.35)(1.65+0.40+0.47)=6.61 -Poutre principale: 25 (0.30x0.45)(1.05+0.35) =4.72 -Mur extérieur: -Balcon :	257.413 19.43 3.675 8.505 10.76 10.857	310.64	78.498

Tableau II-9 : Poteau de rive

$$N_G=310.64 \text{ KN}$$

$$N_Q= 78.498 \text{ KN}$$

$$N_U=1.35 (N_G+0.1 N_G) +1.5 N_Q$$

$$N_U = 1.35 (310.64+0.1x310.64)+1.5x78.498$$

$$N_U = 579.047 \text{ KN}$$

$$N_{ser}= N_G+ N_Q$$

$$N_{ser}= 310.64+78.498$$

$$N_{ser}= 389.138 \text{ KN}$$

❖ Poteau intermédiaire (centrale) :

$$S=(1.62+0.35+1.37)(1.77+0.40+1.77)$$

$$S=13.159 \text{ m}^2$$

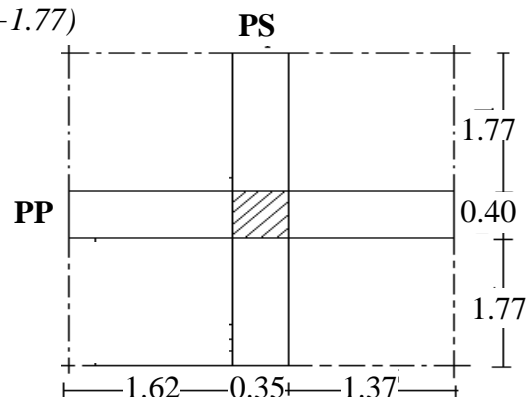


Figure II.18. Représentation du Poteau le plus sollicité

Niveau	Elément	G_i (KN)	$\sum G_i$ (KN)	$\sum Q_i$ (KN)
N6	-Plancher terrasse: 6.29x13.159 -Poutre secondaire: 25 (0.30x0.35x3.94) =10.34 -Poutre principale: 25 (0.45x0.30x3.34)=11.27	82.770 10.34 11.27	104.38	13.159
N5	- Venant : 6 - Plancher étage courant: 5.51x13.159 - Poutre secondaire : -Poutre principale :	104.38 72.506 10.34 11.27	198.496	32.897
N4	- Venant : 5 - Plancher étage courant: - Poutre secondaire : -Poutre principale :	198.496 72.506 10.34 11.27	293.953	52.635
N3	- Venant : 4 - Plancher étage courant: - Poutre secondaire : -Poutre principale :	293.953 72.506 8.67 13.29	387.563	72.373
N2	- Venant : 3 - Plancher étage courant: - Poutre secondaire : -Poutre principale :	387.563 72.506 8.67 13.29	482.126	92.111
N1	- Venant : 2 - Plancher étage courant: - Poutre secondaire : -Poutre principale :	482.126 72.506 8.67 13.29	576.689	111.849

Tableau II-10 : Poteau intermédiaire (centrale)

$$N_G = 576.689 \text{ KN}$$

$$N_Q = 111.849 \text{ KN}$$

$$N_U = 1.35 (N_G + 0.1 N_Q) + 1.5 N_Q$$

$$N_U = 1.35 (576.689 + 0.1 \times 576.689) + 1.5 \times 111.849$$

$$N_U = 1024.1565 \text{ KN}$$

$$N_{ser} = N_G + N_Q$$

$$N_{ser} = 576.689 + 111.849$$

$$N_{ser} = 688.538 \text{ KN}$$

Poteau	N_G (KN)	N_Q (KN)	N_U (KN)	N_{ser}
Poteau de coin	309.473	29.971	504.517	339.444
Poteau de rive	310.64	78.498	579.047	389.138
Poteau central	576.689	111.849	1024.1565	688.538

Tableau II-11 : Détermination de l'effort normale

Le poteau le plus sollicité (poteau central)

$$N_{u\max} = 1024.1565 \text{ KN}$$

D'après l'**BAEL91** (P110 et 111) :

$$B_r \geq \frac{\beta \cdot N_u}{\frac{f_{bu}}{0.9} + 0.85 \frac{A \cdot f_e}{B_r \cdot \gamma_s}} \quad \text{on prend } N_{u\max} = 1024.1565 \text{ KN}$$

Un certain nombre de choix étant libres, on peut prendre $\frac{A}{B_r} = 1\%$ soit :

$$B_r \geq \frac{\beta \cdot N_u}{\frac{f_{bu}}{0.9} + 0.85 \frac{f_e}{\gamma_s}} \dots\dots\dots (*)$$

On a $f_e = 400 \text{ MPa}$

$$\gamma_s = 1.15$$

$$\gamma_b = 1.5$$

$$\theta = 1$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\theta * \gamma_b} = \frac{0.85 * 25}{1 * 1.5} = 14.16 \text{ MPa}$$

Pour calculer β : il est préférable de prendre $\lambda \leq 35$

$$\lambda = 35 < 50 \Rightarrow \beta = 1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \Rightarrow \beta = 1.2$$

$$(*) \Rightarrow B_r = \frac{1.2 * 1024.1565 * 0.001}{\frac{14.16}{0.9} + 0.85 * \frac{400}{1.15}} \Rightarrow B_r \geq 6.57 * 10^{-2} \text{ m}^2$$

$$\alpha = \frac{l_f}{10} = \frac{214.2}{10} = 21.4 \text{ cm}$$

$$b = 0.02 + \frac{b_r}{c - 0.02} \Rightarrow b = 0.02 + \frac{6.57 * 0.01}{0.21 - 0.02} \Rightarrow b = 0.46 \text{ m} = 46 \text{ cm}$$

On peut donc fixé les dimensions des poteaux par : $(a * b) = (35 * 40) \text{ cm}^2$

❖ **Vérification d'après le RPA99** : (P50 art 7.4.3.1)

$$V = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}}$$

Avec:

V : effort normal réduit.

N_d : effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : l'air de la section.

f_{c28} : la résistance caractéristique du béton.

$$AN : V = \frac{1024 * 1565 * 0.001}{0.14 * 2} = 0.29 \leq 0.30 \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$



CHAPITRE III

ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRE

ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRE

L'ACROTÈRE

III.1.1 Définition

L'acrotère est assimilée à une console encastrée au niveau du plancher terrasse soumise à son poids propre (G) et à une surcharge $Q = 1 \text{ KN/m}^2$, due à la main courante de l'utilisateur.

III.1.2 Le rôle de l'acrotère

- Empêche l'écoulement de l'eau.
- A un aspect esthétique.
- Protection des personnes

III.1.3 Calcul de l'acrotère:

L'acrotère sera donc calculé comme une console encastrée à la base, elle sera soumise à main courante prise pour assurer la sécurité des ouvriers.

En plus des efforts dus aux réisimes et aux vents qui se ne seront pas prise en compte car le calcule donne des sections d'aciers faibles raisons de la petite hauteur de l'élément.

➤ Calcule le poids propre d'acrotère.

$$G = G_1 + G_2$$

G : poids propre de l'acrotère.

G_1 : poids de béton.

G_2 : poids de revêtement.

Les démentions de l'acrotère sont représentes sur la figure ci-dessous :

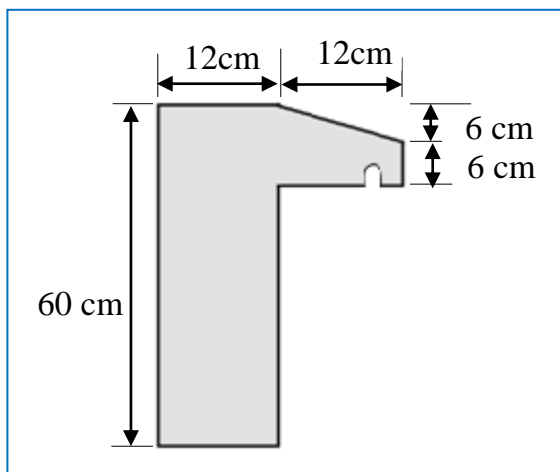


Figure III-1 : Démentions de l'acrotère

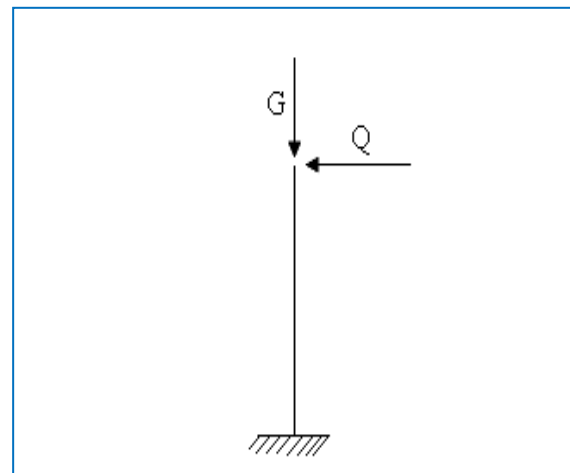


Figure III-2 : Schéma statique

G : poids propre de l'acrotère = 2.52 KN

Q : surcharge d'exploitation = 1KN

✓ Sollicitation :

E.L.U:

- $N_u = 1.35 N_G = 1.35 * 2.52 = 3.402 \text{ KN/ml.}$
- $M_u = 1.5 N_Q * h = 1.5 * 1 * 0.6 = 0.9 \text{ KN.m}$

E.L.S :

- $N_s = N_G = 2.52 \text{ KN/ml.}$
- $M_s = N_Q * 0.6 = 0.6 \text{ KN.m}$

Le calcul se fait sur une section rectangulaire avec :

$$h = 0.1 \text{ m}$$

$$b = 1 \text{ m}$$

$$d = h - c = 0.08 \text{ m}$$

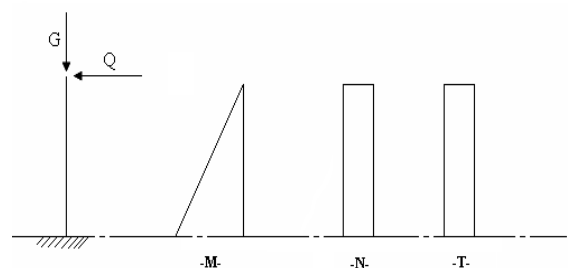


Figure III-3 : Section rectangulaire

III.1.4 Calcul du ferrailage :

❖ L'état limite ultime :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{3.402} = 0.26 \text{ m}$$

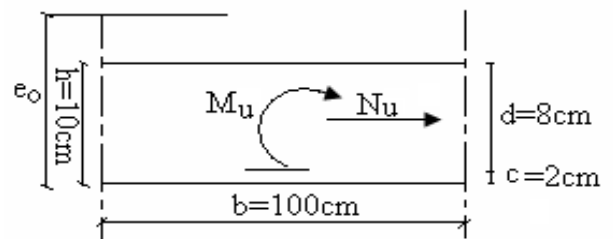


Figure III-4 Diagramme de l'acrotère

Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limite armature.

Section partiellement comprimée S-P-C.

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 f_c}{\gamma} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$M_1 = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - d \right) = 0.81 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{0.81}{14200 \times 1 \times (0.08)^2} = 0.0089 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.011$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 7.96 \text{ cm} = 0.079 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_1}{\sigma_s - Z} = 0.29 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification de condition de non fragilité :**

$$A_m \geq \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = 0.29 \text{ cm}^2 < A_m = 0.88 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{st} = 0.88 \text{ cm}^2 \text{ On prend : } 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2.$$

❖ **Armature de répartition :**

$$A_{rep} = A_{st} / 4 = 0.502 \text{ cm}^2.$$

$$\text{On adopte: } A_{rep} = 3T8 = 1.51 \text{ cm}^2.$$

$$S_t \leq \min(4h, 45 \text{ cm}) = (40.45) \text{ cm} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}.$$

➤ **Vérification au cisaillement**

$$\bar{\tau} = \min(0.15 f_{c28} / \gamma_b, 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$V_u = 1.5 * Q = 1.5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} = \frac{1.5}{1 * 0.08} = 18.75 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = 0.018 \text{ MPa}$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$: La condition est vérifiée. Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Vérification a l'E.L.S:**

$$M_{ser} = 0.6 \text{ KN.m}$$

$$N_{ser} = 2.52 \text{ KN/ml}$$

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{2.52} = 0.23 \text{ m}$$

$$e_1 = \frac{h}{6} = \frac{0.1}{6} = 0.016 \text{ m}$$

$e_0 > e_1 \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée (S.P.C)

Il faut vérifier les contraintes :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e \cdot 110 \sqrt{\eta x f_{t28}}\right) = \min(266.66; 201.6)$$

Avec η : Coefficient de fissuration

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{c28}$$

❖ Distance du centre de pression C:

$$C = d - e_A; e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$e_A = \frac{0.6}{2.52} + \left(0.08 - \frac{0.1}{2}\right) = 0.26 \text{m}$$

$$C = 0.08 - 0.26 = -0.18 \text{m}$$

$$y_{ser} = y_c + c.$$

y_c : sera obtenu par résolution de l'équation:

$$y_c^3 + p * y_c + q = 0 \quad \text{Ou : } y_c : \text{ Distance de l'axe neutre au centre de pression.}$$

$$P = -3c^2 - 90A'/b (C - d') + 90 A/b (d - C) \Rightarrow A' = 0.$$

$$P = -3(-0.18)^2 - \frac{90 * 2.01}{I(0.08 - (-0.18))} = -695.866$$

$$q = -2c^3 - 90A'/b (C - d')^2 + 90 A/b (d - C)^2$$

$$q = -2(-0.18)^3 + \frac{90 * 2.01}{1(0.08 + 0.18)^2} = 2671.609$$

- La solution de cette équation est obtenue par la méthode suivante :

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = 2671.609^2 + \frac{4 * -695.866^3}{27} = -4.27 * 10^8 \leq 0$$

$$\cos \varphi = \left(\frac{3q}{2p}\right) \sqrt{\frac{-3}{p}} = \frac{3 * 2671.609}{2 * -695.866} \sqrt{\frac{-3}{-695.866}} = -0.37 \Rightarrow \varphi = 111.71$$

$$a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 2 \sqrt{\frac{-(-695.866)}{3}} = 30.46^\circ$$

$$y_1 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 30.46 \cos\left(\frac{111.71}{3}\right) = 24.14 \text{cm}$$

$$y_2 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120^\circ\right) = -28.08 \text{ cm}$$

$$y_3 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240^\circ\right) = 3.83 \text{ cm}$$

$$y_{ser} = y_c + c = y_1 + c = 24.14 + (-18) = 6.14 \text{ cm}$$

$$y_{ser} = y_3 + c = 3.83 - 18 = -14.17 < 0 \dots \dots \dots NV$$

❖ Calcul du moment d'inertie :

$$I = \frac{by_{ser}}{3} + 15 \left[A_s (d - y_{ser})^2 + A_s' (y_{ser} - d')^2 \right]$$

$$I = \frac{100(6.14)^3}{3} + 15 \left[2.01(8 - 6.14)^2 \right] = 7820.15 \text{ cm}^4 \quad / \quad A_s' = 0.$$

$$I = 7.82 \times 10^3 \text{ m}^4$$

$$K = N_{ser} \cdot y_c / I = 0.20 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_{st} = 15K \cdot (d - y_{ser}) = 5.58 \cdot 10^{-2} \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e * 110 \sqrt{\eta * f_{t28}}\right) = 201.06 \text{ MPa} \dots \dots \dots CV$$

Le ferrailage de l'E-L-U convient pour l'E-L-S.

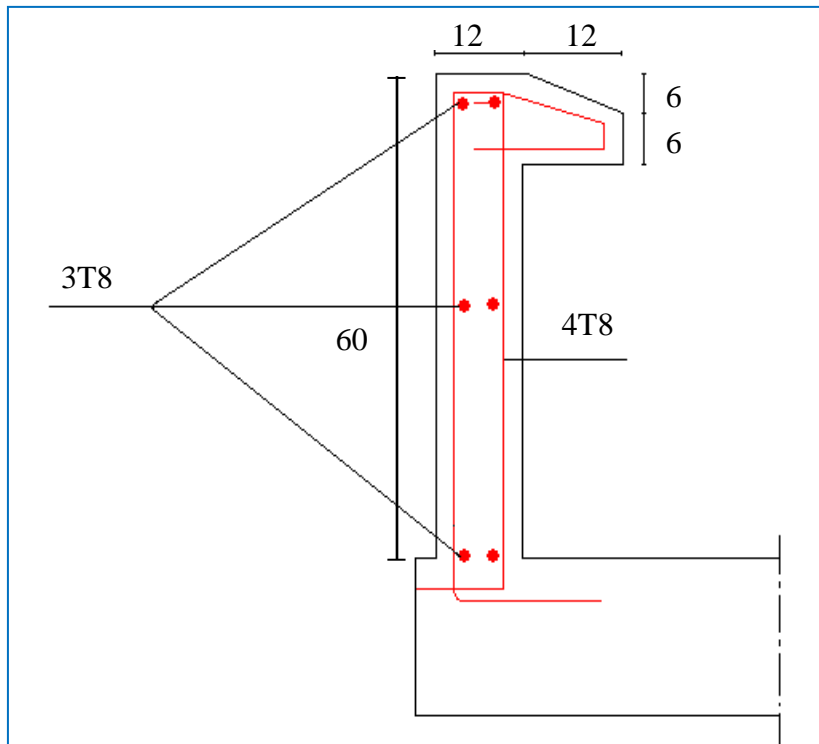


Figure III-5. Schéma ferrailage de l'acrotère

LES BALCONS

III.2.1. Introduction :

C'est un balcon ordinaire constitué par une simple dalle faisant suite à la dalle du plancher, l'épaisseur est de 15 cm, il est bordé par un garde corps en maçonnerie et uniformément chargé de son poids propre G et de la surcharge Q prise égale à 3.5 KN/m^2 .

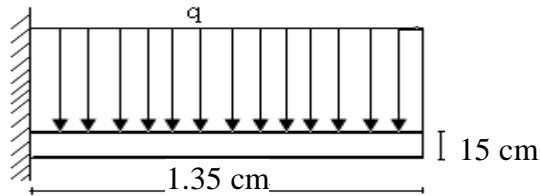


Figure III.6. Schéma réel

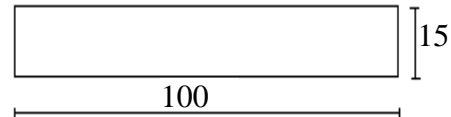


Figure III.7. Schéma de calcul

III.2.2. Evaluation des charges:

- $G = 4.7 \text{ KN/m}^2$.
- $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$.

Les combinaisons :

- $P_u = 1.35.G + 1.5.Q = 1.35 \times 4.7 + 1.5 \times 3.5 = 11.595 \text{ KN/m}^2$.
- $P_s = G + Q = 8.65 \text{ KN/m}$.

III.2.3. Sollicitation de calcul :

❖ Moment à E.L.U

$$M_u = P_u L^2 / 2 = 11.595 \times 1.35^2 / 2$$

$$M_u = 10.565 \text{ KN.m}$$

❖ Moment à E.L.S

$$M_{ser} = P_{ser} L^2 / 2 = 8.65 \times 1.35^2 / 2$$

$$M_{ser} = 7.88 \text{ KN.m}$$

❖ Calcul des armatures

Le calcul se faire pour une bonde de 1m de largeur

✓ E.L.U :

$$f_{b_u} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow f_{b_u} = 14.16 \text{ MPa}$$

$$d = h - c \Rightarrow d = 0.13m$$

$$\mu = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bu}} \Rightarrow \mu = 0.04$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.05$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 12.7 \text{ cm} = 0.127 \text{ m.}$$

$$\mu \leq 0.186 \Rightarrow \mu = 0.04 \leq 0.186$$

$$\mu \leq 0.186 \Rightarrow \varepsilon_s = 10 * 10^{-3} \Rightarrow \sigma_s = f(\varepsilon_s) = 347.83 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_u}{z * \sigma_s} = \frac{10.565 * 10^3}{0.127 * 347.83} = 2.39 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2.39 \text{ cm}^2$$

❖ Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.23 * b * d (f_{t28}/f_e) = 0.23 * 100 * 13 * 2.1 / 400 = 1.569 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1.569 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2.39 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.569 \text{ cm}^2$$

On adopté : 4HA12 = (4.52 cm²)

❖ Les armatures de répartition

$$A_r = A_s / 4 = 1.13 \text{ cm}^2 \text{ On adopté : 4HA6} = (1.13 \text{ cm}^2)$$

➤ Vérification a l'E.L.S

Il faut vérifier les contraintes :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left[\left(\frac{2}{3} f_e \cdot \max(240 \text{ MPa}; 110 \sqrt{\eta x f_{t28}}) \right) \right] = \min(266.66; 240)$$

Avec η : coefficient de fissuration

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{c28}$$

III.2.4. Calcul des contraintes

✓ Equation du moment statique

$$by_1^2 - nA_s(d - y_1) = 0 \Rightarrow 50y_1^2 + 92.4y_1 - 12.012 = 0$$

$$\Delta = 10940.16 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 104.59 > 0$$

$$y_1 = -1.969 < 0$$

$$y_2 = 12.19 > 0$$

Donc on prendre $y_2 = 12.19$ cm

✓ Moment quadratique

$$I_x = \frac{by^3}{3} + nA'_s(y_1 - d) + nA_s(d - y_1)^2 = 0 \quad A'_s = 0$$

$$I_x = \frac{100 * 12.19^3}{3} + 15 * 2.39(13 - 12.19)^2 = 60403.06 \text{ cm}^2$$

✓ Contraint de béton comprimé

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_x} y_2 = \frac{7.88 \times 10^3}{60403.06} 12.19 = 1.720 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.720 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

✓ Contraint de l'acier tendue

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{ser}}{I_x} (d - y_1) = \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{7.88}{60403.06} (13 - 12.19) = 1.58 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 240 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Le ferrailage de l'E.L.U convient pour l'E.L.S

III.2.5. Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{11.595 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = \frac{0.011}{0.13} = 0.084 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5MPa \right] = 3.33MPa$$

$$\tau_u = 0.084MPa \leq \bar{\tau}_u = 3.33MPa$$

⇒ La condition est vérifiée, les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ Vérification de la flèche

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.15}{1.35} = 0.111 \geq \frac{1}{16} = 0.062$$

$$\frac{h}{L} = 0.111 \geq \frac{1}{16} = 0.062 \dots \dots \dots CV$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{4.52}{100 * 13} = 0.003 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.01 \dots \dots \dots CV$$

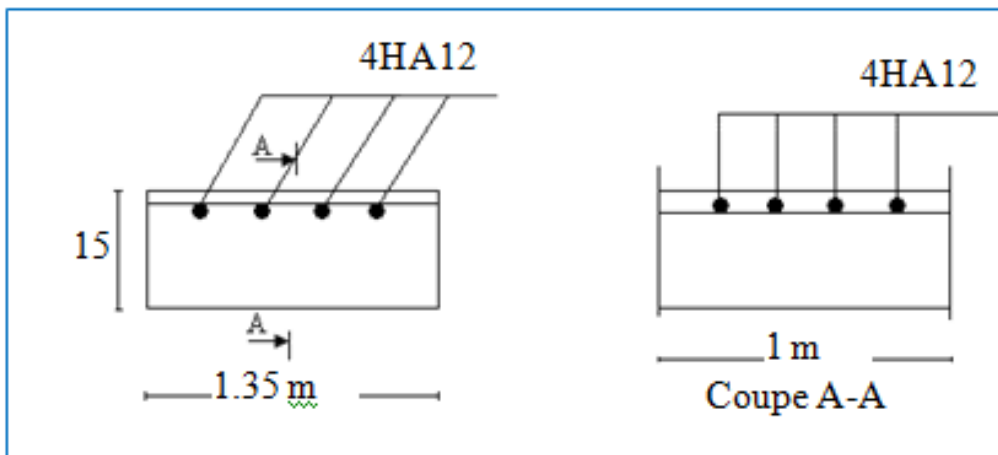


Figure III.8. Ferrailage du balcon

LES PLANCHERS

III.3.1. Définition:

Un plancher est une aire généralement plane, destinée à limiter des étages et à supporter les revêtements de sol. Il a deux fonctions principales :

- ✓ Une fonction de résistance mécanique : il doit supporter son poids propre et les surcharges.
- ✓ Une fonction d'isolation acoustique et thermique qui peut être assurée complémentaiement par un faux plafond ou un revêtement de sol approprié; dans le cas des bâtiments d'habitation, les épaisseurs de dalle sont le plus souvent fixées par des critères d'isolation et sont ainsi supérieures aux épaisseurs imposées par les critères de résistance.

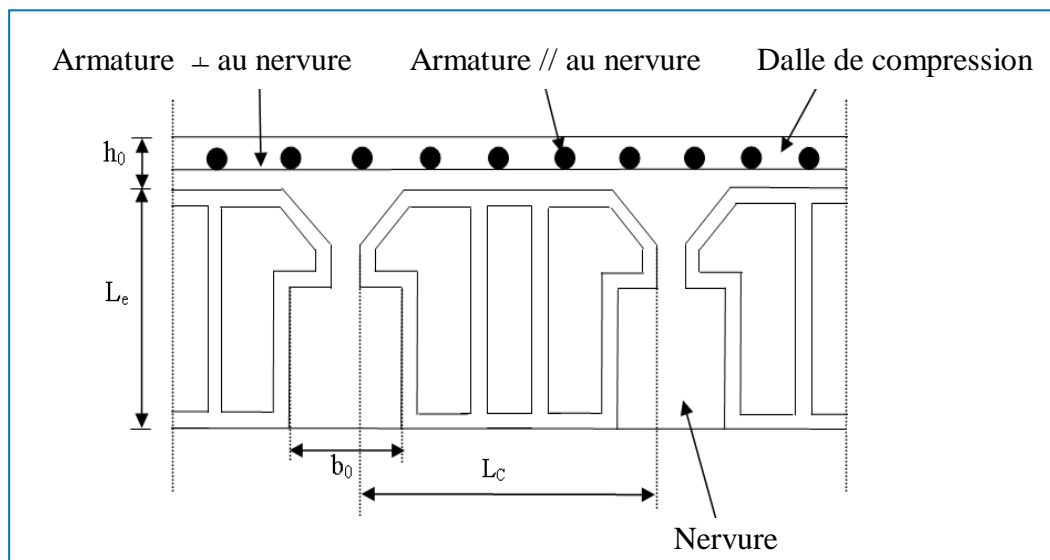


Figure III.9. Coupe corps creux

Les planchers peuvent être préfabriqués ou coulés en place

Dans notre projet les nervures sont calculées comme des poutres sur appuis multiples soient

- Par la méthode forfaitaire.
- La méthode Caquot.

Pour que la méthode forfaitaire soit applicable il faut qu'elle s'applique qu'aux éléments fléchis (poutre ou dalle calculées en flexion dans un seul sens) remplissant les conditions suivantes:

H1 : la méthode s'applique aux "construction courantes" où la charge d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente ou à 5000 N/m^2 .

c.-à-d. $Q \leq \text{Max} (2G ; 5000 \text{ N/m}^2)$.

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

H₃ : Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25.

H₄ : La fissuration est considérée comme non préjudiciable à la tenue du béton armé et de ses revêtements.

Dans le cas où l'une de ces trois dernières conditions n'est vérifiée on peut appliquer la méthode de calcul des planchers à charges d'exploitation relativement élevée « méthode de Caquot »

III.3.2. Descente des charges sur les nervures :

❖ Nervure plancher terrasse :

$$\text{Poids du plancher} : 6,29 \times 0,55 = 3,45 \text{ KN/m}$$

$$\text{PP de la nervure} : 25 \times 0,1 \times 0,2 = 0,5 \text{ KN/m} \Rightarrow G = 3,95 \text{ KN/m}$$

$$Q = 1 \times 0,65 \Rightarrow Q = 0,65 \text{ KN/m}$$

$$G_t = 3,95 \text{ KN/m}$$

$$Q_t = 0,65 \text{ KN/m}$$

❖ Nervure plancher étage courant:

$$\text{Poids du plancher} : 5,51 \times 0,55 = 3,03 \text{ KN/m}$$

$$\text{PP de la nervure} : 25 \times 0,1 \times 0,2 = 0,5 \text{ KN/m} \Rightarrow G = 3,53 \text{ KN/m}$$

$$Q = 1,5 \times 0,65 \Rightarrow Q = 0,98 \text{ KN/m}$$

$$G_{ec} = 3,53 \text{ KN/m}$$

$$Q_{ec} = 0,98 \text{ KN/m}$$

III.3.3. Vérification des conditions :

$$H_1 : Q \leq \text{Max} (2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$$

❖ Plancher terrasse :

$$G_t = 3,95 \text{ KN/m}$$

$$Q_t = 0,65 \text{ KN/m}$$

$$0,65 \leq \text{Max} (7,9; 5 \text{ KN/m}^2) \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

❖ **Plancher étage courant:**

$$G_{ec} = 3,53 \text{ KN / m}$$

$$Q_{ec} = 0,98 \text{ KN / m}$$

$$0,98 \leq \text{Max}(7,06; 5 \text{ KN/m}^2) \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

H₂ : Les moments d'inerties sont les mêmes dans tous les travées.

H₃ : la fissuration est considérée comme non préjudiciable.

$$\mathbf{H_4} : 0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25$$

$$0,8 \leq \frac{3,05}{3,55} = 0,85 \leq 1,25 \dots\dots\dots \text{OK}$$

$$0,8 \leq \frac{3,55}{3,15} = 1,12 \leq 1,25 \dots\dots\dots \text{OK}$$

$$0,8 \leq \frac{3,15}{3,35} = 0,94 \leq 1,25 \dots\dots\dots \text{OK}$$

$$0,8 \leq \frac{3,35}{3,15} = 1,06 \leq 1,25 \dots\dots\dots \text{OK}$$

$$0,8 \leq \frac{3,15}{3,55} = 0,88 \leq 1,25 \dots\dots\dots \text{OK}$$

$$0,8 \leq \frac{3,55}{3,05} = 1,16 \leq 1,25 \dots\dots\dots \text{OK}$$

En Remarque que les conditions sont satisfaites donc la méthode forfaitaire est applicable pour les deux types de nervures.

❖ **Principe de la méthode :**

Elle consista a évaluer les valeurs maximales des moments en travées et des moments sur appuis à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment M_0 dans la travée dite de comparaison ; c à d : dans la travée isostatique indépendant de même portée et soumise au même charge que la travée considérée.

➤ **Moment sur appuis :**

Les valeurs absolue de chaque moment sur appuis intermédiaire doit être au moins égale : (BAEL P49).

0,6 M_0 : pour une poutre à deux travées.

0,5 M_0 : pour les appuis voisines des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.

0,4 M_0 : pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de deux travées.

➤ **Moment sur travée :**

α : Le rapport des charges d'exploitations à la somme des charges permanentes et d'exploitations, en valeurs non pondérées: $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$

M_0 : La valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison, dans une travée de portée L , supportant une charge uniformément répartie q , ce moment vaut:

$$M_0 = \frac{qL^2}{8}$$

M_w et M_e : les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche w et de droite e dans la travée considérée.

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

Les valeurs de **M_t** , **M_w** et **M_e** doivent vérifier les conditions suivantes :

$$\diamond M_t \geq \max\{1.05M_0, (1+0.3\alpha)M_0\} - \frac{M_w + M_0}{2}$$

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

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

Dans la pratique, on calcule dans chaque travée le moment isostatique équivalent M_0 , on détermine pour chaque appui le coefficient (0.4-0.5-0.6) à appliquer selon sa position, puis le moment sur appuis en multipliant par ce coefficient le plus grand des deux moments M_0 dans les travées encadrant cet appui, enfin, on calcule le moment en travée M_t par application des conditions 1 et 2 ci-dessus.

La condition 3 peut être représentée par les schémas ci-dessous selon le nombre de travées.

- **Coefficient forfaitaires pour les moments sur appuis :**

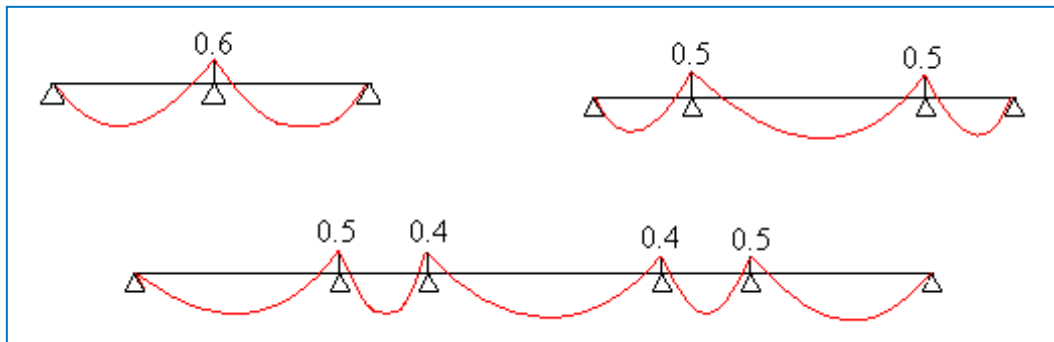


Figure III.10. Schéma de coefficients forfaitaires sur appuis

- **L'effort tranchant isostatique :**

$$\text{E.L.U : } V_{0u} = q_u \times \frac{L}{2}$$

$$\text{E.L.S : } V_{0s} = q_s \times \frac{L}{2}$$

- **L'effort tranchant:**

$$\text{E.L.U : } V_u = \pm V_{0u} + \frac{M_e - M_w}{L}$$

$$\text{E.L.S : } V_s = \pm V_{0s} + \frac{M_e - M_w}{L}$$

III.3.4. Nervure type 01 (Plancher terrasse):

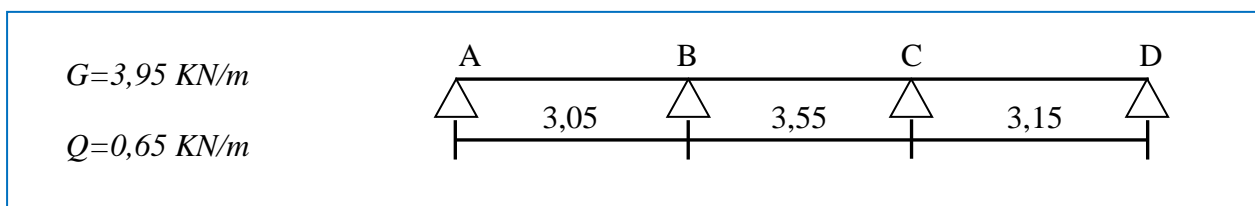


Figure III.11. Nervure type 01 (Plancher terrasse)

- ❖ **Calcul le coefficient α :**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{0,65}{0,65+3,95} = 0,14$$

❖ **Calcul les moments isostatiques :** $M_0 = \frac{qL^2}{8}$

➤ **Les combinaisons d'actions:**

E.L.U :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow q_u = 1,35(3,95) + 1,5(0,65) = 6,30 \text{ KN.m}$$

E.L.S :

$$q_{ser} = G + Q \Rightarrow q_{ser} = 3,95 + 0,65 = 4,60 \text{ KN.m}$$

$$M_{0AB} = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{6,30 \times (3,05)^2}{8} = 7,32 \text{ KN.m}$$

$$M_{0BC} = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{6,30 \times (3,55)^2}{8} = 9,92 \text{ KN.m}$$

$$M_{0CD} = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{6,30 \times (3,15)^2}{8} = 7,81 \text{ KN.m}$$

➤ **Les moments sur appuis:**

$$M_{aA} = 0,2M_0 = 0,2 \times 7,32 = 1,46 \text{ KN.m}$$

$$M_{aB} = 0,5M_0 = 0,5 \times 9,92 = 4,96 \text{ KN.m}$$

$$M_{aC} = 0,5M_0 = 0,5 \times 9,92 = 4,96 \text{ KN.m}$$

$$M_{aD} = 0,2M_0 = 0,2 \times 7,81 = 1,56 \text{ KN.m}$$

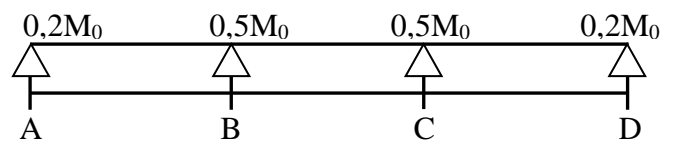


Figure III.12. Moment sur appuis

➤ **Les moments en travées:**

Coff	$\alpha = Q/(Q+G)$	$1+0,3\alpha$	$(1+0,3\alpha)/2$	$(1,2+0,3\alpha)/2$
AN	0,14	1,04	0,52	0,62

Tableau III.1 : La détermination des coefficients

✓ **Travée AB (Travée de rive)**

$$M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,62 \times 7,32 \Rightarrow M_t \geq 4,54 \text{ KN.m}$$

Vérification :

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

$$M_t \geq \max\{1,05M_0; 1,04M_0\} - \frac{1,46 + 4,96}{2}$$

$$M_t \geq (1,05 \times 7,32) - 3,21 = 4,47 \text{ KN.m}$$

On prend $M_{tAB} = 4,47 \text{ KN.m}$

✓ **Travée BC (Travée intermédiaire)**

$$M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,52 \times 9,92 \Rightarrow M_t \geq 5,15 \text{ KN.m}$$

Vérification :

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

$$M_t \geq \max\{1,05M_0; 1,04M_0\} - \frac{4,96 + 4,96}{2}$$

$$M_t \geq (1,05 \times 9,92) - 4,96 = 5,45 \text{ KN.m}$$

On prend $M_{tBC} = 5,45 \text{ KN.m}$

✓ **Travée CD (Travée de rive) :**

$$M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,62 \times 7,81 \Rightarrow M_t \geq 4,84 \text{ KN.m}$$

Vérification :

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

$$M_t \geq \max\{1,05M_0; 1,04M_0\} - \frac{4,96 + 1,56}{2}$$

$$M_t \geq (1,05 \times 7,81) - 3,26 = 4,94 \text{ KN.m}$$

On prend $M_{tCD} = 4,94 \text{ KN.m}$

❖ **L'effort tranchant:**

$$V_{u1} = q_u \times \frac{L}{2} = \frac{6,30 \times 3,05}{2} = 9,60 \text{ KN}$$

$$V_{u2} = q_u \times \frac{L}{2} = \frac{6,30 \times 3,55}{2} = 11,18 \text{ KN}$$

$$V_{u3} = q_u \times \frac{L}{2} = \frac{6,30 \times 3,15}{2} = 9,92 \text{ KN}$$

✓ Travée AB :

$$V_A = V_{u1} + \frac{Me - Mw}{L} = 9,60 + \frac{-4,96 + 1,46}{3,05} = 8,46 \text{ KN}$$

$$V_B = -V_{u1} + \frac{Me - Mw}{L} = -9,60 + \frac{-4,96 + 1,46}{3,05} = -10,74 \text{ KN}$$

✓ Travée BC :

$$V_B = V_{u2} + \frac{Me - Mw}{L} = 11,18 + \frac{-4,96 + 4,96}{3,55} = 11,18 \text{ KN}$$

$$V_C = -V_{u2} + \frac{Me - Mw}{L} = -11,18 + \frac{-4,96 + 4,96}{3,55} = -11,18 \text{ KN}$$

✓ Travée CD :

$$V_C = V_{u3} + \frac{Me - Mw}{L} = 9,92 + \frac{-1,56 + 4,96}{3,15} = 10,99 \text{ KN}$$

$$V_D = -V_{u3} + \frac{Me - Mw}{L} = -9,92 + \frac{-1,56 + 4,96}{3,15} = -8,85 \text{ KN}$$

Travées	AB	BC	CD
L(m)	3,06	3,55	3,15
$M_0=qL^2/8$	7,32	9,92	7,81
Mt	4,47	5,45	4,94

Appuis	A	B	C	D
Coef Forfaitaire	0,2	0,5	0,5	0,2
Ma	1,46	4,96	4,96	1,56

Tableau III.2: Les moments en travée et en appui

Travées	$\frac{q_u L_i}{2}$	Appuis	$V_u = \pm \frac{q_u l_i}{2} + \frac{Me - Mw}{L}$
AB	9,60	A	8,46
		B	-10,74
BC	11,18	B	11,18
		C	-11,18
CD	9,92	C	10,99
		D	-8,85

Tableau III.3: Les efforts tranchants

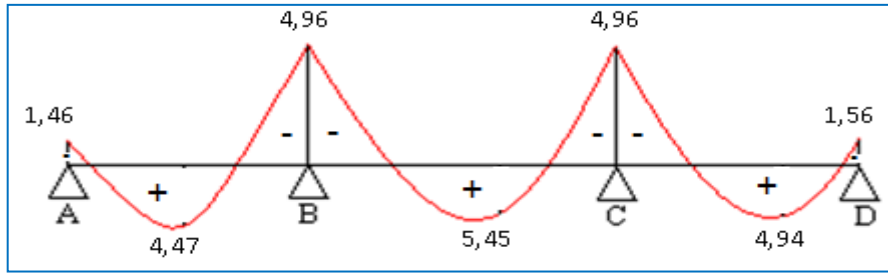


Figure III.13 : Diagramme des moments en ELU (poutrelle type 01 – plancher terrasse)

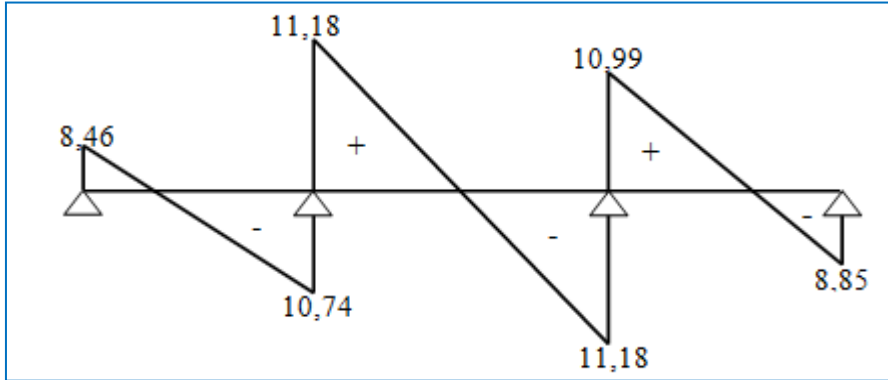


Figure III.14 : Diagramme des efforts tranchants en ELU (poutrelle type 01 – plancher terrasse)

III.3.4.1. Ferrailage de la poutrelle type 01 (plancher terrasse) :

Avant de calculer le ferrailage il faut rechercher d'abord la position de l'axe neutre.

$$M_t \max \leq ? \geq M_{tab}$$

➤ Le moment sur la table :

$$M_{tab} = b \times h_0 \times f_{bu} \times (d - \frac{h_0}{2}) \dots \dots \dots (1)$$

Avec :

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma} \Rightarrow f_{bu} = \frac{0,85 \times 25}{1,15 \times 1} = 14,16 \text{ MPa} \dots \dots \dots (1)$$

$$d = h - c \Rightarrow d = 20 - 3 = 17$$

$$\Rightarrow d = 17 \text{ cm}$$

$$(1) \Rightarrow M_{tab} = 0,65 \times 0,04 \times 14,16 \times (0,17 - \frac{0,04}{2})$$

$$\Rightarrow M_{tab} = 0,05522 \text{ MN.m} = 55,22 \text{ KN.m}$$

$$M_{t \max} = 5,48 \text{ KN.m}$$

Donc : $M_{max} \leq M_{tab} \Rightarrow$ l'axe neutre tombe dans la table \Rightarrow la section à prendre dans le calcul est une section rectangulaire ($b \times h$) en travée et ($b_0 \times h$) sur appuis.

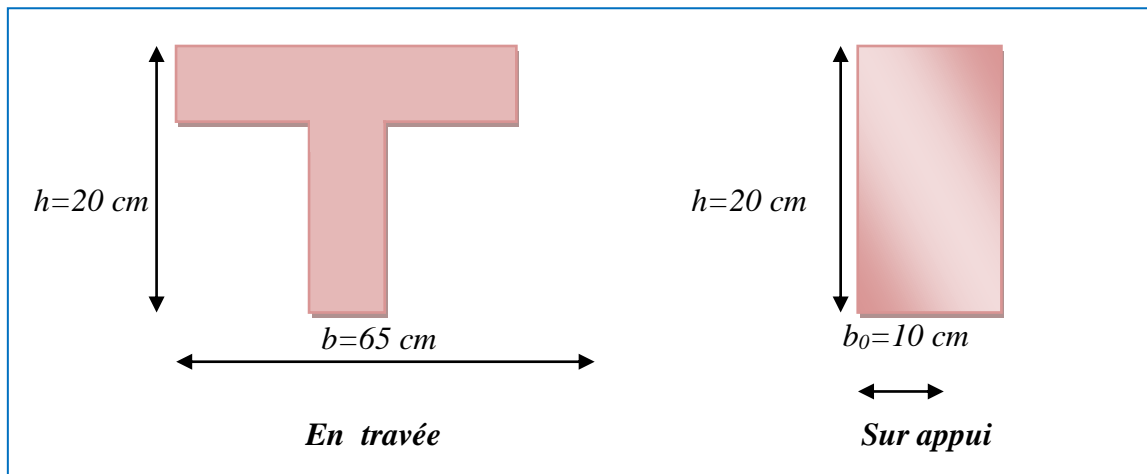


Figure III.15 : Schéma section rectangulaire en travée et sur appuis

❖ **Etape de calcul :**

✓ **Moment réduit :**

Si : $\mu < 0,186$: l'état limite ultime est atteinte au pivot A.

Si : $\mu > 0,186$: l'état limite ultime est atteinte au pivot B.

✓ **Paramètre de déformation :**

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

$$\beta = 1 - 0,4\alpha$$

$$Z = \beta \times d$$

✓ **Calcul de contrainte :**

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,826 \text{ MPa}$$

✓ **La section d'armature :**

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}}$$

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{st \min} = \frac{0,23 \times b \times d}{f_e} f_{t28}$$

$$\text{Ou : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPa}$$

Section		b(m)	d(m)	M _u	μ	α	β	Z	A _{st cal} (cm ²)	A _{st min} (cm ²)	A _{adopté}
Travées	AB	0,65	0,17	5,68	0,020	0,037	0,985	0,167	0,97	1,33	2T10 1,57
	BC	0,65	0,17	5,48	0,020	0,037	0,985	0,167	0,94	1,33	2T10
	CD	0,65	0,17	5,09	0,019	0,025	0,99	0,168	0,87	1,33	2T10
Appuis	A	0,10	0,17	1,69	0,042	0,062	0,975	0,165	0,29	0,20	2T10 1,13
	B	0,10	0,17	4,91	0,122	0,175	0,93	0,158	0,89	0,20	1T12
	C	0,10	0,17	4,91	0,122	0,175	0,93	0,158	0,89	0,20	1T12
	D	0,10	0,17	1,54	0,032	0,05	0,98	0,166	0,26	0,20	1T12

Tableau III.4: Calcul de ferrailage de la poutrelle type 01

III.3.4.2. Vérifications :

➤ Vérification de cisaillement : (BAEL 91 P127 §2)

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{bxd} \leq \tau_{u\lim} \dots\dots\dots ?$$

$$\tau_{u\lim} \leq \min \left\{ \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5MPa \right\} \Rightarrow \tau_{u\lim} = 3,33MPa$$

$$\tau_u = \frac{11,18 \times 10^{-3}}{0,17 \times 0,65} = 0,10MPa$$

$$\tau_u < \tau_{u\lim} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

➤ Vérification à ELS: (BAEL 91 P131-133)

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \dots\dots\dots ?$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15MPa$$

$$\sigma_{bc} = Ky \quad \text{Avec: } K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$\text{Ou : } M_{ser} = \frac{q_{ser} \times L^2}{8} = \frac{4,60 \times 3,55^2}{8} = 7,24KN.m$$

❖ **Position de l'axe neutre :** (BAEL 91 P99 art 2.1)

$$by^2 + 30[A_s + A'_s]y - 30[dA_s + d' A'_s] = 0$$

Dont l'une solution positive est :

$$y = 15 \frac{A_s + A'_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d \cdot A_s + d' A'_s}{15(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right] \quad \begin{matrix} A_s = 1,57 \text{ cm} \\ A'_s = 0 \end{matrix}$$

$$y = 15 \frac{1,57}{65} \left[\sqrt{1 + \frac{2 \times 65 \times 17 \times 1,57}{15(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right] \Rightarrow y = 3,166 \text{ cm}$$

❖ **Moment d'inertie:**

$$I = \left(\frac{by^3}{3} \right) + 15 \left[A_s (d - y)^2 + A'_s (y - d)^2 \right]$$

$$I = \left(\frac{65 \times (3,166)^3}{3} \right) + 15 \left[1,57 (17 - 3,166)^2 \right] = 5194,572 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{7,24 \times 10^{-3}}{5194,572 \times 10^{-8}} = 139,376 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = 139,376 \times 3,166 \times 10^{-2} = 4,412$$

$$\sigma_{bc} = 4,412 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

➤ **La déformation « la flèche »:**

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_t} \Rightarrow \frac{0,20}{3,55} = 0,06 \geq \frac{5,45}{15 \times 9,92} = 0,03 \dots \dots \dots \text{OK}$$

$$\frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3,60}{Fe} \Rightarrow \frac{1,57 \times 10^{-4}}{0,17 \times 0,10} = 0,009 \leq \frac{3,60}{400} = 0,0090 \dots \dots \dots \text{OK}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{0,20}{3,55} = 0,06 \geq 0,044 \dots \dots \dots \text{OK}$$

III.3.4.3. Armature transversale : (BAEL99)

$$\frac{A_t}{b \times S_t} \geq \frac{\gamma_s \left| \tau_u - 0,14K (f_{cj})^{1/2} \right|}{0,9 \times f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$\alpha = 90^\circ$ Cadre vertical. $K=1$: flexion simple

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{1,15 \times 65 \left| 0,104 - 0,14K(25)^{1/2} \right|}{0,9 \times 400} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq 0,124 \Rightarrow A_t = 0,124 S_t$$

L'espacement S_t doit être respecter la condition suivante:

$$\diamond S_t \leq \min[0,9d; 40\text{cm}] \Rightarrow S_t \leq \min[0,9 \times 0,17; 40\text{cm}] \Rightarrow S_t \leq \min[15,30; 40\text{cm}] \Rightarrow S_t \leq 15,30\text{cm}$$

Section minimale : (RPA P53 art 7.5.2.2)

$$A_{t \min} = 0,003.S_t.b \Rightarrow A_{t \min} = 0,003 \times 65 S_t \Rightarrow A_{t \min} = 0,195 S_t$$

❖ **Zone nodale:**

$$S_t \leq \min\left[\frac{h}{4}; 12\Phi; 30\text{cm}\right] \Rightarrow S_t \leq \min\left[\frac{20}{4}; 12 \times 1; 30\text{cm}\right] \Rightarrow S_t \leq 5\text{cm}$$

$$A_t = 0,124 S_t < A_{t \min} = 0,195 S_t$$

On prend:

$$A_t = 0,195 S_t$$

$$\Rightarrow A_t = 0,195 S_t \Rightarrow A_t = 0,98\text{cm}^2$$

$$\frac{A_t}{4} = \frac{0,98}{4} = 0,244\text{cm}^2$$

On prend: $\emptyset 6$ (0,28cm²)

❖ **Zone courant:**

$$S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{20}{2} \Rightarrow S_t = 10\text{cm}$$

$S_t = 10\text{ cm}$; et on adopte le même type des cadres ($\emptyset 6$).

III.3.5. Nervure type 01 (Etage courant) :

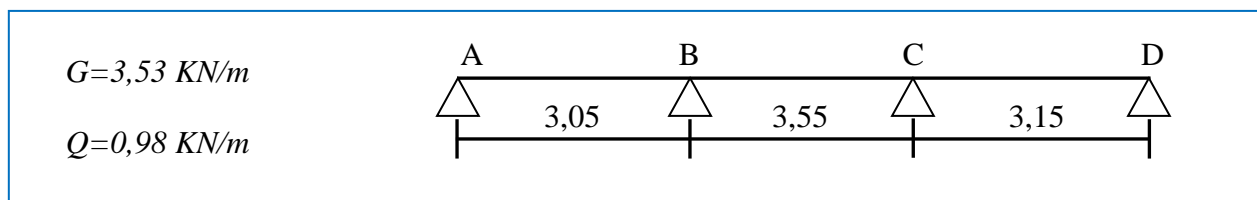


Figure III.16. Nervure type 01 (Plancher terrasse)

❖ **Calcul le coefficient α :**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{0,98}{0,98+3,53} = 0,21$$

❖ **Calcul les moments isostatiques: $M_0 = \frac{qL^2}{8}$**

➤ **Les combinassions d'actions:**

E.L.U :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow q_u = 1,35(3,53) + 1,5(0,98) = 6,23 \text{ KN.m}$$

E.L.S :

$$q_{ser} = G + Q \Rightarrow q_{ser} = 3,53 + 0,98 = 4,51 \text{ KN.m}$$

$$M_{0AB} = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{6,23 \times (3,05)^2}{8} = 7,24 \text{ KN.m}$$

$$M_{0BC} = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{6,23 \times (3,55)^2}{8} = 9,81 \text{ KN.m}$$

$$M_{0CD} = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{6,23 \times (3,15)^2}{8} = 7,72 \text{ KN.m}$$

➤ **Les moments sur appuis:**

$$M_{aA} = 0,2M_0 = 0,2 \times 7,24 = 1,44 \text{ KN.m}$$

$$M_{aB} = 0,5M_0 = 0,5 \times 9,81 = 4,91 \text{ KN.m}$$

$$M_{aC} = 0,5M_0 = 0,5 \times 9,81 = 4,91 \text{ KN.m}$$

$$M_{aD} = 0,2M_0 = 0,2 \times 7,72 = 1,54 \text{ KN.m}$$

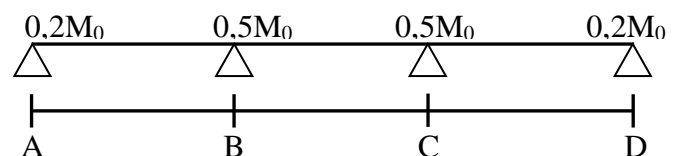


Figure III.17. Moment sur appuis

➤ **Les moments en travées:**

Coff	$\alpha=Q/(Q+G)$	$1+0,3\alpha$	$(1+0,3\alpha)/2$	$(1,2+0,3\alpha)/2$
AN	0,21	1,06	0,53	0,63

Tableau III.5 : La détermination des coefficients

✓ **Travée AB (Travée de rive)**

$$M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,63 \times 7,24 \Rightarrow M_t \geq 4,56 \text{ KN.m}$$

Vérification :

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

$$M_t \geq \max\{1,05M_0; 1,06M_0\} - \frac{1,44 + 4,91}{2}$$

$$M_t \geq (1,06 \times 7,24) - 3,17 \Rightarrow M_t \geq 4,50 \text{ KN.m}$$

On prend $M_{tAB} = 4,50 \text{ KN.m}$

✓ **Travée BC (Travée intermédiaire) :**

$$M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,53 \times 0,91 \Rightarrow M_t \geq 5,19 \text{ KN.m}$$

Vérification :

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

$$M_t \geq \max\{1,05M_0; 1,06M_0\} - \frac{4,91 + 4,91}{2}$$

$$M_t \geq (1,06 \times 9,81) - 4,91$$

$$M_t \geq 5,48 \text{ KN.m}$$

On prend $M_{tBC} = 5,48 \text{ KN.m}$

✓ **Travée CD (Travée de rive) :**

$$M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,63 \times 7,72 \Rightarrow M_t \geq 4,94 \text{ KN.m}$$

Vérification :

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

$$M_t \geq \max\{1,05M_0; 1,06M_0\} - \frac{4,91 + 1,54}{2}$$

$$M_t \geq (1,06 \times 7,72) - 3,22 \Rightarrow M_t \geq 5,09 \text{ KN.m}$$

On prend $M_{tCD} = 5,09 \text{ KN.m}$

❖ **L'effort tranchant:**

$$V_{uI} = q_u \times \frac{L}{2} = \frac{6,23 \times 3,05}{2} = 9,50 \text{ KN}$$

$$V_{u2} = q_u \times \frac{L}{2} = \frac{6,23 \times 3,55}{2} = 11,05 \text{ KN}$$

$$V_{u3} = q_u \times \frac{L}{2} = \frac{6,23 \times 3,15}{2} = 9,81 \text{ KN}$$

✓ Travée AB :

$$V_A = V_{u1} + \frac{Me - Mw}{L} = 9,50 + \frac{-4,91 + 1,44}{3,05} = 8,37 \text{ KN}$$

$$V_B = -V_{u1} + \frac{Me - Mw}{L} = -9,50 + \frac{-4,91 + 1,44}{3,05} = -10,63 \text{ KN}$$

✓ Travée BC :

$$V_B = V_{u2} + \frac{Me - Mw}{L} = 11,05 + \frac{-4,91 + 4,91}{3,55} = 11,05 \text{ KN}$$

$$V_C = -V_{u2} + \frac{Me - Mw}{L} = -11,05 + \frac{-4,91 + 4,91}{3,55} = -11,05 \text{ KN}$$

✓ Travée CD :

$$V_C = V_{u3} + \frac{Me - Mw}{L} = 9,81 + \frac{-1,54 + 4,91}{3,15} = 10,87 \text{ KN}$$

$$V_D = -V_{u3} + \frac{Me - Mw}{L} = -9,81 + \frac{-1,54 + 4,91}{3,15} = -8,75 \text{ KN}$$

Travées	AB	BC	CD
L(m)	3,05	3,55	3,15
$M_0 = qL^2/8$	7,24	9,81	7,72
Mt	4,50	5,48	5,09

Appuis	A	B	C	D
Coef Forfaitaire	0,2	0,5	0,5	0,2
Ma	1,44	4,91	4,91	1,54

Tableau III.6: Les moments en travée et sur appui

Travées	$\frac{q_u L_i}{2}$	Appuis	$V_u = \pm \frac{q_u L_i}{2} + \frac{Me - Mw}{L}$
AB	9,50	A	8,37
		B	-10,63
BC	11,05	B	11,05
		C	-11,05
CD	9,81	C	10,87
		D	-8,75

Tableau III.7: Les efforts tranchants

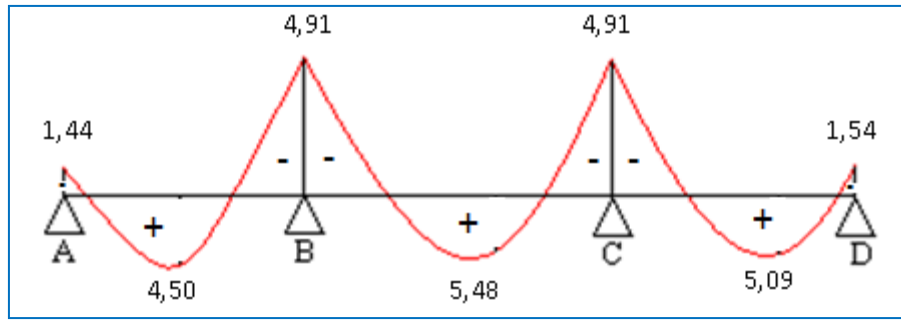


Figure III.18 : Diagramme des moments en ELU (poutrelle type 01 – plancher étage courant)

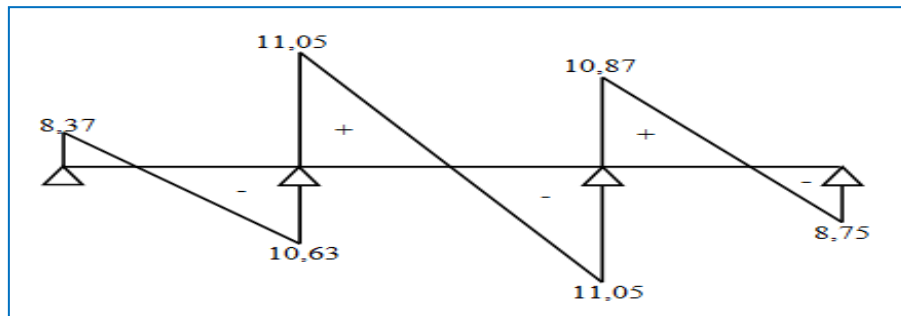


Figure III.19: Diagramme des efforts tranchants

En ELU (poutrelle type 01 – plancher étage courant)

III.3.5.1. Ferrailage de la poutrelle type 01 (plancher étage courant) :

Avant de calculer le ferrailage il faut rechercher d'abord la position de l'axe neutre.

$$M_t \max \leq ? \geq M_{tab}$$

➤ Le moment dur la table :

$$M_{tab} = b \times h_0 \times f_{bu} \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \Rightarrow M_{tab} = 0,65 \times 0,04 \times 14,16 \times \left(0,17 - \frac{0,04}{2} \right)$$

$$\Rightarrow M_{tab} = 0,05522 \text{ MN.m} = 55,22 \text{ KN.m}$$

$$M_{t \max} = 5,48 \text{ KN.m}$$

Donc : $M_{t \max} \leq M_{tab} \Rightarrow$ l'axe neutre tombe dans la table \Rightarrow la section à prendre dans le calcul est une section rectangulaire ($b \times h$) en travée et ($b_0 \times h$) sur appuis.

Section		b(m)	d(m)	M _u	μ	α	β	Z	A _{st cal} (cm ²)	A _{st min} (cm ²)	A _{adopté}
Travées	AB	0,65	0,17	5,68	0,020	0,037	0,985	0,167	0,97	1,33	2T10 1,57
	BC	0,65	0,17	5,48	0,020	0,037	0,985	0,167	0,94	1,33	2T10
	CD	0,65	0,17	5,09	0,019	0,025	0,99	0,168	0,87	1,33	2T10
Appuis	A	0,10	0,17	1,69	0,042	0,062	0,975	,0165	0,29	0,20	2T10 1,13
	B	0,10	0,17	4,91	0,122	0,175	0,93	0,158	0,89	0,20	1T12
	C	0,10	0,17	4,91	0,122	0,175	0,93	0,158	0,89	0,20	1T12
	D	0,10	0,17	1,54	0,038	0,05	0,98	0,166	0,26	0,20	1T12

Tableau III.8: Calcul de ferrailage de la poutrelle type 01

A'_s = 0 (dans tout les cas).

III.3.5.2. Vérifications :

➤ Vérification de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{bxd} \leq \tau_{u\lim} \dots\dots\dots ?$$

$$\tau_{u\lim} \leq \min \left\{ \frac{0,2 f_c 28}{\gamma_b}; 5MPa \right\} \Rightarrow \tau_{u\lim} = 3,33MPa$$

$$\tau_u = \frac{11,05 \times 10^{-3}}{0,17 \times 0,65} = 0,10MPa$$

τ_u < τ_{u lim} vérifiée

➤ Vérification à ELS: (BAEL 91 P131-133)

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \dots\dots\dots ?$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_c 28 = 15MPa$$

$$\sigma_{bc} = Ky \quad \text{Avec: } K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$Ou : M_{ser} = \frac{q_{ser} \times L^2}{8} = \frac{4,51 \times 3,55^2}{8} = 7,104KN.m$$

❖ **Position de l'axe neutre :** (BAEL 91 P99 art 2.1)

$$by^2 + 30[A_s + A'_s]y - 30[dA_s + d' A'_s] = 0$$

Dont l'une solution positive est:

$$y = 15 \frac{A_s + A'_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{2.b.d.A_s + d' A'_s}{15(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right] \quad \begin{matrix} A_s = 1,57cm \\ A'_s = 0 \end{matrix}$$

$$y = 15 \frac{1,57}{65} \left[\sqrt{1 + \frac{2 \times 65 \times 17 \times 1,57}{15(1,57 \times 1,57)}} - 1 \right] \Rightarrow y = 3,166cm$$

❖ **Moment d'inertie:**

$$I = \left(\frac{by^3}{3} \right) + 15 \left[A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d)^2 \right]$$

$$I = \left(\frac{65 \times (3,166)^3}{3} \right) + 15 \left[1,57(17 - 3,166)^2 \right] = 5194,572cm$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{7,104 \times 10^{-3}}{5194,572 \times 10^{-8}} = 136,758MPa$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = 136,758 \times 3,166 \times 10^{-2} = 4,329MPa$$

$$\sigma_{bc} = 4,329 < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$$

➤ **La déformation « la flèche »:**

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_t} \Rightarrow \frac{0,20}{3,55} = 0,06 \geq \frac{5,48}{15 \times 9,81} = 0,03 \dots \dots \dots OK$$

$$\frac{A_s}{b_0.d} \leq \frac{3,60}{Fe} \Rightarrow \frac{1,57 \times 10^{-4}}{0,17 \times 0,10} = 0,009 \leq \frac{3,60}{400} = 0,0090 \dots \dots \dots OK$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{0,20}{3,55} = 0,06 \geq 0,044 \dots \dots \dots OK$$

III.3.5.3. Armature transversale :

$$\frac{A_t}{bxS_t} \geq \frac{\gamma_s \left| \tau_u - 0,14K(f_{cj})^{1/2} \right|}{0,9xf_e(\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$\alpha = 90^\circ$ Cadre verticals.

$K=1$: flexion simple

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{1,15 \times 65 \left| 0,10 - 0,14K(25)^{1/2} \right|}{0,9 \times 400} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq 0,124 \Rightarrow A_t = 0,124 S_t$$

L'espacement S_t doit être respecter la condition suivante:

$$S_t \leq \min[0,9d; 40\text{cm}] \Rightarrow S_t \leq \min[0,9 \times 0,17; 40\text{cm}] \Rightarrow S_t \leq \min[15,30; 40\text{cm}] \Rightarrow S_t \leq 15,30\text{cm}$$

❖ **Section minimale :** (RPA P53 art 7.5.2.2)

$$A_{t \min} = 0,003 \cdot S_t \cdot b \Rightarrow A_{t \min} = 0,003 \times 65 S_t \Rightarrow A_{t \min} = 0,195 S_t$$

❖ **Zone nodale:**

$$S_t \leq \min \left[\frac{h}{4}; 12\Phi; 30\text{cm} \right] \Rightarrow S_t \leq \min \left[\frac{20}{4}; 12 \times 1; 30\text{cm} \right] \Rightarrow S_t \leq 5\text{cm}$$

$$A_t = 0,124 S_t < A_{t \min} = 0,195 S_t \quad \text{On prend:}$$

$$A_t = 0,195 S_t$$

$$\Rightarrow A_t = 0,195 S_t \Rightarrow A_t = 0,98\text{cm}^2$$

$$\frac{A_t}{4} = \frac{0,98}{4} = 0,244\text{cm}^2$$

On prend: $\emptyset 6$ (0,28 cm²)

❖ **Zone courant:**

$$S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{20}{2} \Rightarrow S_t = 10\text{cm}$$

$S_t = 10\text{ cm}$; et on adopte le même type des cadres ($\emptyset 6$).

III.3.6. Nervure type 02 (Plancher terrasse) :

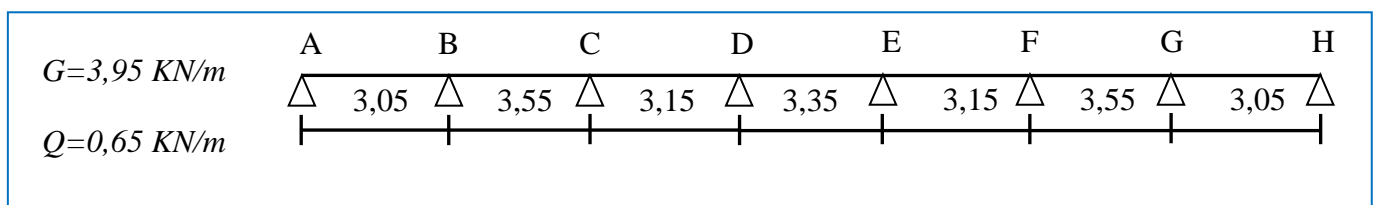


Figure III.20. Nervure type 02 (Plancher terrasse)

❖ *Calcul le coefficient α :*

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{0,65}{0,65+3,95} = 0,14$$

❖ *Calcul les moments isostatiques: $M_0 = \frac{qL^2}{8}$*

➤ *Les combinassions d'actions:*

E.L.U :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow q_u = 1,35(3,95) + 1,5(0,65) = 6,30 \text{ KN.m}$$

E.L.S :

$$q_{ser} = G + Q \Rightarrow q_{ser} = 4,60 \text{ KN.m}$$

$$M_{0AB} = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{6,30 \times (3,05)^2}{8} = 7,32 \text{ KN.m}$$

$$M_{0BC} = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{6,30 \times (3,55)^2}{8} = 9,92 \text{ KN.m}$$

$$M_{0CD} = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{6,30 \times (3,15)^2}{8} = 7,81 \text{ KN.m}$$

$$M_{0DE} = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{6,30 \times (3,35)^2}{8} = 8,83 \text{ KN.m}$$

$$M_{0EF} = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{6,30 \times (3,15)^2}{8} = 7,81 \text{ KN.m}$$

$$M_{0FG} = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{6,30 \times (3,55)^2}{8} = 9,92 \text{ KN.m}$$

$$M_{0GH} = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{6,30 \times (3,05)^2}{8} = 7,32 \text{ KN.m}$$

➤ *Les moments sur appuis:*

$$M_{aA} = 0,2M_0 = 0,2 \times 7,32 = 1,46 \text{ KN.m}$$

$$M_{aB} = 0,5M_0 = 0,5 \times 9,92 = 4,96 \text{ KN.m}$$

$$M_{aC} = 0,4M_0 = 0,4 \times 9,92 = 3,96 \text{ KN.m}$$

$$M_{aD} = 0,4M_0 = 0,4 \times 7,81 = 3,12 \text{ KN.m}$$

$$M_{aE} = 0,4M_0 = 0,4 \times 7,81 = 3,12 \text{ KN.m}$$

$$M_{aF} = 0,4M_0 = 0,4 \times 9,92 = 3,96 \text{ KN.m}$$

$$M_{aG} = 0,5M_0 = 0,5 \times 9,92 = 4,96 \text{ KN.m}$$

$$M_{aH} = 0,2M_0 = 0,2 \times 7,32 = 1,46 \text{ KN.m}$$

➤ *Les moments en travées:*

Coff	$\alpha=Q/(Q+G)$	$1+0,3\alpha$	$(1+0,3\alpha)/2$	$(1,2+0,3\alpha)/2$
AN	0,14	1,04	0,52	0,62

Tableau III.9 : La détermination des coefficients

✓ *Travée AB (Travée de rive)*

$$M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,62 \times 7,32 \Rightarrow M_t \geq 4,54 \text{ KN.m}$$

$$\text{Vérification : } M_t \geq \max\{1,05M_0; (1+0,3\alpha)M_0\} - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$M_t \geq \max\{1,05M_0; 1,04M_0\} - \frac{1,46 + 4,96}{2}$$

$$M_t \geq (1,05 \times 7,32) - 3,21 = 4,47 \text{ KN.m}$$

On prend $M_{tAB} = 4,47 \text{ KN.m}$

✓ *Travée BC (Travée intermédiaire) :*

$$M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,52 \times 9,92 \Rightarrow M_t \geq 5,15 \text{ KN.m}$$

$$\text{Vérification : } M_t \geq \max\{1,05M_0; (1+0,3\alpha)M_0\} - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$M_t \geq \max\{1,05M_0; 1,04M_0\} - \frac{4,96 + 3,96}{2}$$

$$M_t \geq (1,05 \times 9,92) - 0,5 = 9,91 \text{ KN.m}$$

On prend $M_{tBC} = 9,91 \text{ KN.m}$

✓ **Travée CD (Travée intermédiaire) :**

$$M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,52 \times 7,81 \Rightarrow M_t \geq 4,06 \text{ KN.m}$$

$$\text{Vérification : } M_t \geq \max\{1,05M_0; (1+0,3\alpha)M_0\} - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$M_t \geq \max\{1,05M_0; 1,04M_0\} - \frac{3,96 + 3,12}{2}$$

$$M_t \geq (1,05 \times 7,81) - 3,54 = 4,66 \text{ KN.m}$$

On prend $M_{tCD} = 4,66 \text{ KN.m}$

✓ **Travée DE (Travée intermédiaire) :**

$$M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,52 \times 8,83 \Rightarrow M_t \geq 4,59 \text{ KN.m}$$

$$\text{Vérification : } M_t \geq \max\{1,05M_0; (1+0,3\alpha)M_0\} - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$M_t \geq \max\{1,05M_0; 1,04M_0\} - \frac{3,12 + 3,12}{2}$$

$$M_t \geq (1,05 \times 8,83) - 3,12 = 6,15 \text{ KN.m}$$

On prend $M_{tCD} = 6,15 \text{ KN.m}$

Par symétrie :

$$M_{tAB} = M_{tGH} = 4,47 \text{ KN.m}$$

$$M_{tBC} = M_{tFG} = 9,91 \text{ KN.m}$$

$$M_{tCD} = M_{tEF} = 4,66 \text{ KN.m}$$

$$M_{tDE} = 6,15 \text{ KN.m}$$

❖ **L'effort tranchant:**

$$V_{u1} = q_u \times \frac{L}{2} = \frac{6,30 \times 3,05}{2} = 9,60 \text{ KN}$$

$$V_{u2} = q_u \times \frac{L}{2} = \frac{6,30 \times 3,55}{2} = 11,18 \text{ KN}$$

$$V_{u3} = q_u \times \frac{L}{2} = \frac{6,30 \times 3,15}{2} = 9,92 \text{ KN}$$

$$V_{u4} = q_u \times \frac{L}{2} = \frac{6,30 \times 3,35}{2} = 10,55 \text{ KN}$$

Par symétrie :

$$V_{u1} = V_{u7} = 9,92 \text{ KN}$$

$$V_{u2} = V_{u6} = 11,18 \text{ KN}$$

$$V_{u3} = V_{u5} = 9,60 \text{ KN}$$

$$V_{u4} = 10,55 \text{ KN}$$

✓ Travée AB :

$$V_A = V_{u1} + \frac{Me - Mw}{L} = 9,60 + \frac{-4,96 + 1,46}{3,05} = 8,46 \text{ KN}$$

$$V_B = -V_{u1} + \frac{Me - Mw}{L} = -9,60 + \frac{-4,96 + 1,46}{3,05} = -10,74 \text{ KN}$$

✓ Travée BC :

$$V_B = V_{u2} + \frac{Me - Mw}{L} = 11,18 + \frac{-3,96 + 4,96}{3,55} = 11,46 \text{ KN}$$

$$V_C = -V_{u2} + \frac{Me - Mw}{L} = -11,18 + \frac{-3,96 + 4,96}{3,55} = -10,9 \text{ KN}$$

✓ Travée CD :

$$V_C = V_{u3} + \frac{Me - Mw}{L} = 9,92 + \frac{-3,12 + 3,96}{3,15} = 10,18 \text{ KN}$$

$$V_D = -V_{u3} + \frac{Me - Mw}{L} = -9,92 + \frac{-3,12 + 3,96}{3,15} = -9,66 \text{ KN}$$

✓ Travée DE :

$$V_D = V_{u3} + \frac{Me - Mw}{L} = 10,55 + \frac{-3,12 + 3,12}{3,35} = 10,55 \text{ KN}$$

$$V_E = -V_{u3} + \frac{Me - Mw}{L} = -10,55 + \frac{-3,12 + 3,12}{3,35} = -10,55 \text{ KN}$$

✓ Travée EF :

$$V_E = V_{u3} + \frac{Me - Mw}{L} = 9,92 + \frac{-3,96 + 3,12}{3,15} = 9,66 \text{ KN}$$

$$V_F = -V_{u3} + \frac{Me - Mw}{L} = -9,92 + \frac{-3,96 + 3,12}{3,15} = -10,18 \text{ KN}$$

✓ Travée FG :

$$V_F = V_{u3} + \frac{Me - Mw}{L} = 11,18 + \frac{-4,96 + 3,96}{3,55} = 10,90 \text{ KN}$$

$$V_G = -V_{u3} + \frac{Me - Mw}{L} = -11,18 + \frac{-4,96 + 3,96}{3,55} = -11,46 \text{ KN}$$

✓ Travée GH :

$$V_G = V_{u3} + \frac{Me - Mw}{L} = 9,60 + \frac{-1,46 + 4,96}{3,05} = 10,74 \text{ KN}$$

$$V_H = V_{u3} + \frac{Me - Mw}{L} = -9,60 + \frac{-1,46 + 4,96}{3,05} = -8,46 \text{ KN}$$

Travées	AB	BC	CD	DE	EF	FG	GH
L(m)	3,05	3,55	3,15	3,35	3,15	3,55	3,05
$M_0=qL^2/8$	7,32	9,92	7,81	8,83	7,81	9,92	7,32
Mt	4,47	9,91	4,66	6,15	4,66	9,91	4,47

Appuis	A	B	C	D	E	F	G	H
Coef Forfaitaire	0,2	0,5	0,4	0,4	0,4	0,4	0,5	0,2
Ma	1,46	4,96	3,96	3,12	3,12	3,96	4,96	1,46

Tableau III.10: Les moments en travée et sur appui

Travées	$\frac{q_u L_i}{2}$	Appuis	$V_u = \pm \frac{q_u l_i}{2} + \frac{Me - Mw}{L}$
AB	4,47	A	8,46
		B	-10,74
BC	9,91	B	11,46
		C	-10,90
CD	4,66	C	10,18
		D	-9,66
DE	6,15	D	10,55
		E	-10,55
EF	4,66	E	9,66
		F	-10,18
FG	9,91	F	10,90
		G	-11,46
GH	4,47	G	10,74
		H	-8,46

Tableau III.11: Les efforts tranchants

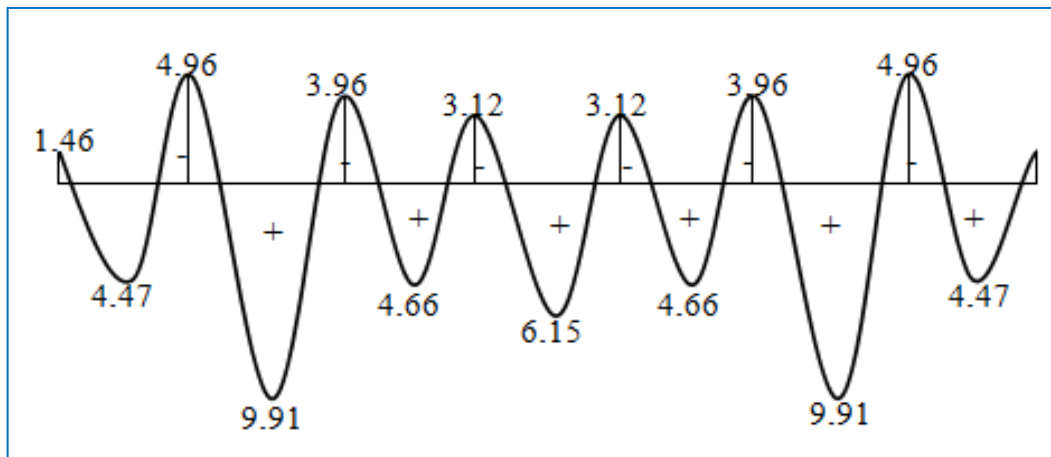


Figure III.21 : Diagramme des moments en ELU (poutrelle type 02 – plancher terrasse)

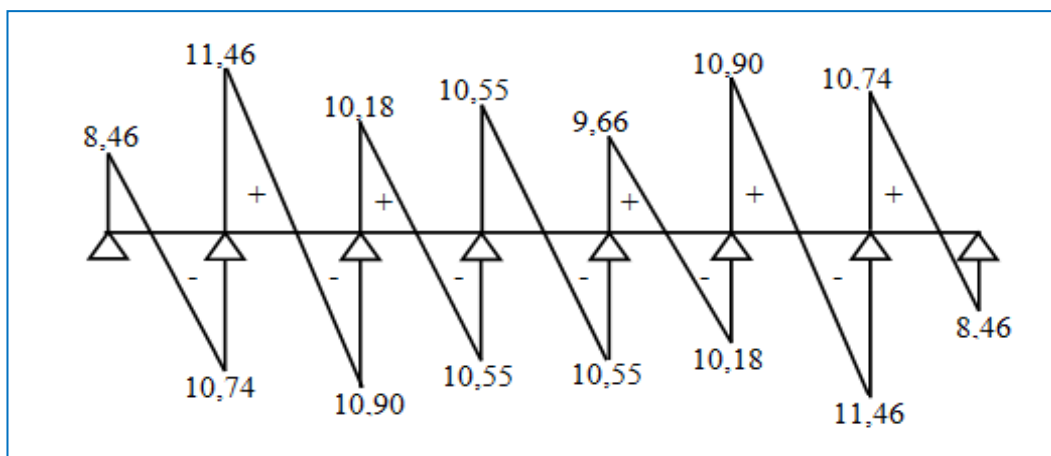


Figure III.22: Diagramme des efforts tranchants
En ELU (poutrelle type 02 – plancher étage courant)

III.3.6.1. Ferrailage de la poutrelle type 02 (plancher terrasse) :

Avant de calculer le ferrailage il faut rechercher d'abord la position de l'axe neutre.

$$M_t \max \leq ? \geq M_{tab}.$$

➤ **Le moment dur la table :**

$$M_{tab} = b \times h_0 \times f_{bu} \times (d - \frac{h_0}{2}) \dots \dots \dots (1)$$

$$\text{Avec : } f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma} \Rightarrow f_{bu} = \frac{0,85 \times 25}{1,15 \times 1} = 14,16 \text{ MPa} \dots \dots \dots (1)$$

$$d = h - c \Rightarrow d = 20 - 3 = 17$$

$$\Rightarrow d = 17 \text{ cm}$$

$$(1) \Rightarrow M_{tab} = 0,65 \times 0,04 \times 14,16 \times \left(0,17 - \frac{0,04}{2}\right)$$

$$\Rightarrow M_{tab} = 0,05522 MN.m = 55.22 KN.m$$

$$M_{tmax} = 9,91 KN.m$$

Donc : $M_{max} \leq M_{tab} \Rightarrow$ l'axe neutre tombe dans la table \Rightarrow la section a prendre dans le calcul est une section rectangulaire ($b \cdot h$) en travée et ($b_0 \cdot h$) sur appuis.

Section		b(m)	d(m)	M_u	μ	α	β	Z	$A_{st\ cal} (cm^2)$	$A_{stmin} (cm^2)$	$A_{adopté}$
Travées	AB	0,65	0,17	4,47	0,018	0,021	0,991	0,168	7,62	1,33	2T10 1,57
	BC	0,65	0,17	9,91	0,037	0,047	0,981	0,166	1,71	1,33	2T10
	CD	0,65	0,17	5,66	0,017	0,021	0,991	0,168	7,97	1,33	2T10
	DE	0,65	0,17	6,15	0,023	0,029	0,988	0,167	1,05	1,33	
Appuis	A	0,10	0,17	1,46	0,036	0,045	0,982	0,166	2,52	0,20	2T10 1,13
	B	0,10	0,17	4,96	0,124	0,166	0,933	0,158	9,02	0,20	1T12
	C	0,10	0,17	3,96	0,099	0,130	0,948	0,161	7,07	0,20	1T12
	D	0,10	0,17	3,12	0,078	0,101	0,959	0,163	5,50	0,20	1T12
	E	0,10	0,17	3,12	0,078	0,101	0,959	0,163	5,50	0,20	1T12

Tableau III.12: Calcul de ferrailage de la poutrelle type 02

$$A'_s = 0 \text{ (Dans tous les cas)}$$

III.3.6.2. Vérifications :

➤ Vérification de cisaillement : (BAEL 91 P127 §2)

$$\tau_u = \frac{V_{u\ max}}{b \cdot x \cdot d} \leq \tau_{u\ lim} \dots\dots\dots ?$$

$$\tau_{u\ lim} \leq \min \left\{ \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 MPa \right\} \Rightarrow \tau_{u\ lim} = 3,33 MPa$$

$$\tau_u = \frac{11,46 \times 10^{-3}}{0,17 \times 0,65} = 0,104 MPa$$

$$\tau_u < \tau_{u\ lim} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

➤ **Vérification à ELS:** (BAEL 91 P131-133)

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots ?$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = Ky \quad \text{Avec: } K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$\text{Ou : } M_{ser} = \frac{q_{ser} \times L^2}{8} = \frac{4,60 \times 3,55^2}{8} = 7,24 \text{KN.m}$$

❖ **Position de l'axe neutre :** (BAEL 91 P99 art 2.1)

$$by^2 + 30[A_s + A'_s]y - 30[dA_s + d' A'_s] = 0$$

Dont l'une solution positive est :

$$y = 15 \frac{A_s + A'_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d \cdot A_s + d' A'_s}{15(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right] \quad \begin{matrix} A_s = 1,57 \text{cm} \\ A'_s = 0 \end{matrix}$$

$$y = 15 \frac{1,57}{65} \left[\sqrt{1 + \frac{2 \times 65 \times 17 \times 1,57}{15(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right] \Rightarrow y = 3,166 \text{cm}$$

❖ **Moment d'inertie:**

$$I = \left(\frac{by^3}{3} \right) + 15 \left[A_s (d - y)^2 + A'_s (y - d')^2 \right]$$

$$I = \left(\frac{65 \times (3,166)^3}{3} \right) + 15 \left[1,57 (17 - 3,166)^2 \right] = 5194,572 \text{cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{7,24 \times 10^{-3}}{5194,572 \times 10^{-8}} = 139,376 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = 139,376 \times 3,166 \times 10^{-2} = 4,412 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,412 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$$

➤ **La déformation « la flèche »:**

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_t} \Rightarrow \frac{0,20}{3,55} = 0,06 \geq \frac{9,91}{15 \times 9,92} = 0,06 \dots \dots \dots \text{OK}$$

$$\frac{A_s}{b_0.d} \leq \frac{3,60}{Fe} \Rightarrow \frac{1,57 \times 10^{-4}}{0,17 \times 0,10} = 0,009 \leq \frac{3,60}{400} = 0,0090 \dots \text{OK}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{0,20}{3,55} = 0,06 \geq 0,044 \dots \text{OK}$$

III.3.6.3. Armature transversale : (BAEL99)

$$\frac{A_t}{b \times S_t} \geq \frac{\gamma_s |\tau_u - 0,14K(f_{cj})^{1/2}|}{0,9 \times f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$\alpha = 90^\circ$ Cadre verticales. $K=1$: flexion simple

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{1,15 \times 65 |0,104 - 0,14K(25)^{1/2}|}{0,9 \times 400} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq 0,124 \Rightarrow A_t = 0,124 S_t$$

L'espacement S_t doit être respecter la condition suivante:

$$S_t \leq \min[0,9d; 40\text{cm}] \Rightarrow S_t \leq \min[0,9 \times 0,17; 40\text{cm}] \Rightarrow S_t \leq \min[15,30; 40\text{cm}] \Rightarrow S_t \leq 15,30\text{cm}$$

❖ Section minimale : (RPA P53 art 7.5.2.2)

$$A_{t \min} = 0,003.S_t.b \Rightarrow A_{t \min} = 0,003 \times 65 S_t \Rightarrow A_{t \min} = 0,195 S_t$$

❖ Zone nodale:

$$S_t \leq \min\left[\frac{h}{4}; 12\Phi; 30\text{cm}\right] \Rightarrow S_t \leq \min\left[\frac{20}{4}; 12 \times 1; 30\text{cm}\right] \Rightarrow S_t \leq 5\text{cm}$$

$$A_t = 0,124 S_t < A_{t \min} = 0,195 S_t$$

On prend:

$$A_t = 0,195 S_t$$

$$\Rightarrow A_t = 0,195 S_t \Rightarrow A_t = 0,98\text{cm}^2$$

$$\frac{A_t}{4} = \frac{0,98}{4} = 0,244\text{cm}^2, \text{ On prend: } \emptyset 6 (0,28\text{cm}^2)$$

❖ Zone courant:

$$S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{20}{2} \Rightarrow S_t = 10\text{cm}$$

$S_t = 10\text{ cm}$; et on adopte le même type des cadres ($\emptyset 6$).

III.3.7. Nervure type 02 (Etage courant) :

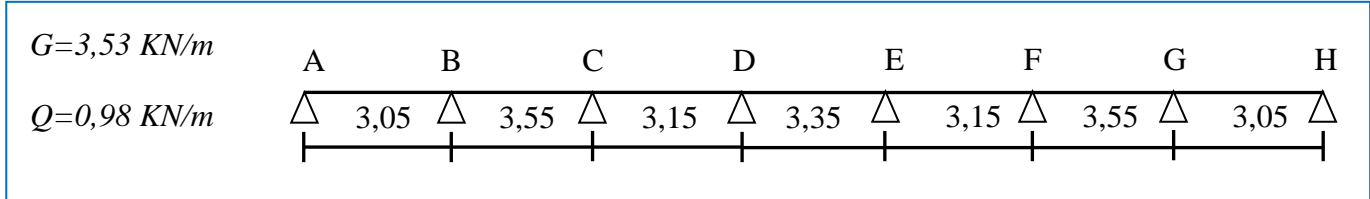


Figure III.23. Nervure type 02 (Plancher terrasse)

❖ Calcul le coefficient α :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{0,98}{0,98+3,53} = 0,21$$

❖ Calcul les moments isostatiques: $M_0 = \frac{qL^2}{8}$

➤ Les combinassions d'actions:

E.L.U :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow q_u = 1,35(3,53) + 1,5(0,98) = 6,23 \text{ KN.m}$$

E.L.S :

$$q_{ser} = G + Q \Rightarrow q_{ser} = 3,53 + 0,98 = 4,51 \text{ KN.m}$$

$$M_{0AB} = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{6,23 \times (3,05)^2}{8} = 7,24 \text{ KN.m}$$

$$M_{0BC} = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{6,23 \times (3,55)^2}{8} = 9,81 \text{ KN.m}$$

$$M_{0CD} = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{6,23 \times (3,15)^2}{8} = 7,72 \text{ KN.m}$$

$$M_{0DE} = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{6,23 \times (3,35)^2}{8} = 8,73 \text{ KN.m}$$

$$M_{0EF} = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{6,23 \times (3,15)^2}{8} = 7,72 \text{ KN.m}$$

$$M_{0FG} = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{6,23 \times (3,55)^2}{8} = 9,81 \text{ KN.m}$$

$$M_{0GH} = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{6,23 \times (3,05)^2}{8} = 7,24 \text{ KN.m}$$

➤ **Les moments sur appuis:**

$$M_{aA} = 0,2M_0 = 0,2 \times 7,24 = 1,44 \text{ KN.m}$$

$$M_{aB} = 0,5M_0 = 0,5 \times 9,81 = 4,91 \text{ KN.m}$$

$$M_{aC} = 0,4M_0 = 0,4 \times 9,81 = 3,92 \text{ KN.m}$$

$$M_{aD} = 0,4M_0 = 0,4 \times 7,72 = 3,09 \text{ KN.m}$$

$$M_{aE} = 0,4M_0 = 0,4 \times 7,72 = 3,09 \text{ KN.m}$$

$$M_{aF} = 0,4M_0 = 0,4 \times 9,81 = 3,92 \text{ KN.m}$$

$$M_{aG} = 0,5M_0 = 0,5 \times 9,81 = 4,91 \text{ KN.m}$$

$$M_{aH} = 0,2M_0 = 0,2 \times 7,24 = 1,44 \text{ KN.m}$$

➤ **Les moments en travées:**

Coff	$\alpha = Q/(Q+G)$	$1+0,3\alpha$	$(1+0,3\alpha)/2$	$(1,2+0,3\alpha)/2$
AN	0,21	1,06	0,53	0,63

Tableau III.13 : La détermination des coefficients

✓ **Travée AB (Travée de rive)**

$$M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,63 \times 7,24 \Rightarrow M_t \geq 4,56 \text{ KN.m}$$

$$\text{Vérification : } M_t \geq \max\{1,05M_0; (1+0,3\alpha)M_0\} - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$M_t \geq \max\{1,05M_0; 1,06M_0\} - \frac{1,44 + 4,91}{2}$$

$$M_t \geq (1,06 \times 7,24) - 3,17 \Rightarrow M_t \geq 4,50 \text{ KN.m}$$

On prend $M_{tAB} = 4,50 \text{ KN.m}$

✓ **Travée BC (Travée intermédiaire) :**

$$M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,53 \times 9,81 \Rightarrow M_t \geq 5,19 \text{ KN.m}$$

Vérification :

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

$$M_t \geq \max\{1,05M_0; 1,06M_0\} - \frac{4,91 + 4,91}{2}$$

$$M_t \geq (1,06 \times 9,81) - 4,91$$

$$M_t \geq 5,48 \text{ KN.m}$$

On prend $M_{tBC} = 5,48 \text{ KN.m}$

✓ **Travée CD (Travée intermédiaire) :**

$$M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,63 \times 7,72 \Rightarrow M_t \geq 4,94 \text{ KN.m}$$

Vérification :

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

$$M_t \geq \max\{1,05M_0; 1,06M_0\} - \frac{4,91 + 1,54}{2}$$

$$M_t \geq (1,06 \times 7,72) - 3,22 \Rightarrow M_t \geq 5,09 \text{ KN.m}$$

On prend $M_{tCD} = 5,09 \text{ KN.m}$

✓ **Travée CD (Travée intermédiaire) :**

$$M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,63 \times 7,72 \Rightarrow M_t \geq 4,94 \text{ KN.m}$$

Vérification :

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

$$M_t \geq \max\{1,05M_0; 1,06M_0\} - \frac{4,91 + 1,54}{2}$$

$$M_t \geq (1,06 \times 7,72) - 3,22 \Rightarrow M_t \geq 5,09 \text{ KN.m}$$

On prend $M_{tCD} = 5,09 \text{ KN.m}$

✓ Travée DE (Travée intermédiaire) :

$$M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,53 \times 8,73 \Rightarrow M_t \geq 4,62 \text{ KN.m}$$

$$\text{Vérification : } M_t \geq \max\{1,05M_0; (1+0,3\alpha)M_0\} - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$M_t \geq \max\{1,05M_0; 1,06M_0\} - \frac{3,09 + 3,09}{2}$$

$$M_t \geq (1,06 \times 8,73) - 3,09 \Rightarrow M_t \geq 6,16 \text{ KN.m}$$

On prend $M_{tDE} = 6,16 \text{ KN.m}$

Par symétrie :

$$M_{tAB} = M_{tGH} = 4,50 \text{ KN.m}$$

$$M_{tBC} = M_{tFG} = 4,50 \text{ KN.m}$$

$$M_{tCD} = M_{tEF} = 4,50 \text{ KN.m}$$

$$M_{tDE} = 4,62 \text{ KN.m}$$

❖ L'effort tranchant:

$$V_{u3} = q_u \times \frac{L}{2} = \frac{6,23 \times 3,05}{2} = 9,50 \text{ KN}$$

$$V_{u2} = q_u \times \frac{L}{2} = \frac{6,23 \times 3,55}{2} = 11,05 \text{ KN}$$

$$V_{u1} = q_u \times \frac{L}{2} = \frac{6,23 \times 3,15}{2} = 9,81 \text{ KN}$$

$$V_{u4} = q_u \times \frac{L}{2} = \frac{6,23 \times 3,35}{2} = 10,43 \text{ KN}$$

Par symétrie :

$$V_{u1} = V_{u7} = 9,50 \text{ KN}$$

$$V_{u2} = V_{u6} = 11,05 \text{ KN}$$

$$V_{u3} = V_{u5} = 9,81 \text{ KN}$$

$$V_{u4} = 10,43 \text{ KN}$$

✓ Travée AB :

$$V_A = V_{u1} + \frac{Me - Mw}{L} = 9,50 + \frac{-4,91 + 1,44}{3,05} = 8,37 \text{ KN}$$

$$V_B = -V_{u1} + \frac{Me - Mw}{L} = -9,50 + \frac{-4,91 + 1,44}{3,05} = -10,63 \text{ KN}$$

✓ Travée BC :

$$V_B = V_{u2} + \frac{Me - Mw}{L} = 11,05 + \frac{-3,92 + 4,91}{3,55} = 11,32 \text{ KN}$$

$$V_C = -V_{u2} + \frac{Me - Mw}{L} = -11,05 + \frac{-3,92 + 4,91}{3,55} = -10,78 \text{ KN}$$

✓ Travée CD :

$$V_C = V_{u3} + \frac{Me - Mw}{L} = 9,81 + \frac{-3,09 + 3,92}{3,15} = 10,07 \text{ KN}$$

$$V_D = -V_{u3} + \frac{Me - Mw}{L} = -9,81 + \frac{-3,09 + 3,92}{3,15} = -9,55 \text{ KN}$$

✓ Travée DE :

$$V_D = V_{u4} + \frac{Me - Mw}{L} = 10,43 + \frac{-3,09 + 3,09}{3,35} = 10,43 \text{ KN}$$

$$V_E = -V_{u4} + \frac{Me - Mw}{L} = -10,43 + \frac{-3,09 + 3,09}{3,35} = -10,43 \text{ KN}$$

✓ Travée EF :

$$V_E = V_{u5} + \frac{Me - Mw}{L} = 9,81 + \frac{-3,92 + 3,09}{3,15} = 9,55 \text{ KN}$$

$$V_F = -V_{u5} + \frac{Me - Mw}{L} = -9,81 + \frac{-3,92 + 3,09}{3,15} = -10,07 \text{ KN}$$

✓ Travée FG :

$$V_F = V_{u6} + \frac{Me - Mw}{L} = 11,05 + \frac{-4,91 + 3,92}{3,55} = 10,87 \text{ KN}$$

$$V_G = -V_{u6} + \frac{Me - Mw}{L} = -11,05 + \frac{-4,91 + 3,92}{3,55} = -11,32 \text{ KN}$$

✓ Travée GH :

$$V_G = V_{u7} + \frac{Me - Mw}{L} = 9,50 + \frac{-1,44 + 4,91}{3,05} = 10,63 \text{ KN}$$

$$V_H = -V_{u7} + \frac{Me - Mw}{L} = -9,50 + \frac{-1,44 + 4,91}{3,05} = -8,37 \text{ KN}$$

Travées	AB	BC	CD	DE	EF	FG	GH
L(m)	3,05	3,35	3,15	3,35	3,15	3,35	3,05
$M_0=qL^2/8$	7,24	9,81	7,72	8,73	7,72	9,81	7,24
Mt	4,50	5,48	5,09	6,16	5,09	5,48	4,50

Appuis	A	B	C	D	E	F	G	H
Coef Forfaitaire	0,2	0,5	0,4	0,4	0,4	0,4	0,5	0,2
Ma	1,44	4,91	3,92	3,09	3,09	3,92	4,91	1,44

Tableau III.14: Les moments en travée et sur appui

Travées	$\frac{q_u L_i}{2}$	Appuis	$V_u = \pm \frac{q_u l_i}{2} + \frac{Me - Mw}{L}$
AB	9,50	A	8,37
		B	-10,63
BC	11,05	B	11,32
		C	-10,72
CD	9,81	C	10,07
		D	-9,55
DE	10,43	D	10,43
		E	-10,43
EF	9,81	E	9,55
		F	-10,07
FG	11,05	F	10,87
		G	-11,32
GH	9,50	G	10,63
		H	-8,37

Tableau III.15: Les efforts tranchants

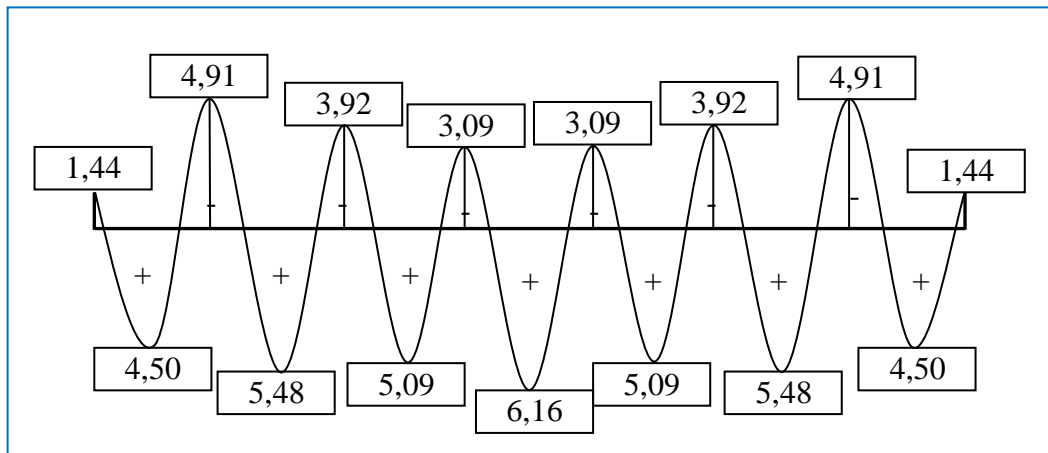


Figure III.24 : Diagramme des moments en ELU (poutrelle type 02 – plancher étage courant)

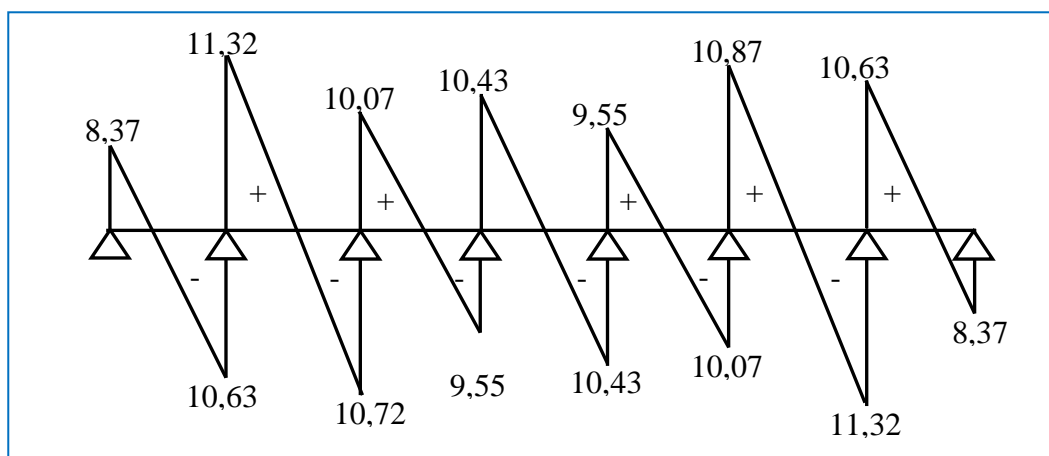


Figure III.25: Diagramme des efforts tranchants
En ELU (poutrelle type 02 – plancher étage courant)

III.3.7.1. Ferrailage de la poutrelle type 02 (Plancher étage courant) :

Avant de calculer le ferrailage il faut rechercher d'abord la position de l'axe neutre.

$$M_t \max \leq ? \geq M_{tab}.$$

➤ Le moment dur la table :

$$M_{tab} = b \times h_0 \times f_{bu} \times (d - \frac{h_0}{2}) \Rightarrow M_{tab} = 0,65 \times 0,04 \times 14,16 \times (0,17 - \frac{0,04}{2})$$

$$\Rightarrow M_{tab} = 0,05522 MN.m = 55,22 KN.m$$

$$M_{t \max} = 6,16 KN.m$$

Donc : $M_{t \max} \leq M_{tab} \Rightarrow$ l'axe neutre tombe dans la table \Rightarrow la section a prendre dans le calcul est une section rectangulaire ($b \times h$) en travée et ($b_0 \times h$) sur appuis.

Section		b(m)	d(m)	M _u	μ	α	β	Z	A _{st cal} (cm ²)	A _{stmin} (cm ²)	A _{adopté}
Travées	AB	0,65	0,17	4,50	0,016	0,025	0,990	0,186	0,99	1,33	2T10 1,57 cm ²
	BC	0,65	0,17	5,40	0,020	,0,37	0,985	0,187	0,96	1,33	2T10
	CD	0,65	0,17	5,09	0,019	0,025	0,990	0,186	0,85	1,33	2T10
	DE	0,65	0,17	6,16	0,019	0,025	0,990	0,166	0,52	1,33	2T10
Appuis	A	0,10	0,17	1,44	0,041	0,052	0,979	0,166	0,24	0,20	2T10 1,13
	B	0,10	0,17	4,91	0,122	0,163	0,934	0,158	0,76	0,20	1T12
	C	0,10	0,17	3,92	0,098	0,129	0,948	0,161	0,60	0,20	1T12
	D	0,10	0,17	3,09	0,077	0,100	0,960	0,163	0,55	0,20	1T12
	E	0,10	0,17	3,09	0,077	0,099	0,960	0,163	0,55	0,20	1T12

Tableau III.16: Calcul de ferrailage de la poutrelle type 02

$A'_s = 0$ (dans tout les cas).

III.3.7.2. Vérifications :

➤ Vérification de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{bxd} \leq \tau_{u\lim} \dots\dots\dots ?$$

$$\tau_{u\lim} \leq \min \left\{ \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5MPa \right\} \Rightarrow \tau_{u\lim} = 3,33MPa$$

$$\tau_u = \frac{11,32 \times 10^{-3}}{0,17 \times 0,65} = 0,10MPa$$

$\tau_u < \tau_{u\lim} \dots\dots\dots$ vérifiée

➤ Vérification à ELS: (BAEL 91 P131-133)

$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \dots\dots\dots ?$

$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15MPa$

$\sigma_{bc} = Ky$ Avec: $K = \frac{M_{ser}}{I}$

$$\text{Ou : } M_{ser} = \frac{q_{ser} \cdot x L^2}{8} = \frac{4,51 \times 3,55^2}{8} = 7,10 \text{ KN.m}$$

❖ **Position de l'axe neutre :** (BAEL 91 P99 art 2.1)

$$b y^2 + 30[A_s + A'_s]y - 30[dA_s + d' A'_s] = 0$$

Dont l'une solution positive est :

$$y = 15 \frac{A_s + A'_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d \cdot A_s + d' A'_s}{15(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right] \quad \begin{matrix} A_s = 1,57 \text{ cm} \\ A'_s = 0 \end{matrix}$$

$$y = 15 \frac{1,57}{65} \left[\sqrt{1 + \frac{2 \times 65 \times 17 \times 1,57}{15(1,57 \times 1,57)}} - 1 \right] \Rightarrow y = 3,166 \text{ cm}$$

❖ **Moment d'inertie:**

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

$$I = \left(\frac{65 \times (3,166)^3}{3} \right) + 15 \left[1,57 (17 - 3,166)^2 \right] = 5194,580 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{7,10 \times 10^{-3}}{5194,580 \times 10^{-8}} = 136,68 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = 136,68 \times 3,166 \times 10^{-2} = 4,327 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,327 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

➤ **La déformation « la flèche »:**

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15 M_t} \Rightarrow \frac{0,20}{3,05} = 0,06 \geq \frac{4,50}{15 \times 7,24} = 0,041 \dots \text{OK}$$

$$\frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3,60}{F_e} \Rightarrow \frac{1,57 \times 10^{-4}}{0,17 \times 0,10} = 0,009 \leq \frac{3,60}{400} = 0,0090 \dots \text{OK}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{0,20}{3,05} = 0,059 \geq 0,044 \dots \text{OK}$$

III.3.7.3. Armature transversale :

$$\frac{A_t}{bxS_t} \geq \frac{\gamma_s |\tau_u - 0,14K(f_{cj})^{1/2}|}{0,9xf_e(\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$\alpha = 90^\circ$ Cadre verticales. $K=1$: flexion simple

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{1,15 \times 65 |0,10 - 0,14K(25)^{1/2}|}{0,9 \times 400} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq 0,125 \Rightarrow A_t = 0,125S_t$$

L'espacement S_t doit être respecter la condition suivante:

$$S_t \leq \min[0,9d; 40cm] \Rightarrow S_t \leq \min[0,9 \times 0,17; 40cm] \Rightarrow S_t \leq \min[15,30; 40cm] \Rightarrow S_t \leq 15,30cm$$

❖ **Section minimale :** (RPA P53 art 7.5.2.2)

$$A_{t \min} = 0,003.S_t.b \Rightarrow A_{t \min} = 0,003 \times 65S_t \Rightarrow A_{t \min} = 0,195S_t$$

❖ **Zone nodale:**

$$S_t \leq \min\left[\frac{h}{4}; 12\Phi; 30cm\right] \Rightarrow S_t \leq \min\left[\frac{20}{4}; 12 \times 1; 30cm\right] \Rightarrow S_t \leq 5cm$$

$$A_t = 0,125S_t < A_{t \min} = 0,195S_t$$

On prend:

$$A_t = 0,195S_t$$

$$\Rightarrow A_t = 0,195S_t \Rightarrow A_t = 0,98cm^2$$

$$\frac{A_t}{4} = \frac{0,98}{4} = 0,244cm^2 \quad \text{On prend: } \Phi 6 (0,28cm^2)$$

❖ **Zone courant:**

$$S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{20}{2} \Rightarrow S_t = 10cm$$

$S_t = 10cm$; et on adopte le même type des cadres ($\Phi 6$).

LES ESCALIERS

III.4.1. Définition:

Les escaliers sont des éléments qui permettant l'accès aux différents niveaux.

Le type d'escalier qu'on va étudier est un escalier qui se compose d'une paillasse et d'un palier droit.

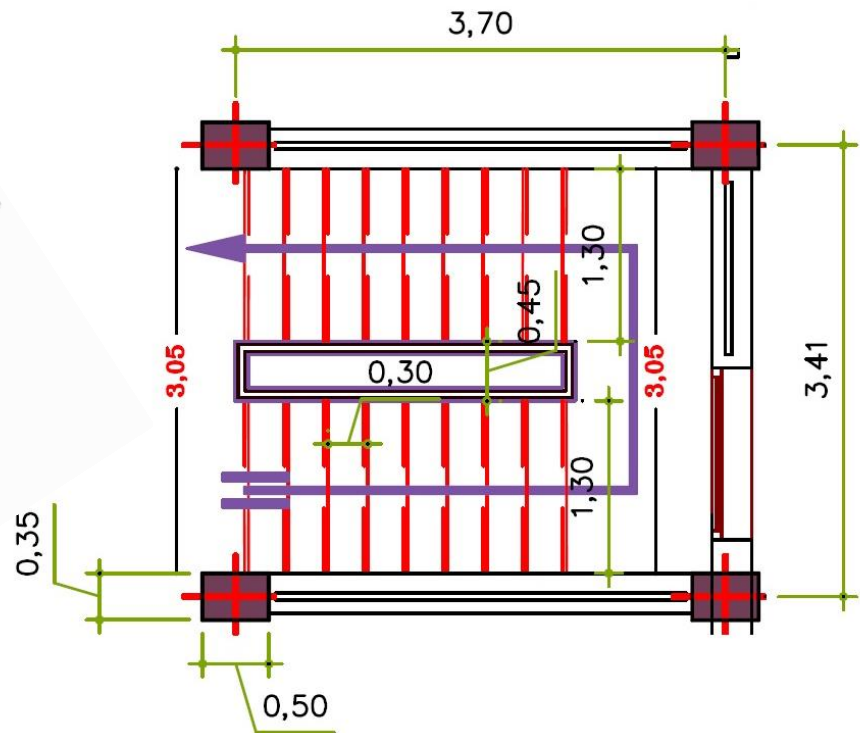


Figure III. 26 : Schéma statique d'escalier

Figure III. 27 : Vue en plan d'escalier

III.4.2. Première (1^{ère}) type :

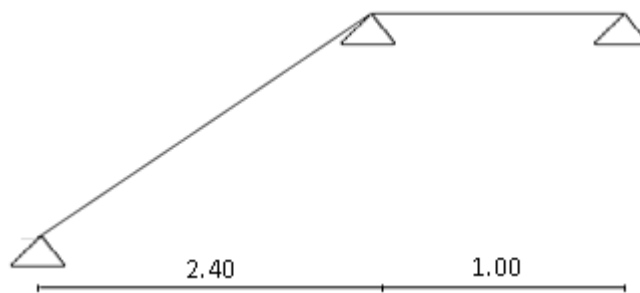


Figure III. 28 : Première (1^{ère}) type

❖ Paillasse: pour une bande de 01 m

$$G = 7.14 \text{ KN/m}^2 . = 1.14 * 1 = 7.14 \text{ KN/m}^2 .$$

$$Q = 2.50 \text{ KN/m}^2 . = 2.50 * 1 = 2.50 \text{ KN/m}^2 .$$

ELU :

$$q_{ul} = 1.35 + 1.5Q = 1.35 * 7.14 + 1.5(2.50) = 13.38 \text{ KN/m}$$

ELS :

$$q_{ser1} = G + Q = 7.14 + 2.50 = 9.64 \text{ KN/m}$$

❖ **Palier de repos :** pour une bande de 01 m

$$G = 4.97 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q = 2.50 \text{ KN/m}^2.$$

ELU :

$$q_{u2} = q_{u3} = 1.35 + 1.5Q = 1.35 * 4.97 + 1.5(2.50) = 10.45 \text{ KN/m}$$

$$q_{u2} = q_{u3} = 10.45 \text{ KN/m}$$

ELS :

$$q_{ser2} = q_{ser3} = G + Q = 4.97 + 2.50 = 7.47 \text{ KN/m}$$

$$q_{ser2} = q_{ser3} = 7.47 \text{ KN/m}$$

III.4.3. Calcule de la charge équivalente

ELU :

$$q_{ueq} = \frac{\sum q_{ui} \cdot L_i}{\sum L_i} = \frac{13.38 * 2.40 + 7.47 * 1.00}{2.4 + 1.00} = 11.64 \text{ KN/m}$$

$$q_{ueq} = 11.30 \text{ KN/m}$$

ELS :

$$q_{ser.eq} = \frac{\sum q_{seri} \cdot L_i}{\sum L_i} = \frac{9.64 * 2.40 + 7.47 * 1.00}{2.4 + 1.00} = 9.00 \text{ KN/m}$$

$$q_{ser.eq} = 9.00 \text{ KN/m}$$

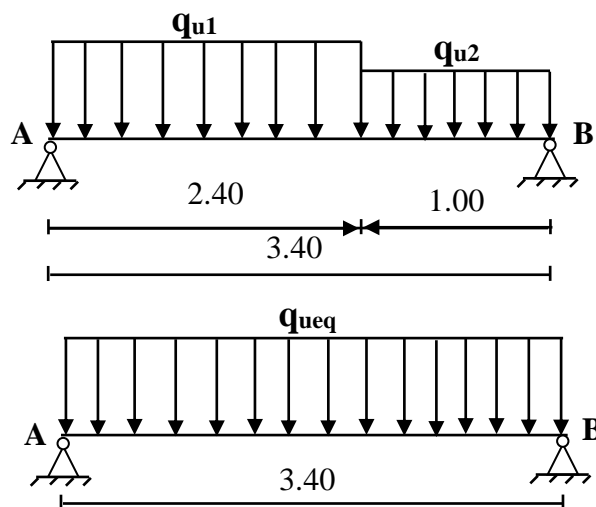


Figure III. 29 : Charge équivalente

❖ **Calcul statique à l'E.L.U :**

$$M_0 = q_{ueq} \frac{L^2}{8} = 11.64 \frac{3.40^2}{8} = 16.819 \text{KN.m}$$

$$M_t = 0.8M_0 = 0.8 * 16.819 = 13.455 \text{KN.m}$$

$$M_a = 0.2M_0 = 0.2 * 16.33 = 3.36 \text{KN.m}$$

❖ **Calcul statique à l'E.L.S :**

$$M_0 = q_{ueq} \frac{L^2}{8} = 9.00 \frac{3.40^2}{8} = 13.005 \text{KN.m}$$

$$M_t = 0.8M_0 = 0.8 * 13.005 = 10.404 \text{KN.m}$$

$$M_a = 0.2M_0 = 0.2 * 13.005 = 2.601 \text{KN.m}$$

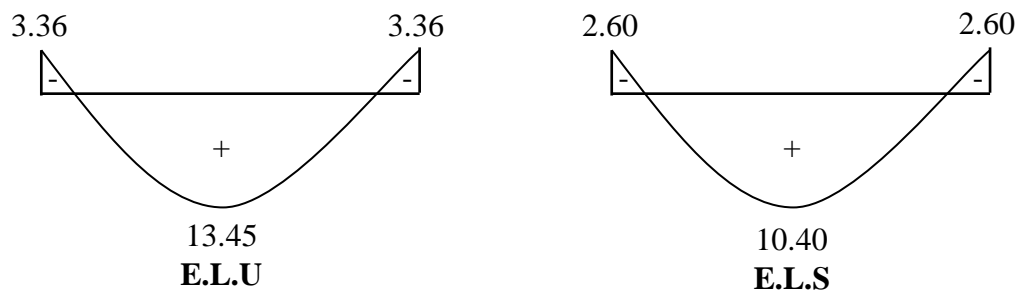


Figure III. 30 : Diagramme ELU et ELS

III.4.4. Calcul du ferrailage :

On a :

$$f_{t28} = 25 \text{MPa}$$

$$f_e = 400 \text{MPa}$$

$$f_{bu} = 14.16 \text{MPa}$$

- **Sollicitation** : en travée : $M_u = 13.45 \text{KN.m}$

sur appui : $M_u = 3.36 \text{KN.m}$

❖ **Etape de calcul :**

✓ **Moment réduit** :
$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{ub}}$$

Si : $\mu < 0.186$: l'état limite ultime est atteinte au pivot A

Si : $\mu > 0.186$: l'état limite ultime est atteinte au pivot B

✓ **Paramètre de déformation**

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

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

$$Z = \beta * d$$

✓ **Calcul de contrainte :**

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.826 \text{ MPa}$$

✓ **La section d'armature :**

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z * \sigma_{st}}$$

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{st \min} = \frac{0.23 * b * d}{f_e} f_{t28}$$

✓ **Armature de réparation :**

$$A_r = \frac{A_{adopté}}{4}$$

Ou: $f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} \Rightarrow f_{c28} = 0.6 + 0.06 * 25 = 2.1 \text{ MPa}$

Section	b(m)	d(m)	M _u	μ	α	β	Z	A _{stcal} (cm ²)	A _{stmin} (cm ²)	A _{adopté}	A _r (cm ²)	A _{r adp} (cm ²)
Travées	1.00	0,12	13.45	0,075	0.098	0.961	0.115	3.36	1.45	5T12 5.65	1.41	4T8 (2.04)
Appuis	1.00	0,12	3,36	0.019	0.024	0.990	0.119	0.08	1.45	5T12 5.65	0.63	4T8 (2.04)

Tableau III.17: Calcul de ferrailage d'escalier premier (1ere) type

$A'_s = 0$ (Dans tout les cas).

• **Ecartement des armatures de résistance :**

$$S_t \leq \min(3h; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(42; 33\text{cm})$$

On adopte: $S_t = 15 \text{ cm}$.

- **Ecartement des armatures de réparation :**

$$S_t \leq \min(4h; 45\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(56; 45\text{cm})$$

On adopte: $S_t = 20\text{ cm}$.

❖ Effort tranchant :

$$V = -q_{ueq}x + q_{ueq} \frac{L}{2} \quad L = 3.40\text{m}$$

$$V = -11.64x + 11.64 \frac{3.40}{2}$$

$$x = 0 \Rightarrow V = 19.78\text{KN}$$

$$x = 3.40 \Rightarrow V = -11.64(3.40) + 11.64 \frac{3.40}{2} = -19.796\text{KN}$$

$$V = -19.796\text{KN}$$

❖ Vérifications :

➤ Vérification de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u \max}{b * d} \leq \tau_u \lim \dots\dots\dots?$$

Pour des fissurations peu préjudiciable ; on a :

$$\tau_u \lim \leq \min \left\{ \frac{0.2 f_c 28}{\gamma_b} 5\text{MPa} \right\} \Rightarrow \tau_u \lim = 3.33\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{19.79 * 10^{-3}}{0.12 * 1} = 0.164\text{MPa}$$

$$\tau_u < \tau_u \lim \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

➤ Vérification à ELS :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} \dots\dots\dots?$$

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_c 28 = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K.y \quad \text{Avec: } K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$\text{Ou: } M_{ser} = 10.404\text{KN.m}$$

✓ **Position de l'axe neutre:**

$$by^2 + 30[A_s + A'_s]y - 30[dA_s + d' A'_s] = 0$$

Dont l'une solution positive est :

$$y = 15 \frac{A_s + A'_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{2b.d.A_s + d'.A'_s}{15(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right] \quad \begin{matrix} A_s = 5.65cm \\ et A'_s = 0 \end{matrix}$$

$$y = 15 \frac{5.65}{100} \left[\sqrt{1 + \frac{2 * 100 * 12 * 5.65}{15 * 5.65^2}} - 1 \right] \Rightarrow y = 3.74cm$$

✓ **Moment d'inertie:**

$$I = \left(\frac{by^3}{3} \right) + 15 \left[A_s (d - y)^2 + A'_s (y - d)^2 \right]$$

$$I = \left(\frac{100 * 3.74^3}{3} \right) + 15 \left[5.65 (12 - 3.74)^2 \right] = 7526.077 cm^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{10.404 * 10^{-3}}{7526.077 * 10^{-8}} = 138.240 MPa$$

$$\sigma_{bc} = K * y = 138.240 * 3.74 * 10^{-2} = 5.170 MPa$$

$$\sigma_{bc} = 5.170 MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

➤ **La déformation « la flèche » :**

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{14}{3.40} = 0.041 \geq \frac{13.45}{10 * 16.819} = 0.08 \dots \dots \dots \text{Non}$$

$$\frac{A_s}{b * d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{5.65}{100 * 12} = 0.005 \leq \frac{4.2}{400} = 0.011 \dots \dots \dots \text{OK}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{14}{3.40} = 0.041 \geq 0.063 \dots \dots \dots \text{Non}$$

Les conditions ne sont pas vérifiées ; donc il faut de calculer la flèche.

✓ **Calcul de la flèche :**

$$\Delta f_i = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

f_{gv} : La flèche de longeur durée à l'ensemble des charges permanente.

f_{ji} : La flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanente

f_{pi} : La flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanente et l'exploitation supportée.

f_{gi} : La flèche instantanée due aux charges permanente appliquée.

$$G_{eq} = \frac{G_{Paillasse} \times L_{paillasse} + G_{Pallier} \times L_{pallier}}{L_{paillasse} + L_{pallier}}$$

$$= \frac{7.14 * 2.40 + 4.97 * 1.00}{2.40 + 1.00} = 6.50 \text{ KN / m}$$

$$G_{eq} = 6.50 \text{ KN / m}$$

$$G_j = G_{eq} - G_{gardecores} = 6.50 - 0.1 = 6.40 \text{ KN / m}$$

$$P = G_{eq} + Q_{eq} = 6.50 + 2.5 = 9.00 \text{ KN / m}$$

On calcul :

M_{0j} : Moment due aux charges permanent avant mise en place le garde corps.

M_{0g} : Moment due aux charges permanent après mise en place le garde corps.

M_{0p} : Moment due aux charges totales.

$$M_{0j} = 0.8 \frac{G_j * L^2}{8} = 0.8 \frac{6.40 * 3.40^2}{8} = 7.39 \text{ KN.m}$$

$$M_{0g} = 0.8 \frac{G_j * L^2}{8} = 0.8 \frac{6.50 * 3.40^2}{8} = 7.51 \text{ KN.m}$$

$$M_{0p} = 0.8 \frac{G_j * L^2}{8} = 0.8 \frac{9.00 * 3.40^2}{8} = 10.40 \text{ KN.m}$$

✓ **Position de l'axe neutre** : $y = 3.74 \text{ cm}$

✓ **Moment d'inertie** : $I = 7526.077 \text{ cm}^4$

$$\rho = \frac{A_s}{b * d} = \frac{5.65}{100 * 12} = 0.005$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} = \frac{0.05 * 2.1}{0.005(2 + 3)} \Rightarrow \lambda_i = 4.2 \quad b = b_0$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = \frac{2}{5} * 4.2 \Rightarrow \lambda_v = 1.68$$

✓ *Les contraintes sur la section droite:*

$$\sigma_{sg} = \frac{15 M_{og}(d - y)}{I} = \frac{15 * 7.51 * (12 - 3.74)}{7526.08} = 123.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sj} = \frac{15 M_{oj}(d - y)}{I} = \frac{15 * 7.39 * (12 - 3.74)}{7526.08} = 121.65 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{15 M_{op}(d - y)}{I} = \frac{15 * 10.40 * (12 - 3.74)}{7526.08} = 171.21 \text{ MPa}$$

✓ *Calcul les coefficients μ :*

$$\mu_{sg} = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{(4 \rho \sigma_{sg}) + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 * 2.1}{(4 * 0.005 * 123.63) + 2.1} = 0.22$$

$$\mu_{sj} = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{(4 \rho \sigma_{sj}) + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 * 2.1}{(4 * 0.005 * 121.65) + 2.1} = 0.19$$

$$\mu_{sp} = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{(4 \rho \sigma_{sp}) + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 * 2.1}{(4 * 0.005 * 171.21) + 2.1} = 0.34$$

✓ *Calcul les inerties effectives :*

$$I_{gi} = \frac{1.1 * I}{1 + \lambda_i * \mu_{sg}} = \frac{1.1 * 7526.08}{1 + 4.2 * 0.22} = 4302.85 \text{ cm}^4$$

$$I_{ji} = \frac{1.1 * I}{1 + \lambda_i * \mu_{sj}} = \frac{1.1 * 7526.08}{1 + 4.2 * 0.19} = 4604.38 \text{ cm}^4$$

$$I_{pi} = \frac{1.1 * I}{1 + \lambda_i * \mu_{sp}} = \frac{1.1 * 7526.08}{1 + 4.2 * 0.34} = 3409.67 \text{ cm}^4$$

$$I_{gv} = \frac{1.1 * I}{1 + \lambda_v * \mu_{sp}} = \frac{1.1 * 7526.08}{1 + 1.68 * 0.22} = 6047.25 \text{ cm}^4$$

✓ *Calcul de la flèche :*

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.20 \text{ MPa}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.40 \text{MPa}$$

$$f_{gi} = \frac{M_{og} L^2}{10 E_i \cdot I_{gi}} = \frac{7.51 * 3.40^2 * 10^{-3}}{10 * 32164.20 * 4302.85 * 10^{-8}} = 0.0062 \text{m}$$

$$f_{ji} = \frac{M_{og} L^2}{10 E_i \cdot I_{ji}} = \frac{7.39 * 3.40^2 * 10^{-3}}{10 * 32164.20 * 4604.38 * 10^{-8}} = 0.0057 \text{m}$$

$$f_{pi} = \frac{M_{og} L^2}{10 E_i \cdot I_{pi}} = \frac{10.40 * 3.40^2 * 10^{-3}}{10 * 32164.20 * 3409.67 * 10^{-8}} = 0.0109 \text{m}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{og} L^2}{10 E_i \cdot I_{gv}} = \frac{7.51 * 3.40^2 * 10^{-3}}{10 * 10721.40 * 6047.25 * 10^{-8}} = 0.0132 \text{m}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \Rightarrow \Delta f_t = 0.0132 - 0.0057 + 0.0109 - 0.0062 = 0.0122 \text{m}$$

$$\Delta f_t = 0.0122 \text{m}$$

$$\Delta f_{adm} = \frac{L}{500} \quad (\text{si: } L < 5 \text{m})$$

$$\Delta f_{adm} = \frac{3.40}{500} = 0.0068 \text{m}$$

$$\Delta f_t = 0.0122 \text{m} \leq \Delta f_{adm} = 0.0068 \text{m} \dots \dots \dots \text{CNV.}$$

III.4.5. Deuxième (2^{ème}) type :

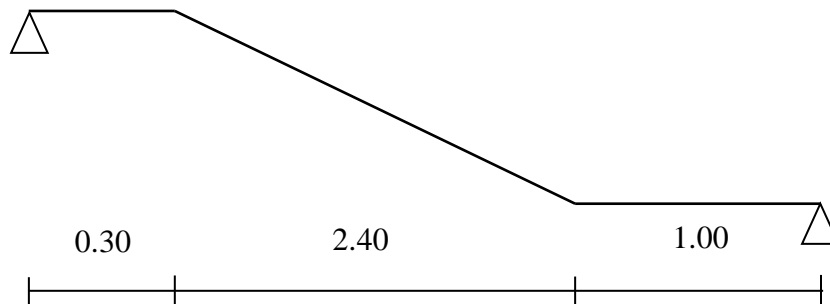


Figure III. 31 : Deuxième (2^{ème}) type

❖ **Paillasse :** pour une bande de 01 m

$$G = 7.14 \text{KN/m}^2 = 7.14 * 1 = 7.14 \text{KN/m}^2$$

$$Q = 2.50 \text{KN/m}^2 = 2.50 * 1 = 2.50 \text{KN/m}^2$$

ELU:

$$q_{u1} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 * 7.14 + 1.5 * 2.50 = 13.389 \text{ KN/m}$$

$$q_{u1} = 13.389 \text{ KN/m}$$

ELS :

$$q_{ser1} = G + Q = 7.14 + 2.5 = 9.64 \text{ KN/m}$$

$$q_{ser1} = 9.64 \text{ KN/m}$$

❖ **Palier de repos : pour une bande de 01 m**

$$G = 4.97 * 1 = 4.97 \text{ KN/m}$$

$$Q = 2.5 * 1 = 2.5 \text{ KN/m}$$

ELU:

$$q_{u2} = q_{u3} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 * 4.97 + 1.5 * 2.50 = 10.459 \text{ KN/m}$$

$$q_{u1} = q_{u3} 10.459 \text{ KN/m}$$

ELS :

$$q_{ser2} = q_{ser3} G + Q = 4.97 + 2.5 = 7.47 \text{ KN/m}$$

$$q_{ser2} = q_{ser3} = 7.47 \text{ KN/m}$$

III.4.6. Calcul de la charge équivalente :

$$ELU: q_{ueq} = \frac{\sum q_{ui} \cdot L_i}{\sum L_i} = \frac{13.389 * 2.40 + 10.49(1.00 + 0.30)}{2.4 + 1.00 + 0.3} = 12.35 \text{ KN / m}$$

$$ELS : q_{ueq} = \frac{\sum q_{seri} \cdot L_i}{\sum L_i} = \frac{9.64 * 2.4 + 7.47(1.00 + 0.3)}{2.4 + 1.00 + 0.3} = 8.87 \text{ KN / m}$$

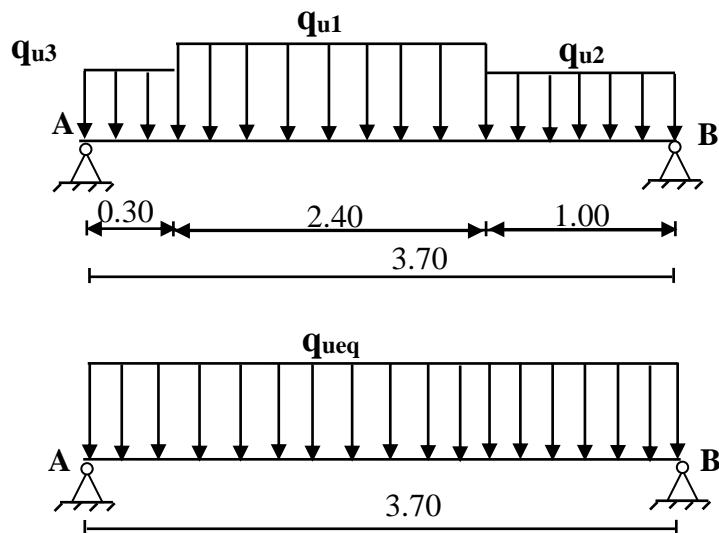


Figure III. 32 : Charge équivalente

❖ Calcul statique à l'ELU :

$$M_o = q_{ueq} \frac{L^2}{8} = 12.35 \frac{3.70^2}{8} = 21.13 \text{ KN/m}$$

$$M_t = 0.8M_o = 0.8 * 21.13 = 16.90 \text{ KN/m}$$

$$M_a = 0.2M_o = 0.2 * 21.13 = 4.22 \text{ KN/m}$$

❖ Calcul statique à l'ELS :

$$M_o = q_{ueq} \frac{L^2}{8} = 8.87 \frac{3.70^2}{8} = 15.17 \text{ KN/m}$$

$$M_t = 0.8M_o = 0.8 * 15.17 = 12.136 \text{ KN/m}$$

$$M_a = 0.2M_o = 0.2 * 15.17 = 3.03 \text{ KN/m}$$

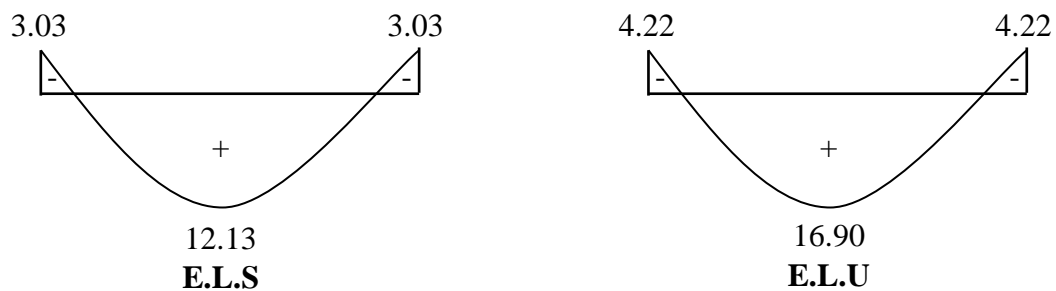


Figure III. 33 : Diagramme ELU et ELS

❖ Ferrailage :

On a :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}; f_e = 400 \text{ MPa}; f_{bu} = 14.16 \text{ MPa}$$

$$b = 100 \text{ cm}; h = 14 \text{ cm}; d = 12 \text{ cm}; c = 2 \text{ cm}$$

- Sollicitation : en travée : $M_u = 16.90 \text{ KN.m}$

Sur appui : $M_u = 4.22 \text{ KN.m}$

Section	b(m)	d(m)	M_u	μ	α	β	Z	$A_{st \text{ cal}}$ (cm^2)	$A_{st \text{ min}}$ (cm^2)	A_{adopt}	A_r (cm^2)	$A_{r \text{ adp}}$ (cm^2)
Travée	1.00	0.12	16.9 0	0.084	0.109	0.957	0.114	4.26	1.45	5T12 (5.65)	1.41	4T8 (2.04)
Appuis A-B	1.00	0.12	4.22	0.021	0.026	0.990	0.117	1.03	1.45	5T12 (5.51)	0.63	4T8 (2.04)

Tableau III.18: Calcul de ferrailage d'escalier deuxième type

$A'_s = 0$ (Dans tout les cas).

- **Ecartement des armatures de résistance :**

$$S_t \leq \min(3h; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(42; 33\text{cm})$$

On adapte : $S_t = 15\text{ cm}$.

- **Ecartement des armatures de réparation :**

$$S_t \leq \min(4h; 45\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(56; 45\text{cm})$$

On adapte : $S_t = 20\text{ cm}$.

❖ Effort tranchant :

$$V = -q_{ueq}x + q_{ueq} \frac{L}{2} \quad L = 3.70\text{ m.}$$

$$V = -12.35x + 12.35 \frac{3.70}{2}$$

$$x = 0 \Rightarrow V = 22.85\text{ KN}$$

$$x = 3.70 \Rightarrow V = -22.85\text{ KN}$$

❖ Vérifications :

- **Vérification de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{bxd} \leq \tau_{u\lim} \dots \dots \dots ?$$

Pour des fissurations peu préjudiciables on a:

$$\tau_{u\lim} \leq \min\left\{\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right\} \Rightarrow \tau_{u\lim} = 3,33\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{22,85 \times 10^{-3}}{0,12 \times 1} = \frac{0,022}{0,12} = 0,190\text{MPa}$$

$$\tau_u < \tau_{u\lim} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

- **Vérification à ELS:**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots ?$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = Ky \quad \text{Avec: } K = \frac{M_{ser}}{I}$$

Ou: $M_{ser} = 12.136$

✓ **Position de l'axe neutre :**

$$y = 15 \frac{A_s + A'_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{2b.d.A_s + d' A'_s}{15(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right] \quad \begin{array}{l} A_s = 5,65 \text{ cm} \\ A'_s = 0 \end{array}$$

$$y = 15 \frac{5,65}{100} \left[\sqrt{1 + \frac{2 \times 100 \times 12 \times 5,65}{15 \times 5,65^2}} - 1 \right] \Rightarrow y = 3,74 \text{ cm}$$

✓ **Moment d'inertie:**

$$I = \left(\frac{by^3}{3} \right) + 15 \left[A_s (d - y)^2 + A'_s (y - d)^2 \right]$$

$$I = \left(\frac{100 \times (3,74)^3}{3} \right) + 15 \left[5,65 (12 - 3,74)^2 \right] = 7526.077 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{12,136 \times 10^{-3}}{7526.077 \times 10^{-8}} = 160 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = 160 \times 3,74 \times 10^{-2} = 5,98 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,98 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

➤ **La déformation « la flèche »:**

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_t} \Rightarrow \frac{14}{3,70} = 0,037 \geq \frac{16,90}{21,13} = 0,08 \dots \dots \dots \text{OK}$$

$$\frac{A_s}{b.d} \leq \frac{4,20}{fe} \Rightarrow \frac{5,65}{100 \times 12} = 0,005 \leq \frac{4,20}{400} = 0,011 \dots \dots \dots \text{OK}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{14}{3,70} = 0,037 \geq 0,063 \dots \dots \dots \text{NON}$$

Donc il faut de calculer la flèche.

✓ **Calcul de la flèche :**

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

$$G_{eq} = \frac{G_{paillasse} \times L_{paillasse} + G_{palier} \times L_{palier}}{L_{paillasse} + L_{palier}}$$

$$= \frac{7.14 \times 2.4 + 4.97(1.00 + 0.3)}{2.4 + 1.00 + 0.3} = 6.37 \text{ KN/m}$$

$$G_j = G_{eq} - G_{gard.corps} = 6.37 - 0.1 = 6.27 \text{ KN/m}$$

$$P = G_{eq} - Q_{eq} = 6.37 - 2.5 = 8.87 \text{ KN/m}$$

$$M_{oj} = 0.8 \frac{G_j \cdot L^2}{8} = 0.8 \frac{6.27 \times 3.70^2}{8} = 8.58 \text{ KN.m}$$

$$M_{og} = 0.8 \frac{G_j \cdot L^2}{8} = 0.8 \frac{6.37 \times 3.70^2}{8} = 8.72 \text{ KN.m}$$

$$M_{op} = 0.8 \frac{G_j \cdot L^2}{8} = 0.8 \frac{8.87 \times 3.70^2}{8} = 12.14 \text{ KN.m}$$

✓ **Position de l'axe neutre :** $y = 3.74 \text{ cm}$

✓ **Moment d'inertie :** $I = 7526.077 \text{ cm}^4$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{5.65}{100 \cdot 12} = 0.005$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right)} = \frac{0.05 \cdot 2.1}{0.005(2 + 3)} \Rightarrow \lambda_i = 4.2 \quad b = b_0$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = \frac{2}{5} \cdot 4.2 \Rightarrow \lambda_v = 1.68$$

✓ **Les contraintes sur la section droite:**

$$\sigma_{sg} = \frac{15 M_{og}(d - y)}{I} = \frac{15 \cdot 8.72 \cdot (12 - 3.74)}{7526.08} = 143.55 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sj} = \frac{15 M_{oj}(d - y)}{I} = \frac{15 \cdot 8.58 \cdot (12 - 3.74)}{7526.08} = 141.25 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{15 M_{op}(d - y)}{I} = \frac{15 \cdot 12.14 \cdot (12 - 3.74)}{7526.08} = 199.85 \text{ MPa}$$

✓ Calcul des coefficients μ :

$$\mu_{sg} = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{(4\rho\sigma_{sg}) + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 * 2.1}{(4 * 0.005 * 143.55) + 2.1} = 0.27$$

$$\mu_{sj} = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{(4\rho\sigma_{sj}) + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 * 2.1}{(4 * 0.005 * 141.25) + 2.1} = 0.26$$

$$\mu_{sp} = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{(4\rho\sigma_{sj}) + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 * 2.1}{(4 * 0.005 * 199.85) + 2.1} = 0.40$$

✓ Calcul des inerties effectives :

$$I_{gi} = 1.1 \frac{I_o}{1 + \lambda_i \mu_{sg}} = 1.1 \frac{7526.08}{1 + 4.2 * 0.27} = 3879.42 \text{ cm}^4.$$

$$I_{ij} = 1.1 \frac{I_o}{1 + \lambda_i \mu_{sj}} = 1.1 \frac{7526.08}{1 + 4.2 * 0.26} = 3957.30 \text{ cm}^4.$$

$$I_{pi} = 1.1 \frac{I_o}{1 + \lambda_i \mu_{sp}} = 1.1 \frac{7526.08}{1 + 4.2 * 0.4} = 3089.06 \text{ cm}^4.$$

$$I_{gv} = 1.1 \frac{I_o}{1 + \lambda_v \mu_{sp}} = 1.1 \frac{7526.08}{1 + 1.68 * 0.27} = 5697.64 \text{ cm}^4.$$

✓ Calcul de la flèche :

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.20 \text{ MPa}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.40 \text{ MPa}$$

$$f_{gi} = \frac{M_{og} L^2}{10 E_i \cdot I_{gi}} = \frac{8.72 * 3.70^2 * 10^{-3}}{10 * 32164.20 * 3879.42 * 10^{-8}} = 0.00956 \text{ m}$$

$$f_{ji} = \frac{M_{og} L^2}{10 E_i \cdot I_{ji}} = \frac{8.58 * 3.70^2 * 10^{-3}}{10 * 32164.20 * 3957.30 * 10^{-8}} = 0.00922 \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{M_{og} L^2}{10 E_i \cdot I_{pi}} = \frac{12.14 * 3.70^2 * 10^{-3}}{10 * 32164.20 * 3089.06 * 10^{-8}} = 0.01672 \text{ m}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{og} L^2}{10 E_i \cdot I_{gv}} = \frac{8.72 * 3.70^2 * 10^{-3}}{10 * 10721.40 * 5697.65 * 10^{-8}} = 0.01954m$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \Rightarrow \Delta f_t = 0.01954 - 0.00922 + 0.01672 - 0.00956 = 0.01748m$$

$$\Delta f_t = 0.01748m$$

$$\Delta f_{adm} = \frac{L}{500} \quad \text{Ou: } (L < 5m)$$

$$\Delta f_{adm} = \frac{3.70}{500} = 0.0074m$$

$$\Delta f_{adm} = 0.0074m \leq \Delta f_t = 0.01748m \dots \dots \dots CV.$$

III.4.7. Etude de la poutre palière : (30x30) cm²

La poutre palière soumise à la flexion simple et à la traction.

❖ **Descente de charge sur la poutre :**

- Poids de la poutre : $0.3 \times 0.3 \times 25 = 2.25 \text{ KN/m}$

- Mur extérieur : $G = 2.89 \text{ KN/m}^2$

Pour un hauteur de : $3.06 - 0.3 = 2.76$

G sera égale à : $2.89 \times 2.76 = 7.97 \text{ KN/m}$.

$V_u = 24.89 \text{ Kn}$: l'effort tranchant sur la poutre due à l'escalier.

Pour une bande de 1m : $V_u = 24.89 \text{ KN/m}$.

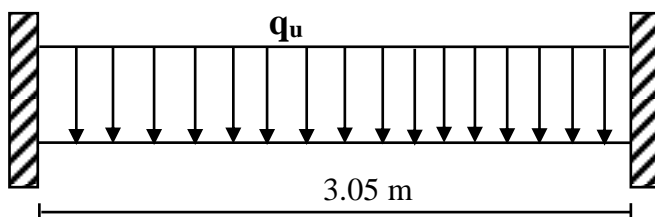


Figure III.34: Poutre palière

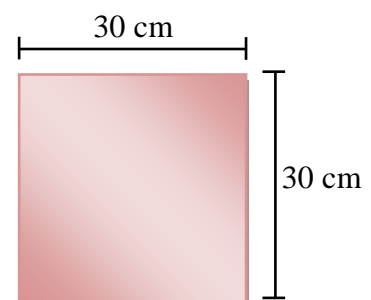


Figure III.35. Section de la poutre palière

❖ **L'étude de la poutre à la flexion :**

$$ELU : q_u = 1.35(2.25 + 7.97) + 22.85$$

$$q_u = 36.64 \text{ KN/m}$$

$$ELS : q_{ser} = (2.25 + 7.97) + \frac{q_{ser} \cdot L}{2} = (2.25 + 7.97) + \frac{8.87 \times 3.70}{2} = 26.62 \text{ KN/m}$$

$$q_{ser} = 26.62 \text{ KN/m}$$

➤ **Calcul statique à l'ELU :**

- Le moment sur l'appui égale : $q_u \frac{L^2}{12}$

$$M_A = M_B = q_u \frac{L^2}{12} = 36.64 \times \frac{3.05^2}{12} = 28.40 \text{ KN.m}$$

- Le moment sur travée égale : $q_u \frac{L^2}{24}$

$$M_t = q_u \frac{L^2}{24} = 36.64 \times \frac{3.05^2}{24} = 14.20 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul statique à l'ELS :**

- Le moment sur l'appui égale : $q_{ser} \frac{L^2}{12}$

$$M_A = M_B = q_{ser} \frac{L^2}{12} = 26.62 \times \frac{3.05^2}{12} = 20.63 \text{ KN.m}$$

- Le moment sur travée égale : $q_{ser} \frac{L^2}{24}$

$$M_t = q_{ser} \frac{L^2}{24} = 26.62 \times \frac{3.05^2}{24} = 10.31 \text{ KN.m}$$

❖ **Ferraillage :**

On a :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}; f_e = 400 \text{ MPa}; f_{bu} = 14.16 \text{ MPa}$$

$$b = 30 \text{ cm}; h = 30 \text{ cm}; d = 27 \text{ cm}$$

➤ **Etape de calcul :**

✓ **Moment réduit :** $\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{ub}}$

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

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

$$Z = \beta * d$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.826 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z * \sigma_{st}} \quad A_{st \text{ min}} = \frac{0.23 * b * d}{f_e} f_{t28}$$

Section	b(m)	d(m)	M _u	μ	α	β	Z	A _{st cal} (cm ²)	A _{st min} (cm ²)
Travée	0.3	0.27	14.20	0.047	0.06	0.976	0.263	1.55	0.98
Appuis A-B	0.3	0.27	28.40	0.094	0.123	0.950	0.256	3.10	0.98

Tableau III.19: Calcul de ferrailage de la poutre palière

➤ Vérification de cisaillement :

$$V_{u \text{ max}} = \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{36.64 \times 3.05}{2} = 55.876 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{u \text{ max}}}{b * d} \leq \tau_u \text{ lim} \dots\dots\dots?$$

Pour des fissurations peu préjudiciable ; on a :

$$\tau_u \text{ lim} \leq \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} 5 \text{ MPa} \right\} \Rightarrow \tau_u \text{ lim} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{55.87 * 10^{-3}}{0.3 * 0.27} = 0.689 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \tau_u \text{ lim} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

➤ Etude de la poutre sous l'effet de la torsion :

D'après le BEAL 91 ; on remplace la section réel (pleine) par une section creuse

équivalente d'épaisseur $b_o = \frac{a}{6}$

a : plus petit diamètre du cercle inscrit dans le contour extérieur.

➤ Armature longitudinale :

$$T_{u \text{ max}} = \frac{m_t \cdot L}{2}$$

m_t: moment de torsion répartie est égale au moment sur appui (poutre palière) due à l'étude d'escalier.

$$m_t = 0.2 \left[q_{u.eq} \frac{L^2}{8} \right]$$

$$\Rightarrow m_t = 0.2 \left[12.60 \frac{3.95^2}{8} \right] = 4.91 \text{KN.m/ml}$$

Pour une bande de 1m

$$\Rightarrow m_t = 4.91 \text{KN.m/ml}$$

$$T_{u.max} = \frac{4.91 \times 2.5}{2} = 6.14 \text{KN.m}$$

$$A_t = \frac{T_{u.max} \cdot U}{2 \cdot \Omega \sigma_{st}}$$

Où Ω : air de la section creuse.

Et U : périmètre de Ω .

$$\Omega = (b - b_o)(h - h_o) = (30 - 5)(30 - 5) = 625 \text{cm}^4$$

$$U = 2[25 + 25] = 100 \text{cm}$$

$$A_t = \frac{6.14 \times 1}{2 \times 625 \times 10^{-4} \times 347.826 \times 10^3} = 1.41 \text{cm}^4$$

➤ **Compte tenue des aciers de flexion :**

- **Sur travée :** $A = A_{tor} + A_{flexion} = 1.41 + 1.08 = 2.49 \text{cm}^2$

On prend : 3T14 (4.62 cm²).

- **Sur appuis :** $A = A_{tor} + A_{flexion} = 1.41 + 2.19 = 3.60 \text{cm}^2$

On prend : 3T14 (4.62 cm²).

➤ **Armature transversales : (BEAL 91)**

✓ **Diamètre :** $\phi \leq \min\left(\frac{h}{30}; \theta_L; \frac{b}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min\left(\frac{300}{35}; 14; \frac{300}{10}\right)$

$$\Rightarrow \phi_t \leq (8.57; 14; 30)$$

On prend: $\phi_t = 8 \text{mm}$

✓ **Espacement :** $S_t \leq \min(09d; 40 \text{cm}) \Rightarrow S_t \leq (24.3; 40 \text{cm})$

On prend: $S_t \leq 20 \text{cm}$

Selon RPA P 53 art 7.5.2.2 :

✓ **Zone nodale :** $l' = 2h = 2 \times 30 = 60 \text{cm}$

$$S \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\theta_L\right) \Rightarrow S \leq \min\left(\frac{30}{4}; 121.4\right) \Rightarrow S \leq \min(7.5; 16.8 \text{cm})$$

Choix : $S = 7 \text{cm}$

$$\text{Zone courant : } S' \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S' \leq \frac{30}{2} \Rightarrow S' \leq 15 \text{cm}$$

➤ **Vérification de la flèche:**

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_o} \Rightarrow \frac{30}{250} = 0.12 \geq \frac{9.95}{10 \times 29.85} = 0.033 \dots \text{CV}$$

$$\frac{A_s}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{4.60}{30 \times 27} = 0.006 \leq \frac{4.2}{400} = 0.011 \dots \text{CV}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{16} \Rightarrow \frac{30}{250} = 0.12 \geq 0.062 \dots \text{CV}$$

➤ **Vérification à ELS :**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} \dots ?$$

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

$$\sigma_{bc} = K.y \quad \text{Avec: } K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$\text{Ou: } M_{ser} = 14.46 \text{KN.m}$$

✓ **Position de l'axe neutre :**

$$by^2 + 30[A_s + A'_s]y - 30[dA_s + d'A'_s] = 0$$

Dont l'une solution positive est :

$$y = 15 \frac{A_s + A'_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{2.b.d.A_s + d'.A'_s}{15(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

$$A_s = 4.62 \text{cm}^2$$

$$A'_s = 0$$

$$y = 15 \frac{4.62}{30} \left[\sqrt{1 + \frac{2 \times 30 \times 27 \times 4.62}{15 \times 4.62^2}} - 1 \right] \Rightarrow y = 9.10 \text{ cm}$$

✓ *Moment d'inertie:*

$$I = \left(\frac{by^3}{3} \right) + 15 \left[A_s (d - y)^2 + A'_s (y - d)^2 \right]$$

$$I = \left(\frac{30 \times (9.10)^3}{3} \right) + 15 \left[4.64 (27 - 9.10)^2 \right] = 9016.00 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{14.46 \times 10^{-3}}{9016 \times 10^{-8}} = 160.38 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = 160.38 \times 9.10 \times 10^{-2} = 14.59 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 14.59 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots CV$$

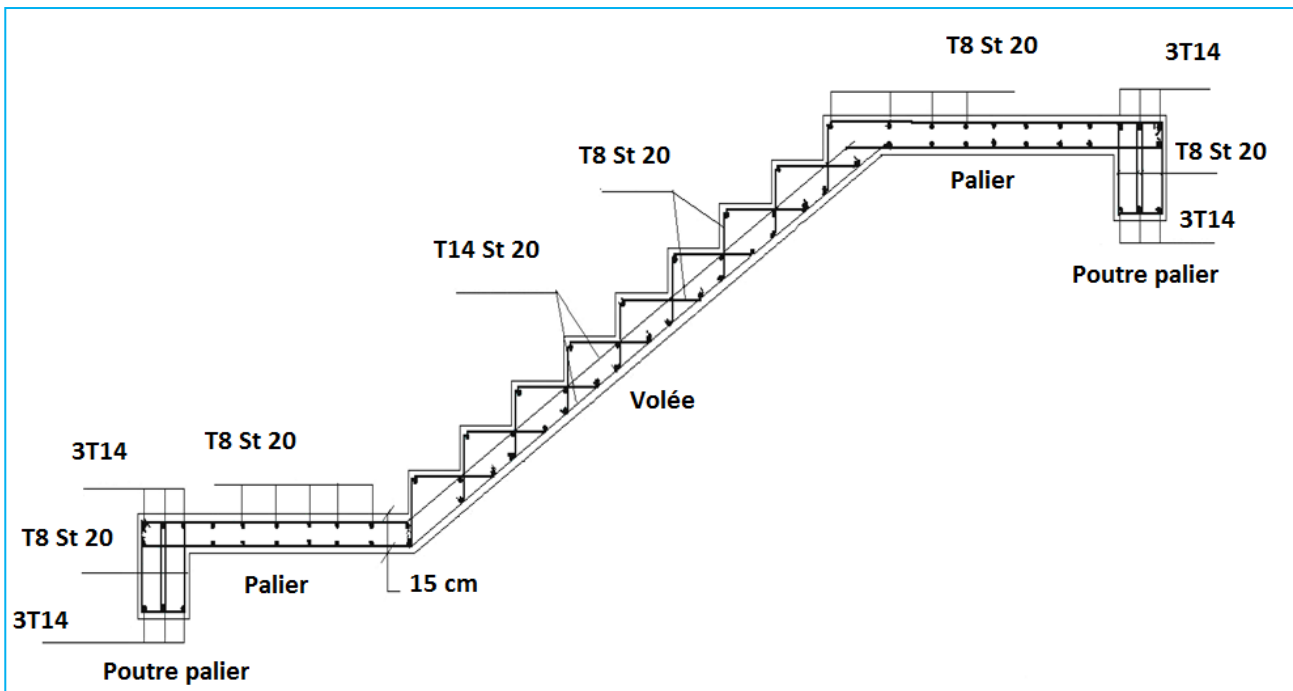


Figure III-36 : Schéma Ferrailage d'escalier



CHAPITRE IV

ETUDE SISMIQUE

ETUDE SISMIQUE**IV.1. Introduction :**

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs de différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignant la surface du sol.

Les vibrations du sol (horizontales et verticales) provoquées par le passage des ondes sismiques entraînent les constructions dans leurs mouvements. Les déplacements à la base de la construction provoquée par ces dernières engendrent des forces d'inertie qui sont proportionnelles au poids de la construction. Il est donc nécessaire de construire des structures résistantes aux séismes en zone sismique.

C'est pour cela que l'application du règlement parasismique algérien actuel - RPA99 version 2003 - qui concerne le calcul des charges sismiques et les dispositions constructives sont obligatoires pour toutes les constructions abritant des personnes, situées dans toutes les zones.

IV.2. Objectif de l'étude dynamique :

L'objectif de l'étude dynamique d'une structure est des déterminations des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ces vibrations. Et des dimensionnement des éléments de résistance afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

IV.3. Méthodes de calcul :

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques, ce calcul peut être mené par les trois méthodes qui sont :

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

IV.3.1. Pourquoi le robot structure analyses ?

Nous avons fait appel au logiciel (Robot Structures Analyses) pour déterminer :

- *Les périodes propres.*

- Les coefficients de participation modale α_i .
- Les déplacements des planchers.
- Les forces sismiques.

Ce système, qui est basé sur la méthode des éléments finis, possède plusieurs caractéristiques qui facilitent le travail de l'ingénieur :

- Il donne plusieurs possibilités de création du modèle.
- Il calcule automatiquement le centre de gravité et le centre d'inertie de chaque niveau ainsi que le poids total de la structure.
- Contient une instruction qui détermine les erreurs et spécifie leur position.
- Il permet un affichage des résultats sous forme de tableaux et de graphes bien détaillés.

IV.3.2. Étapes de modélisation :

Le mode opératoire du Robot peut se diviser en quatre étapes:

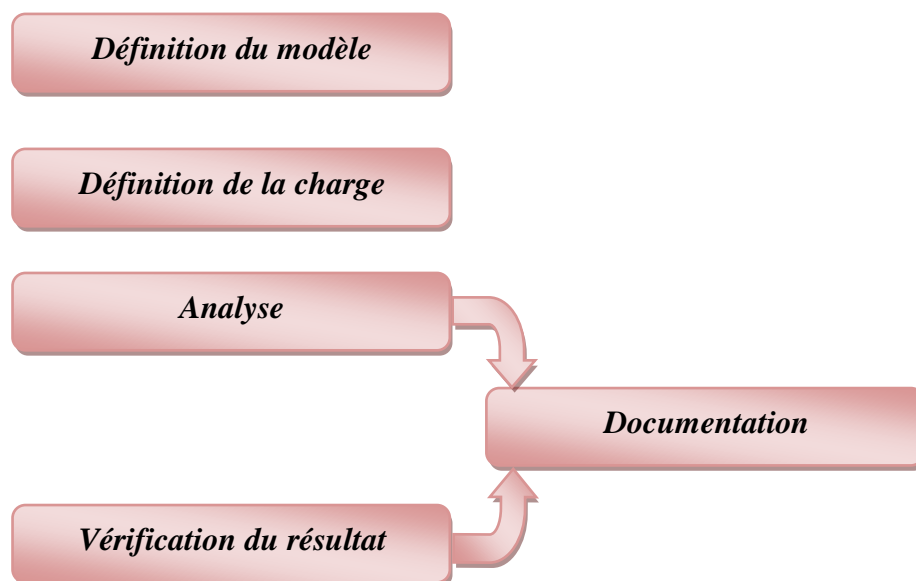


Figure IV -1 : Étapes de la modélisation d'une structure par logiciel robot structural analyses.

1. Définition du modèle de la structure :

- Choix de type de la structure : Pour notre cas, Il s'agit d'un bâtiment.
- Configuration de préférence de l'affaire pour définir les différents paramètres tels que les matériaux, unités et normes de l'affaire.
- Lignes de construction.
- Définir les sections transversales.

- Affectation des sections transversales.
- Création des éléments plaques et coques.
- Définition des degrés de liberté des nœuds de la base.
- Définition des étages.

2. Définition des Charges de la structure :

- Définition des cas de charges.
- Définition des valeurs de charges.

3. Définition des options de calcul :

Durant cette étape on choisit les options de calcul à savoir le type d'analyse (modale et sismique), et on introduit le nombre de modes de vibration pour l'analyse modale et les valeurs des paramètres du RPA99 version 2003 pour l'analyse sismique.

Ensuite, on introduit les combinaisons de charges en fonction du type de structure, et pour terminer le logiciel propose un module de vérification du modèle de points de vue de la méthode des éléments finis qui sert à détecter les erreurs éventuelles de modélisation.

4. Exploitation des résultats:

Cette dernière partie concerne le traitement des résultats fournis par le logiciel.

IV.4. Données de l'ouvrage :

Notre ouvrage étant un bâtiment :

- A usage administration, implanté dans la wilaya de Khenchela (**Zone I**).
- Ayant une hauteur totale de 18.36 m, il sera classé au groupe d'usage **2**.
- La catégorie du site est **S3** (site meuble).

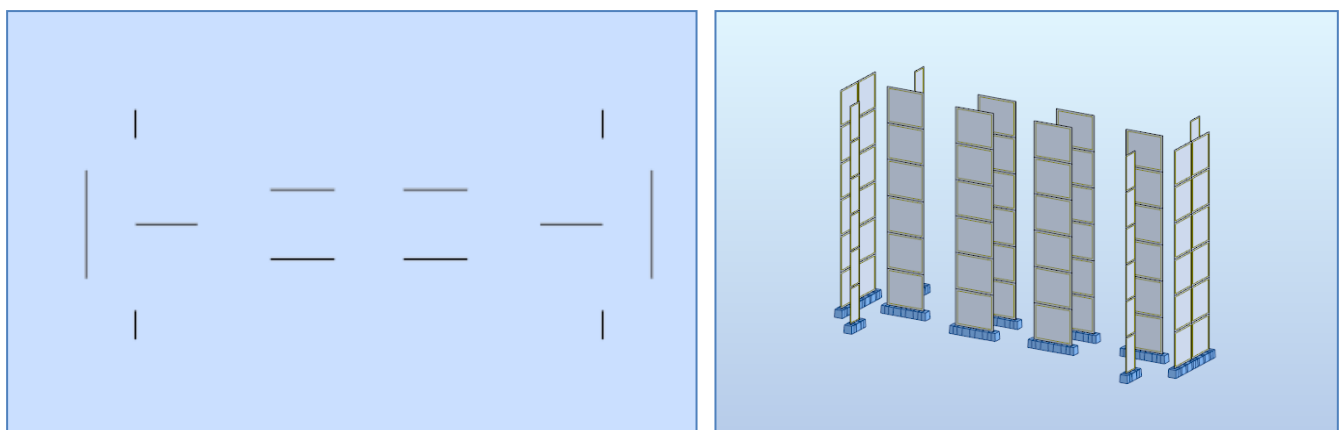


Figure IV-2 : La disposition des voiles de contreventement.

Cas	Mode	Période (sec)	Masses Cumulées UX (%)	Masses Cumulées UY (%)	Masses Modale UX (%)	Masses Modale UY (%)	Tot.mas.UX (Kg)	Tot.mas.UY (Kg)
3	1	0.42	0.01	70.81	0.01	70.81	2676090.97	2676090.97
3	2	0.40	68.94	70.82	68.93	0.01	2676090.97	2676090.97
3	3	0.32	69.14	70.82	0.20	0.00	2676090.97	2676090.97
3	4	0.11	69.14	88.43	0.00	17.61	2676090.97	2676090.97
3	5	0.09	88.13	88.43	18.98	0.00	2676090.97	2676090.97
3	6	0.08	88.13	88.43	0.00	0.00	2676090.97	2676090.97
3	7	0.05	88.13	94.41	0.00	5.98	2676090.97	2676090.97
3	8	0.04	94.40	94.41	6.27	0.00	2676090.97	2676090.97
3	9	0.04	94.40	94.41	0.00	0.00	2676090.97	2676090.97
3	10	0.03	94.40	96.93	0.00	2.52	2676090.97	2676090.97

Tableau IV-1 : Périodes et facteurs de participation modale.

Mode (1) :

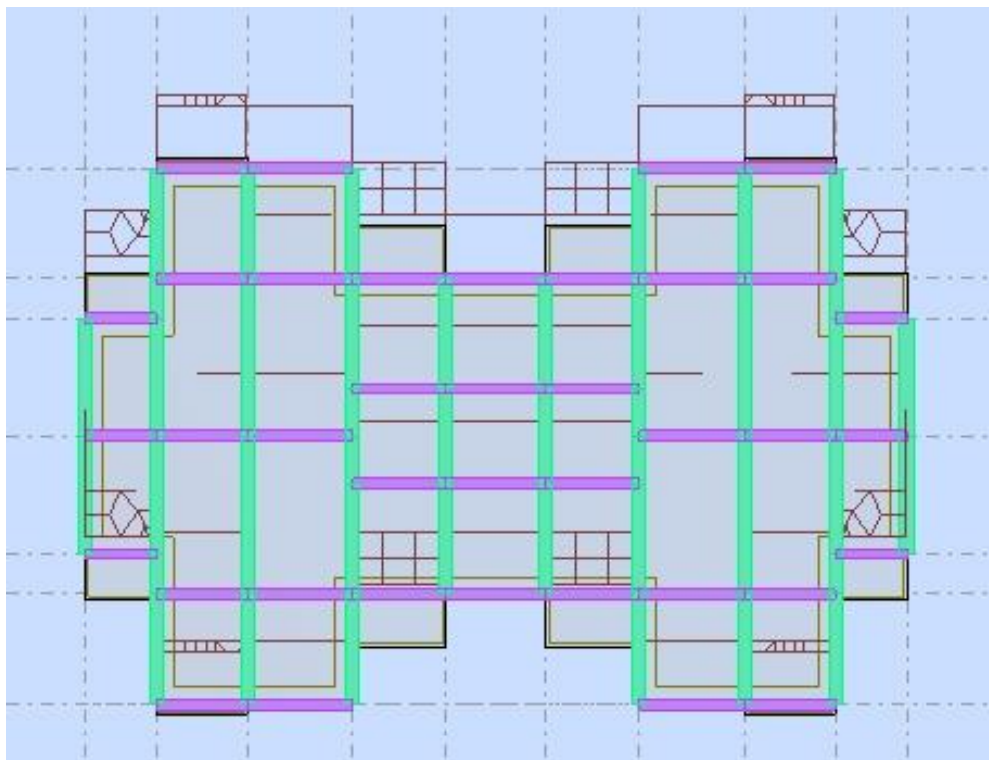


Figure IV-3: Mode 1 2D.

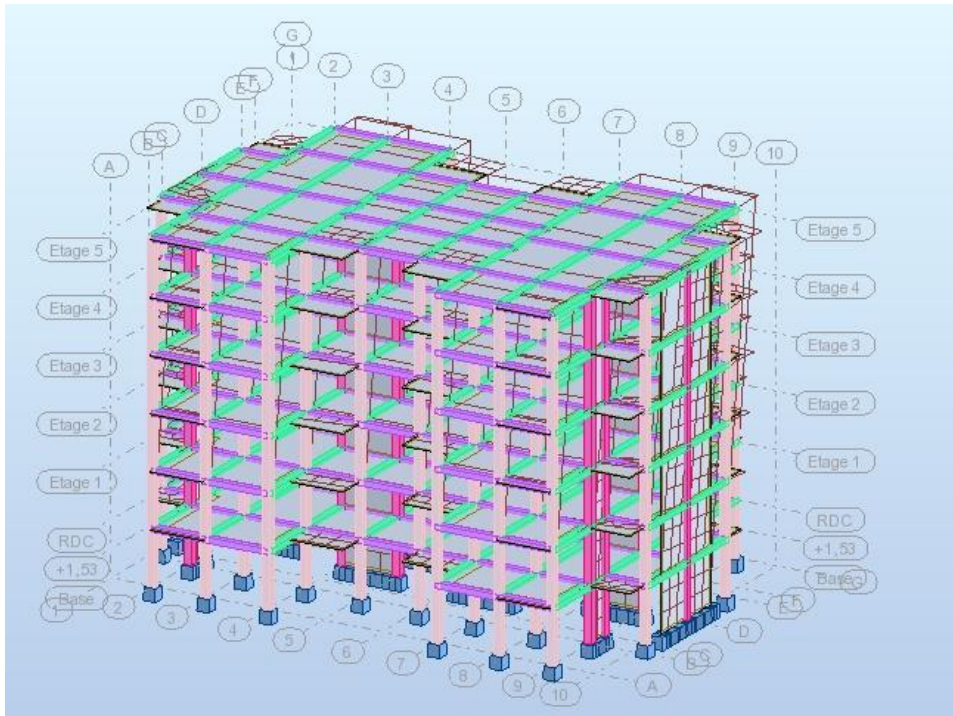


Figure IV-4 : Mode 1 3D.

Mode (2) :

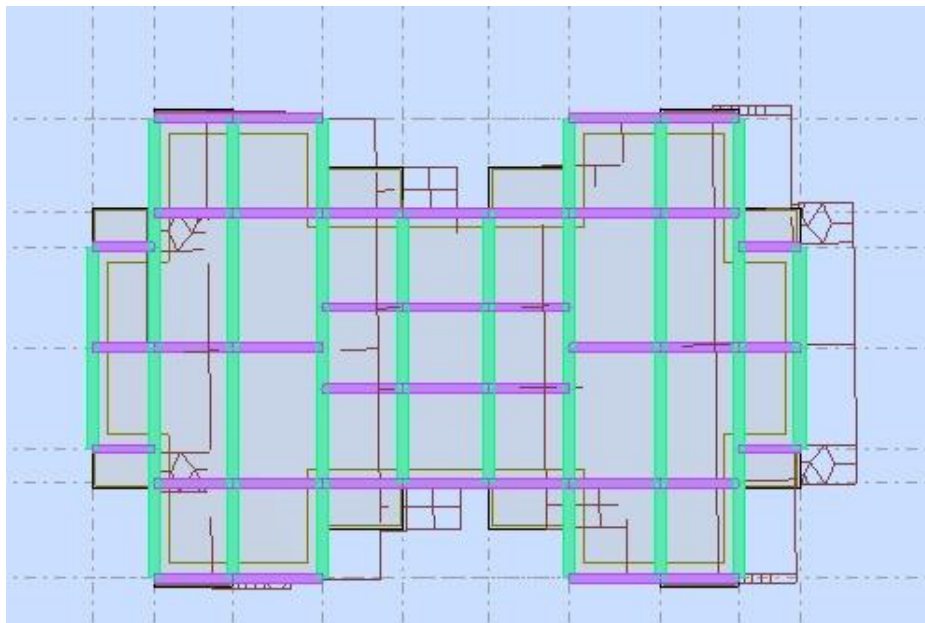


Figure IV-5 : Mode 2 2D.

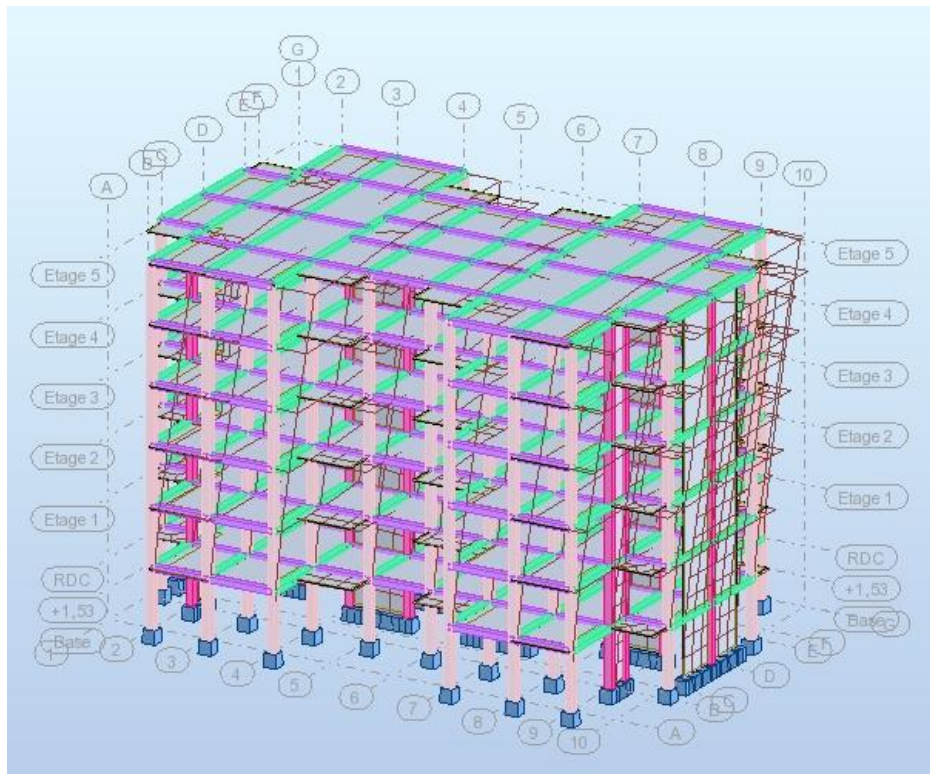


Figure IV-6 : Mode 2 3D.

Mode 3 :

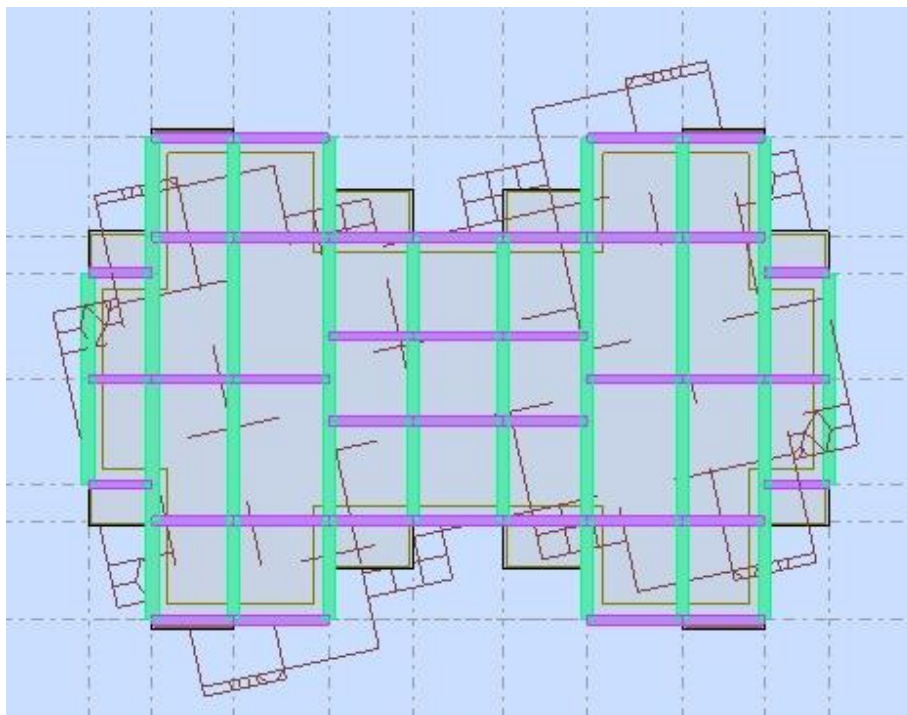


Figure IV-7 : Mode 3 2D.

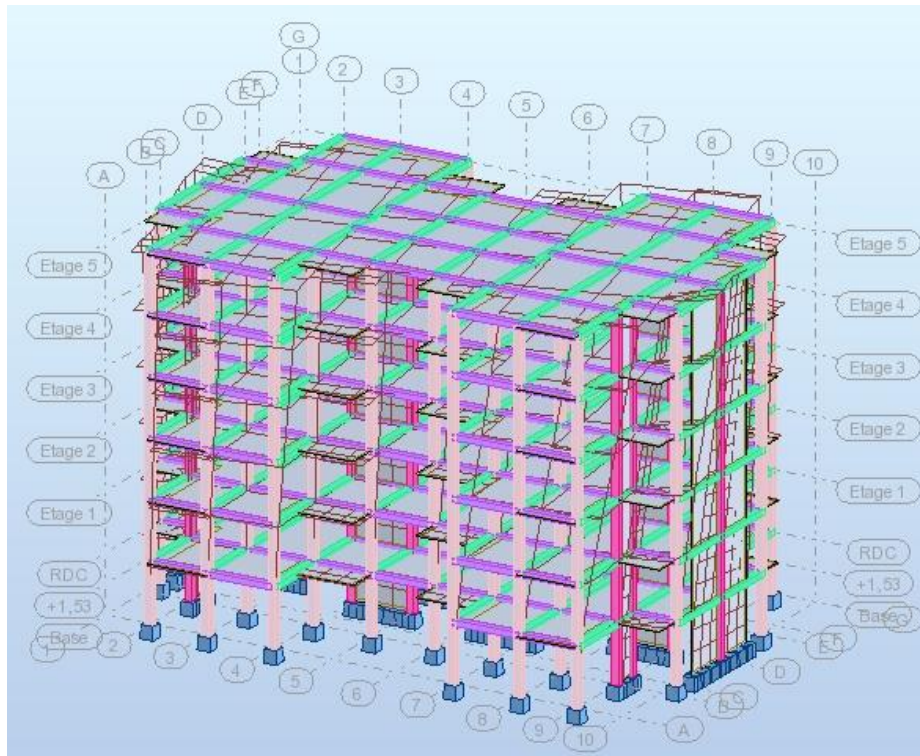


Figure IV-8 : Mode 3 3D.

IV.4.1. Vérification de la période :

D'après RPA99/V2003 article 4.2.4, la valeur de T_{dyn} calculée par la méthode numérique ne doit pas dépasser la valeur T estimée par les méthodes empiriques appropriées de plus de 30%.

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4} ; \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

Avec:

- 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 4-6 du RPA99/version2003.
- D : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$T_{X,Y} = 0,44 \text{ sec}$

- Pour le sens longitudinal :

$H_N = 18.36 \text{ m}$, $d = 27.65 \text{ m}$, $C_T = 0,05$

Donc : $T_x = 0.31 \text{ sec}$

- Pour le sens transversal

$H_N = 18.36 \text{ m}$, $d = 18.00 \text{ m}$, $C_T = 0.05$

Donc $T_y = 0,39 \text{ sec}$

Nous avons:

$$\left. \begin{aligned} 1.3 \times T_x &= 1.3 \times 0.31 = 0.41 \text{ sec} \geq T_{\text{dyn}, x} = 0.40 \text{ sec.} \\ 1.3 \times T_y &= 1.3 \times 0.39 = 0.51 \text{ sec} \geq T_{\text{dyn}, y} = 0.42 \text{ sec.} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

IV.4.2. Vérification de L'excentricité :

A- L'excentricité théorique :

L'excentricité est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion, donnée par les formules suivantes :

$$\begin{aligned} e_{xth} &= X_{cm} - X_{cr} & e_{xacc} &= 5\% * L_x & e_x &= \text{Max} (e_{xth} , e_{xacc}) \\ e_{yth} &= Y_{cm} - Y_{cr} & e_{yacc} &= 5\% * L_y & e_y &= \text{Max} (e_{yth} , e_{yacc}) \end{aligned}$$

Avec:

- e_{xth} : excentricité théorique suivent x.
- e_{yth} : excentricité théorique suivent y.
- e_{xacc} ; e_{yacc} : excentricité accidentelle suivent x et y respectivement.

On doit avoir :

- $e_x \leq 0,15 L_x$
- $e_y \leq 0,15 L_y$

Niveaux	$e_{xth} (m)$	$e_{yth} (m)$	$e_{xacc} (m)$	$e_{yacc} (m)$	$e_x (m)$	$e_y (m)$
RDC	0.00	0.11	1.38	0.94	1.38	0.94
Etage 1	0.00	0.11	1.38	0.94	1.38	0.94
Etage 2	0.00	0.10	1.38	0.94	1.38	0.94
Etage 3	0.00	0.10	1.38	0.94	1.38	0.94
Etage 4	0.00	0.10	1.38	0.94	1.38	0.94
Etage 5	0.00	0.00	1.38	0.94	1.38	0.94

$L_x (m)$	$0.15 L_x (m)$	$L_y (m)$	$0.15 L_y (m)$	$e_x < 0.15 L_x$	$e_y < 0.15 L_y$
27.65	4.15	18.00	2.70	Vérifiée	Vérifiée
	4.15		2.70	Vérifiée	Vérifiée
	4.15		2.70	Vérifiée	Vérifiée
	4.15		2.70	Vérifiée	Vérifiée
	4.15		2.70	Vérifiée	Vérifiée
	4.15		2.70	Vérifiée	Vérifiée

Tableau IV-2 : Les résultats des différents centres de gravité et de rigidité.

IV.4.3. Calcul de l'action sismique :

Vérification de la résultante des forces sismiques par rapport à la méthode statique équivalente :

Selon RPA99/version2003 (art 4.3.6) :

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 sismique déterminée par la méthode statique équivalent V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t \leq 0,80 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, ...) dans le rapport $0.8V/V_t$.

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

- **Le pourcentage d'amortissement** : $\zeta=7\% \Rightarrow \eta = 0,88 > 0,7$
- **Le coefficient d'accélération** : $A = 0.10$ (tableau 4.1 RPA99/version2003).
- **Le coefficient de comportement** : $R = 3,5$ (voiles porteurs, tableau 4.3 RPA99/version2003) :

Groupe	ZONE			
	I	IIa	IIb	III
1 A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Tableau IV-3 : Coefficient d'accélération de zone A.

Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé :

Le système est constitué de voiles uniquement ou des voiles et des portiques. Dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

Cat	Description du système de contreventement (Voir chapitre III § 3.4)	Valeur de R
A	Béton armé	
1a	Portique auto- stable sans remplissage en maçonnerie rigide	0.5
1b	Portiques auto-stables avec remplissages en maçonnerie rigide	3.5
2	Voiles porteurs	3.5
3	Noyau	3.5
4a	Mixte portiques / voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale ç masses réparties	2
6	Pendule inverse	2

Tableau IV-4 : Valeurs du coefficient de comportement R.

Voiles de contreventement		Poteaux	
Etage	Effort normal	Etage	Effort normal
RDC	-15582.64	RDC	-24898.28
1	-13291.12	1	-20068.12
2	-10645.04	2	-15965.32
3	-7970.72	3	-11890.77
4	-5274.62	4	-7837.99
5	-2497.47	5	-3873.25

Tableau IV-5 : Distribution de l'effort Normal.

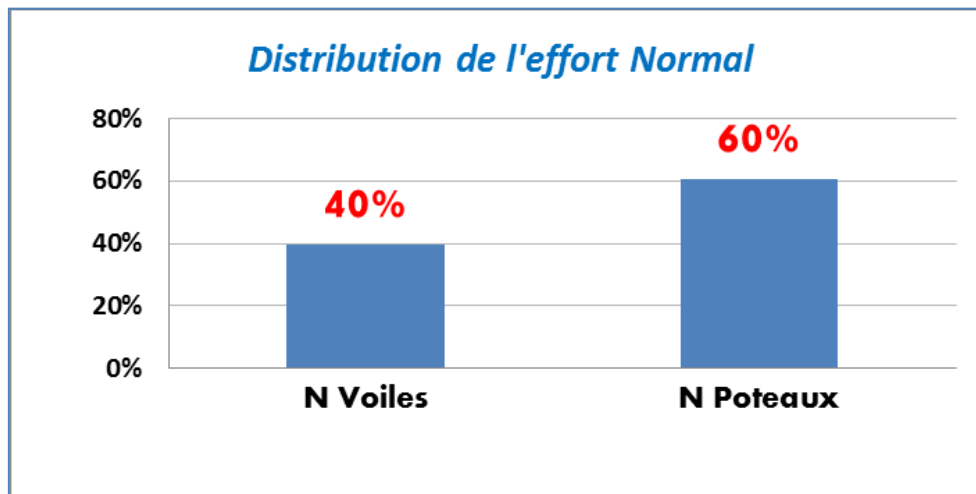


Figure IV-9 : Distribution de l'effort Normal.

- ✓ Les sollicitations verticales totales de poteau : 60%
- ✓ Les sollicitations verticales totales de voile : 40%
- ✓ Donc : 40% > 20% La condition est vérifiée (R = 3,5).
- La période caractéristique (T2) : T₂ = 0,40 sec
- ✓ T₁ = 0.15 (tableau 4.7 RPA99/version 2003).
- ✓ T₂ = 0.50 (site S3).

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T ₁ (sec)	0.15	0.15	0.15	0.15
T ₂ (sec)	0.30	0.40	0.50	0.70

Tableau IV-6 : Valeurs de T₁ et T₂

Le facteur de qualité Q :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 pq$$

Direction x :

Critère	Pq
Condition minimale sur les files de contreventement	0.05
Rendement en plan	0.05
Régularité en plan	0
Régularité en élévation	0
Contrôle de la qualité des matériaux	0.05
Contrôle de la qualité de exécution	0

Tableau IV-7 : Valeurs des pénalités Pq sens x.

Alors : $Q = 1.15$

Direction y :

Critère	Pq
Condition minimale sur les files de contreventement	0.05
Rendement en plan	0.05
Régularité en plan	0.05
Régularité en élévation	0
Contrôle de la qualité des matériaux	0.05
Contrôle de la qualité de exécution	0

Tableau IV-8 : Valeurs des pénalités Pq sens y.

Donc : $Q = 1.20$

- **La période fondamentale de la structure ($T_{x,y}$):**

✓ La formule empirique : $T_{x,y} = 0,40 \text{ sec}$

✓ $1,3T_x = 0,41 \text{ sec}$

✓ $1,3T_y = 0,51 \text{ sec}$

- **Facteur d'amplification dynamique moyen D :**

$$2.5\eta \quad 0 \leq T \leq T_2$$

$$D = 2.5 \eta (T_2 / T)^{2/3} \quad T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ sec}$$

$$2.5\eta \quad (T_2 / 3.0)^{2/3} \cdot (3/T)^{5/3} \quad T \geq 3.0 \text{ sec}$$

Donc: $D_x = D_y = 2.5 \eta = 2.205$

$T \geq 3.0 \text{ sec}$

- **Poids total de la structure : $W = W_{GI} + \beta * W_{QI}$ avec $\beta = 0.2$**

$$W(t) = 2676090.97 \text{Kg} = 26760.91 \text{KN}$$

L'effort tranchant à la base donnée par la méthode statique équivalente alors :

- **Effort tranchant à la base dans le sens x :**

$$V_x(\text{stat}) = A.D.Q. W/R = 2018.53 \text{KN}$$

$$0,8 V_X = 1614.82KN$$

- **Effort tranchant à la base dans le sens y :**

$$V_y (stat) = A.D.Q. W/R = 2009.36KN$$

$$0,8 V_Y = 1607.48KN$$

- $V_X (dyn) = 1681.00KN$
- $V_Y (dyn) = 1614.40KN$

Verification:

$$V_{dy} \geq 0.80 V_{st}$$

- ✓ **Sens X :**

$$1681.00 > 1614.82 \text{ Condition vérifiée}$$

- ✓ **Sens Y :**

$$1614.40 > 1607.48 \text{ Condition vérifiée}$$

IV.4.4. Vérification à l'effort normal réduit :

$$V = N_d/B.f_{c28} \leq 0.3$$

- $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- B : Section transversale du poteau
- N_d : Effort normal de compression due au séisme RPA (Article 7.1.3.3)

Section (cm ²)	N_u (N)	a (mm)	b (mm)	B (mm ²)	V	Observation
35x40	1040815.18	350	400	140000	0.29	Vérifiée

Tableau IV-9 : Vérification à l'effort normal réduit

IV.4.5. Vérification des déplacements :

D'après l'article 4.4.3 du RPA99/v 2003 :

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ck}$$

δ_{ck} : Déplacement dû aux forces sismique F_i

R : coefficient de comportement = 3,5

Δ_K : le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à $\Delta_K = \delta_k - \delta_{k-1}$.

Niveaux	hk (cm)	Dans le sens X-X			Dans le sens Y-Y		
		dr UX (cm)	1% hk (cm)	Observation	dr UY (cm)	1% hk (cm)	Observation
RDC	306	0.131	3.06	Vérifiée	0.154	3.06	Vérifiée
Etage 1	306	0.272	3.06	Vérifiée	0.309	3.06	Vérifiée
Etage 2	306	0.356	3.06	Vérifiée	0.386	3.06	Vérifiée
Etage 3	306	0.396	3.06	Vérifiée	0.412	3.06	Vérifiée
Etage 4	306	0.405	3.06	Vérifiée	0.403	3.06	Vérifiée
Etage 5	306	0.394	3.06	Vérifiée	0.376	3.06	Vérifiée

Tableau IV-10 : Déplacements absolus pour sens longitudinal et transversal.

IV.4.6. Vérification de renversement :

La vérification au renversement est nécessaire pour justifier la stabilité d'un ouvrage sollicité par des efforts d'origine sismique.

Il faut vérifier que : $M_s/M_r \geq 1,5$

- M_s : Moment stabilisant à la base.
- M_r : Moment renversant (Le moment moteur) à la base dans les directions (X ou Y).

$$M_{resi} = W \times l/2 = 23680.48 \times 18.36 / 2 = 217386.810 \text{ KN.m}$$

$$M_{renv} = \sum F_i \cdot Z_i = 12912.527 \text{ KN.m}$$

$$M_{resi} / M_{renv} = 217386.810 / 12912.527 = 16.84 > 1.5 \dots\dots CV.$$

IV.4.7. Justification de l'effet P.Δ :

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux (RPA 99/ V 2003 Art 5.9) :

$$\Theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0, 10$$

Avec :

- P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associée au-dessus de niveau k.
- V_k : effort tranchant d'étage au niveau k.
- Δ_k : déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.
- h_k : hauteur de l'étage k.

Sens x :

Niveaux	hk (cm)	Wi (KN)	Pk (KN)	Vk (KN)	Δk (cm)	$P_k \Delta_k$	$V_k h_k$	θ_k
Etage 5	306	3832.165	3832.165	270.46	3.00	114.96	82760.7	0.0014
Etage 4	306	4046.413	7878.578	237.99	2.00	157.57	72824.9	0.0022
Etage 3	306	4020.410	11898.98	189.17	2.50	297.47	57886.0	0.0051
Etage 2	306	3974.830	15873.81	140.27	2.00	317.47	42922.6	0.0074
Etage 1	306	3903.331	19777.14	91.83	1.50	296.65	28099.9	0.0105
RDC	306	3903.331	23680.48	45.92	1.00	236.80	14051.5	0.0168

Tableau IV -11 : Justification de l'effet P. Δ suivant le sens X.

Sens y :

Niveaux	hk (cm)	Wi(KN)	Pk (KN)	Vk (KN)	Δk (cm)	$P_k \Delta_k$	$V_k h_k$	θ_k
Etage 5	306	3832.165	3832.16	270.46	2.50	95.804	82760.7	0.0012
Etage 4	306	4046.413	7878.57	237.99	3.00	236.35	72824.9	0.0032
Etage 3	306	4020.410	11898.98	189.17	2.50	297.47	57886.1	0.0051
Etage 2	306	3974.830	15873.81	140.27	2.50	396.84	42922.6	0.0092
Etage 1	306	3903.331	19777.14	91.83	2.00	395.54	28099.9	0.0141
RDC	306	3903.331	23680.48	45.92	1.00	236.80	14051.5	0.0168

Tableau IV -12 : Justification de l'effet P. Δ suivant le sens Y.

- Le facteur suivant (x)= $0.0168 < 0.1$ à tous les niveaux ($k=1, \dots, n$)

- Le facteur suivant (y)= $0.0168 < 0.1$ à tous les niveaux ($k=1, \dots, n$)

Les effets de second ordre (effet P- Δ) peuvent être par conséquent négligés ($k_f=1$)

conformément à : (RPA99/V2003 5.9 P55)

IV.5. CONCLUSION :

- *La période est vérifiée.*
- *L'excentricité est vérifiée.*
- *L'effort tranchant à la base de la structure est vérifié.*
- *Les déplacements relatifs et maximaux sont vérifiés.*
- *L'effort normal réduit dans les poteaux est vérifié.*
- *La stabilité au renversement est vérifiée.*
- *La justification vis-à-vis à l'effet **P- Δ** est vérifié.*

Après avoir effectuée toutes les vérifications de RPA, on peut passer au ferrailage des éléments structuraux.



CHAPITRE V

LES ELEMENTS STRUCTURAUX

LES ELEMENTS STRUCTURAUX

V.1. Introduction :

La structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales.

Les différentes sollicitations qui seront considérées ultérieurement ont été obtenues lors de l'analyse statique et dynamique de la structure retenue par du logiciel Robot.

- Les poteaux seront dimensionnés en flexion composée.
- Les poutres seront dimensionnées en flexion simple.
- Les voiles seront dimensionnés en flexion composée

V.2. Ferrailage des poutres :

V.2.1. Calcul du ferrailage des poutres principales (30x45) cm² :

Les poutres sont les éléments horizontaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les planchers aux poteaux. Les poutres sont soumises aux efforts suivants :

- Moment fléchissant.
- Effort tranchant.
- Effort normal.

Et vu que l'influence de l'effort normal sur les poutres est souvent insignifiante devant celle du moment fléchissant ou de l'effort tranchant, l'effort normal est négligé ; Donc le ferrailage se fera en **flexion simple** (cas le plus défavorable).

V.2.1.1. Calcul de la section d'armatures :

A) Etat limite ultime (E.L.U)

❖ Armatures longitudinales :

Condition de non fragilité **BAEL91 modifié 99)**

$$A_{min} = \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0.23 \cdot b \cdot h \frac{f_t 28}{f_e}\right) = \max(1.35; 1.52) \text{ cm}^2$$

Pour la poutre porteuse : $A_{min} = 1,52 \text{ cm}^2$

Condition exigée par RPA99 **(RPA99/ version 2003 articles 7.5.2.1)**

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinales sur toute la longueur de la poutre est de : **$A_{min} = 0,5\% \cdot b \cdot h$** (en toute section)

Pour la poutre porteuse : $A_{min}=6,75cm^2$

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

$$A_{max}=4\% b.h \text{ (en zone courante)} : A_{max}= 54 cm^2.$$

$$A_{max}=6\%b.h \text{ (en zone de recouvrement)} : A_{max}=81cm^2.$$

- La longueur minimale de recouvrement et de : $40\phi l$ en zone I.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les Poteaux de rive et d'angle doit être respecté des crochets à 90° .

❖ **Armatures transversales :**

D'après le RPA 99 Article (7.5.2.2)

Les armatures transversales minimales des poutres sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$A_{t.min} = 0,003.S.b$$

Avec :

b : Largeur de la section.

S : L'espacement des armatures transversales.

Espacement des armatures transversales (les cadres) :

- Zone nodale et en travée :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_1; 30cm\right)$$

- En dehors de la zone nodale :

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

V.2.1.2. Coefficient de sécurité et Caractéristiques mécaniques :

Situation	Béton			Acier (FeE400)		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	γ_s	f_e (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348

Tableau V-1 : Caractéristique mécanique des matériaux.

V.2.1.3. Exemple de calcul :

- Calculer le ferrailage de la poutre du plancher terrasse.

A) E.L.U

▪ Calcul des armatures longitudinales selon le RPA 99 Version 2003 :

1. Armatures minimales :

$$A_{min} = 0,5\% b.h$$

$$A_{min} = 0,005 \times 30 \times 45 = 6,75 \text{ cm}^2$$

2. Armatures maximales :

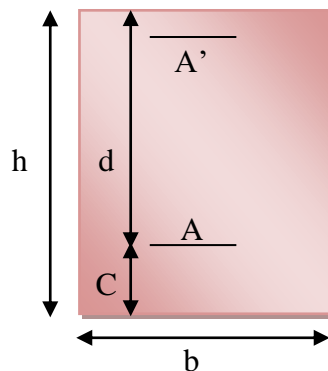
$$A_{max} = 4\% b.h = 0,04 \times 30 \times 45 = 54 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{en zone courante.}$$

$$A_{max} = 6\% b.h = 0,06 \times 30 \times 45 = 81 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{en zone de recouvrement.}$$

▪ Calcul les armatures longitudinales selon BAEL 91 mod 99 :

Condition de non fragilité (A.4.2.1 du BAEL):

$$A_{min} = 0.23.b.d \frac{f_t 28}{f_e} = 0.23 \times 35 \times 30 \times \frac{2.1}{400} = 1.52 \text{ cm}^2$$



V.2.1.4. Calcul du ferrailage à l'ELU :

- En travée :

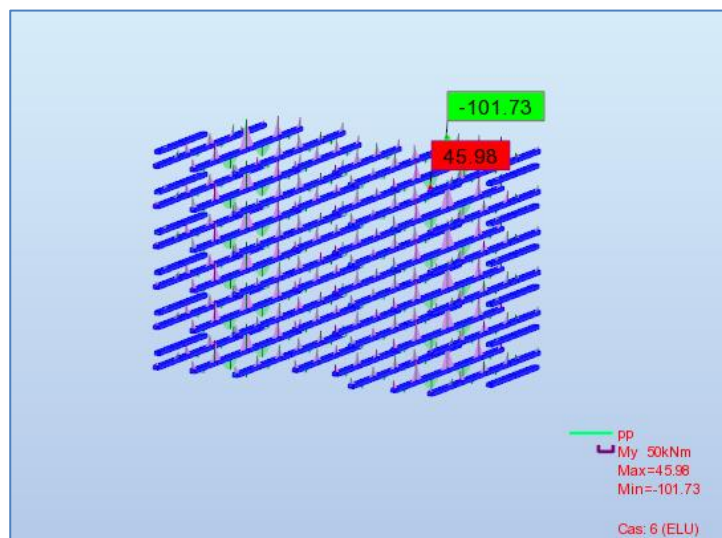


Figure V-1 : Résultats des moments fléchissant pour les poutres principales à L'ELU.

$$M_{T,ELU}=45,98KN.m=45,98 \times 10^{-3} MN.m$$

$$\mu = \frac{M_{tra}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{45,98 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,30 \times 0,42^2} = 0,061$$

$$\mu = 0,061 \leq \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{pivot A}$$

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

$$1000\varepsilon > 1000\varepsilon \Rightarrow \sigma = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348MPa$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.079 \Rightarrow \beta = 1 - 0.4\alpha = 0.968$$

➤ Détermination de la section théorique des aciers tendus :

$$A_{cal.tra} = \frac{M_{u.tra}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{45.98 \times 10^3}{348 \times 0.968 \times 42} = 3.25 cm^2$$

• Sur appui :

$$M_{u.appui}=101.73KN.m= 101.73 \times 10^{-3} MN.m$$

$$\mu = \frac{M_{tra}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{101.73 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,30 \times 0,42^2} = 0,135$$

$$\mu = 0,061 \leq \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{pivot A}$$

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

$$1000\varepsilon > 1000\varepsilon \Rightarrow \sigma = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348MPa$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.183 \Rightarrow \beta = 1 - 0.4\alpha = 0.927$$

➤ Détermination de la section théorique des aciers tendus :

$$A_{cal.tra} = \frac{M_{u.tra}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{101.73 \times 10^3}{348 \times 0.927 \times 42} = 7.51 cm^2$$

✓ Détermination des armatures :

- En travée : $A_t = \max (A_{min.BAEL} ; A_{min.RPA} ; A_{cal.tra}) = 6,75 cm^2$.

- Sur appui : $A_a = \max (A_{min.BAEL} ; A_{min.RPA} ; A_{cal.app}) = 7,51 cm^2$.

✓ **Choix des armatures :**

- Le choix des armatures en travée : «A = 3T14 FILANTE + 2T14 RENFORT» de section 7,70 cm².
- Le choix des armatures sur appuis : «A= 3T14 FILANTE + 2T14 RENFORT » de section 7,70cm².

V.2.1.5. Vérification des contraintes à L'ELS :

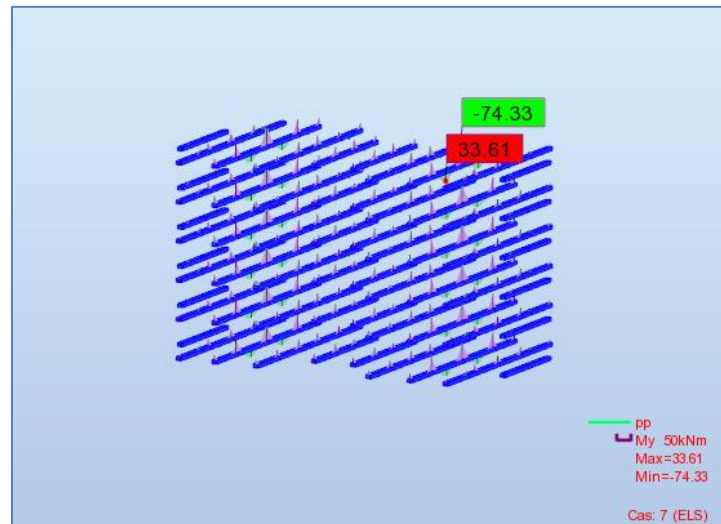


Figure V-2 : Résultats des moments fléchissant pour les poutres principales à L'ELS.

Le calcul se fera dans un cas de fissuration jugé préjudiciable.

	$M_{ser} (KN.m)$	$b (cm)$	$h (cm)$	$d (cm)$	$d' (cm)$	n	$A_s (cm^2)$	$A_s' (cm^2)$
entravée	33,61	30	45	42	3	15	2,35	0
Sur appuis	74,33	30	45	42	3	15	5,37	0

Tableau V-2 : Données de vérification a l'ELS.

♦ **Position de l'axe neutre :**

C'est la solution y positive de l'équation : $by^2 + 30 (A_s + A'_s) y - 30 (A_s d - A'_s d') = 0$

♦ **Moment d'inertie :**

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

♦ **Etat limite de compression de béton :(A.4.5.2du BAEL)**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Avec: σ_{bc} : Contrainte maximale dans le béton comprimé

$$\sigma_{bc} = K * y$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite dans le béton comprimé.

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

	y(cm)	I (cm)	K (KN/cm ³)	σ_{bc} (MPa)	$-\sigma_{bc}$ (MPa)	Vérification
En travée	12,22	231622,708	0,421	5,15	15	C-V
Sur appuis	14,44	166568,966	0,580	8,38	15	C-V

Tableau V-3 : Vérification d'état limite de compression de béton.

V.2.1.6. Vérification au cisaillement :

Cas de fissurations préjudiciables selon article (A.5.1.2.1.1 du BAEL 91 modifiée 99) et (A.5.1.2.1.1 du CBA93) :

Pour l'effort tranchant maximal, la vérification du cisaillement suffira. Le cas le plus défavorable.

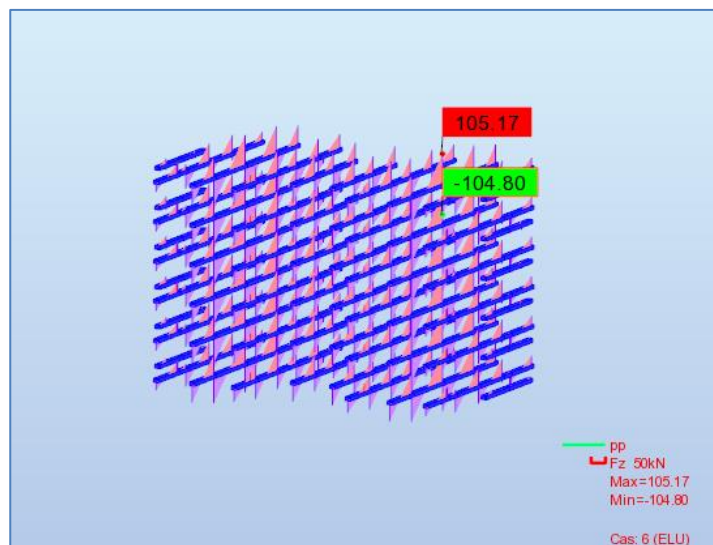


Figure V-3 : Résultats des efforts tranchants pour les poutres principales à L'ELU.

$$T_{u,max} = 105,17 \text{ KN}$$

La condition suivante doit être vérifiée :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_{ad} = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right)$$

$$\bar{\tau}_{ad} = \min(2.5; 5 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b.d} = \frac{105.17 \times 10^3}{300 \times 420} = 0.83 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.83 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{ad} = 2.5 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

♦ **Diamètre des armatures transversales :**

Le diamètre ϕ_t des armatures transversales doit être inférieur ou égal à la valeur minimale suivante :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_1; \frac{b}{10}\right)$$

Avec :

h : Hauteur totale de la poutre.

ϕ_1 : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

b : Largeur d'âme de la poutre.

$$\phi_{t.max} \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_1; \frac{b}{10}\right) = \min\left(\frac{450}{35}; \phi_1; \frac{300}{10}\right)$$

$$\phi_{t.max} = 12.86 \text{ mm}$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE235.

♦ **Espacement des armatures transversales (les cadres) :**

Selon BAEL 91 modifiée 99 et (CBA A.5.1.2.3) :

$$\checkmark S_{t.1} = \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = \min(37,8; 40 \text{ cm}) = 37,8 \text{ cm.}$$

$$\checkmark S_{t.2} \leq \frac{A_t f_e}{0.4 \times b_c} \frac{2.01 \times 235}{0.4 \times 30} = 39.36 \text{ cm}$$

Selon le RPA 99 Version 2003 :

- Zone nodale :

$$S_{t.max} \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_1; 30 \text{ cm}\right) = 11.25 \text{ cm}$$

$$S_i = 10 \text{ cm.}$$

- En dehors de la Zone nodale :

$$S'_{t.max} \leq \frac{h}{4} = 25 \text{ cm}$$

$$S't = 15 \text{ cm.}$$

- ✓ **Armatures minimales :**

$$A_{t,min} = 0,003.S.b$$

- Zone nodale :

$$A_{t,min} = 0,003.10.30 = 0,90 \text{ cm}^2$$

- En dehors de la Zone nodale :

$$A_{t,min} = 0,003.15.30 = 1,35 \text{ cm}^2$$

- ✓ **Choix des armatures :**

- Zone nodale :

$$A = n.\phi t = 4. \phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2 > 0,90 \text{ cm}^2$$

- En dehors de la Zone nodale :

$$A = n.\phi t = 4.\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2 > 1,35 \text{ cm}^2$$

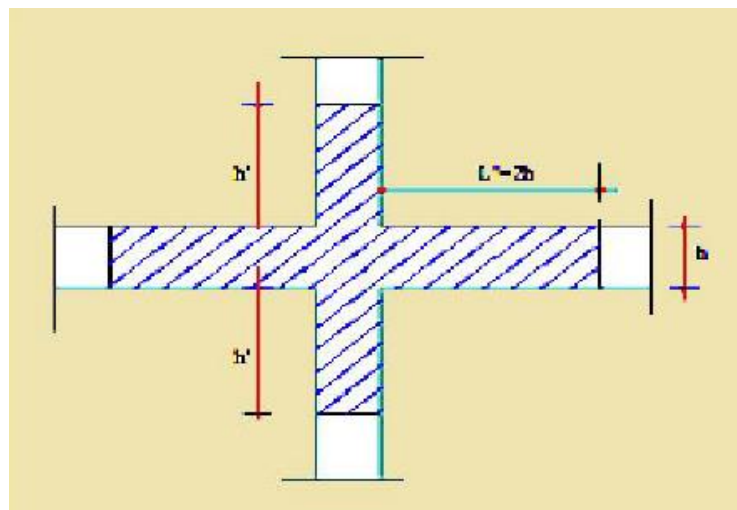
Longueur de répartition des armatures transversales de la zone nodale :

$$S_t = 10 \text{ cm.}$$

$$L' = 2.h = 2 * 0,45 = 0,90 \text{ m.}$$

$$A_t = n.\phi t = 8 * \phi 8 = 4,02 \text{ cm}^2.$$

[8 (cadre + étrier) pour 0,90m]



V.2.1.7 Schéma de ferrailage :

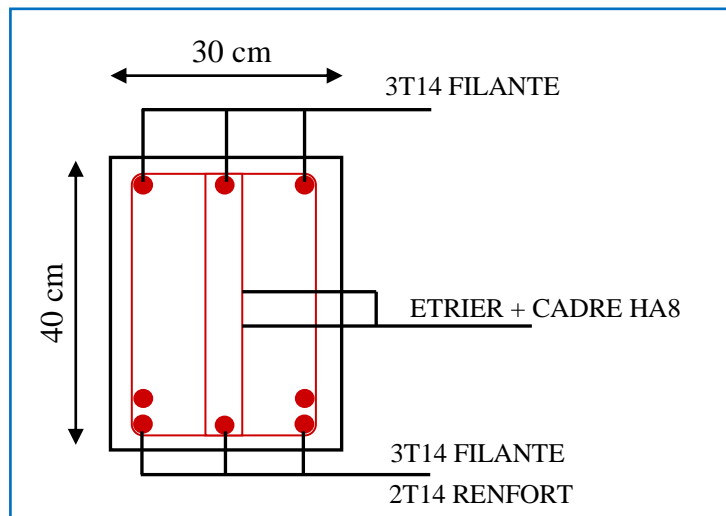


Figure V-4 : Ferrailage des poutres principales en travée.

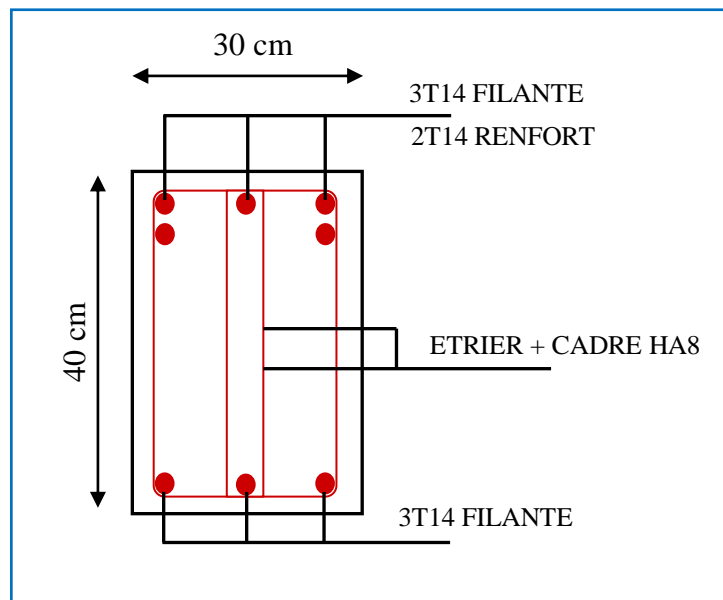


Figure V-5 : Ferrailage des poutres principales sur appui.

V.2.2. Calcul du ferrailage des poutres secondaires (30X35) cm² :

V.2.2.1. Calcul de la section d'armatures

➤ Armatures longitudinales :

Condition de non fragilité (BAEL 91 modifié 99)

$$A_{min} = \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0.23 \cdot b \cdot x \cdot d \cdot \frac{f_t \cdot 28}{f_e}\right) = \max(1.05; 1.16) \text{ cm}^2$$

Pour la poutre porteuse (l'axe 2): $A_{min} = 1,16cm^2$

Condition exigée par RPA99..... (RPA 99/ version 2003 articles 7.5.2.1)

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinales sur toute la longueur de la poutre est de : $A_{min} = 0,5\%.b.h$ (en toute section)

Pour la poutre porteuse : $A_{min} = 5,25cm^2$

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

$$A_{max} = 4\%.b.h \text{ (en zone courante)} : A_{max} = 42 \text{ cm}^2.$$

$$A_{max} = 6\%.b.h \text{ (en zone de recouvrement)} : A_{max} = 63 \text{ cm}^2.$$

- La longueur minimale de recouvrement est de : **$40\phi_1$ en zone I.**
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être respecté des crochets à **90°** .

➤ **Armatures transversales :**

D'après le RPA 99 Article (7.5.2.2)

Les armatures transversales minimales des poutres sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$A_{t,min} = 0,003.S.b$$

Avec :

b : Largeur de la section.

S : L'espacement des armatures transversales.

Espacement des armatures transversales (les cadres) :

- Zone nodale et en travée :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_1; 30cm\right)$$

- En dehors de la zone nodale :

$$S'_t \leq \frac{h}{2}$$

V.2.2.2. Exemple de calcul :

- Calculer le ferrailage de la poutre du plancher terrasse.

A) E.L.U :

- ♦ Calcul des armatures longitudinales selon le RPA99 Version 2003 :

1. Armatures minimales :

$$A_{min} = 0,5\% b.h$$

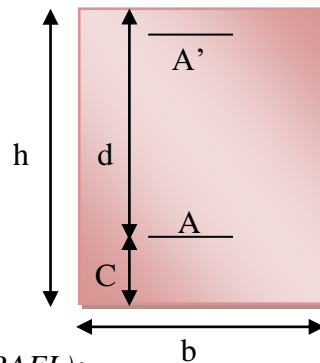
$$A_{min} = 0,005 \times 30 \times 35 = 5,25 \text{ cm}^2$$

2. Armatures maximales :

$$A_{max} = 4\% b.h = 0,04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2 \text{en zone courante.}$$

$$A_{max} = 6\% b.h = 0,06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2 \text{en zone de recouvrement.}$$

- ♦ Calcul les armatures longitudinales selon BAEL 91 mod99 :



Condition de non fragilité (A.4.2.1 du BAEL):

$$A_{min} = 0.23.b.d \frac{f_t 28}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 37 \times \frac{2.1}{400} = 1.16 \text{ cm}^2$$

V.2.2.3. Calcul du ferrailage à l'ELU:

- En travée :

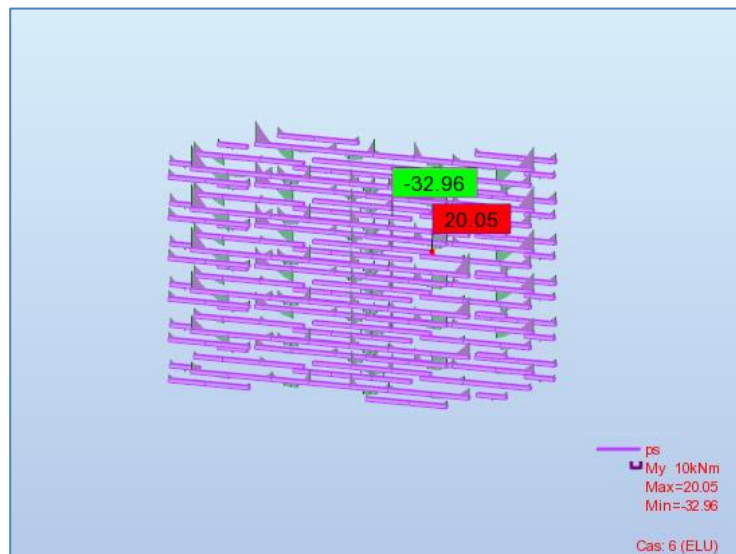


Figure V-6 : Résultats des moments fléchissant pour les poutres secondaires à l'ELU.

$$M_{T.ELU}=20,05KN.m=20,05 \times 10^{-3} MN.m$$

$$\mu = \frac{M_{tra}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{20,05 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,30 \times 0,42^2} = 0,046$$

$$\mu = 0,046 \leq \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{pivot A}$$

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

$$1000\varepsilon > 1000\varepsilon \Rightarrow \sigma = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348MPa$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,059 \Rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,976$$

➤ Détermination de la section théorique des aciers tendus:

$$A_{cal.tra} = \frac{M_{u.tra}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{20,05 \times 10^3}{348 \times 0,927 \times 32} = 1,84cm^2$$

• Sur appui :

$$M_{u.appui} = 32,96KN.m = 32,96 \times 10^{-3} MN.m$$

$$\mu = \frac{M_{tra}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{32,96 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,30 \times 0,32^2} = 0,145$$

$$\mu = 0,076 \leq \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{pivot A}$$

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

$$1000\varepsilon > 1000\varepsilon \Rightarrow \sigma = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348MPa$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,098 \Rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,971$$

➤ Détermination de la section théorique des aciers tendus:

$$A_{cal.tra} = \frac{M_{u.tra}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{32,96 \times 10^3}{348 \times 0,961 \times 32} = 3,08cm^2$$

✓ Détermination des armatures :

- En travée : $A_t = \max(A_{min.BAEL} ; A_{min.RPA} ; A_{cal.tra}) = 5,25 cm^2$.
- Sur appui : $A_t = \max(A_{min.BAEL} ; A_{min.RPA} ; A_{cal.app}) = 5,25 cm^2$.

✓ **Choix des armatures :**

- Le choix des armatures en travée : « A = 3T16 FILANTE » de section 6,03 cm².
- Le choix des armatures sur appuis : « A = 3T16 FILANTE » de section 6,03 cm².

V.2.2.4. Vérification des contraintes à L'ELS:

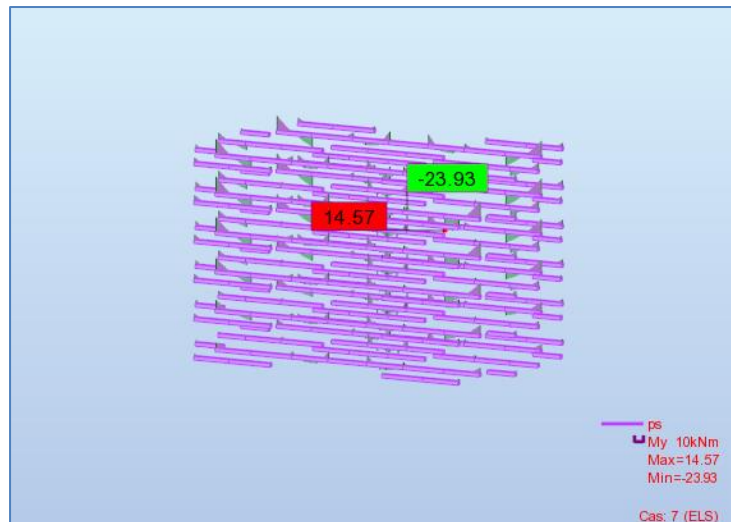


Figure V-7 : Résultats des moments fléchissant pour les poutres secondaires à L'ELS.

Le calcul se fera dans un cas de fissuration jugé préjudiciable.

	M_{ser} (KN.m)	b (cm)	h (cm)	d (cm)	d' (cm)	n	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)
En travée	14,57	30	35	32	3	15	1,33	0
Sur appuis	23,93	30	35	32	3	15	2,21	0

Tableau V-4 : Données de vérification a l'ELS.

♦ **Position de l'axe neutre :**

C'est la solution y positive de l'équation : $by^2 + 30 (A_s + A'_s) y - 30 (A_s d - A'_s d') = 0$

♦ **Moment d'inertie:**

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

♦ **Etat limite de compression de béton: (A.4.5.2 du BAEL)**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Avec:

σ_{bc} : Contrainte maximale dans le béton comprimé

$$\sigma_{bc} = K * y$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite dans le béton comprimé.

$$\sigma_{bc} = 0,6 * f_{c28}$$

	y(cm)	I (cm)	K (KN/cm ³)	σ_{bc} (MPa)	$-\sigma_{bc}$ (MPa)	Vérification
entravée	11,33	69977,8954	0,509	5,77	15	C-V
Sur appuis	15,28	98996,759	0,579	8,85	15	C-V

Tableau V-5 : Vérification d'état limite de compression de béton.

V.2.2.5. Vérification au cisaillement :

Cas de fissurations préjudiciables selon article (A.5.1.2.1.1 du BAEL 91 modifiée 99) et (A.5.1.2.1.1 du CBA93) :

Pour l'effort tranchant maximal, la vérification du cisaillement suffira. Le cas le plus défavorable.

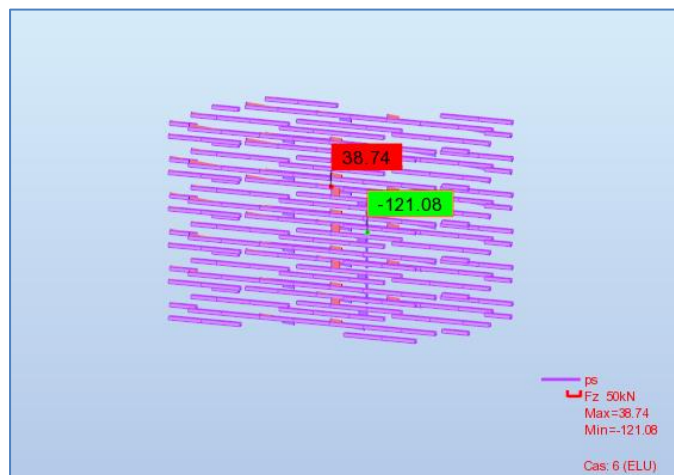


Figure V-8 : Résultats des efforts tranchants pour les poutres secondaires à L'ELU.

$$T_{u,max} = 121,08 \text{ KN}$$

La condition suivante doit être vérifiée :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_{ad} = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma b}; 4 \text{ MPa}\right)$$

$$\bar{\tau}_{ad} = \min(2,5; 5 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b.d} = \frac{121,08 \times 10^3}{300 \times 320} = 1,26 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.26 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{ad} = 2.5 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

✓ **Diamètre des armatures transversales :**

Le diamètre ϕ_t des armatures transversales doit être inférieur ou égal à la valeur minimale suivante :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_1; \frac{b}{10}\right)$$

Avec :

h : Hauteur totale de la poutre.

ϕ_1 : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

b : Largeur d'âme de la poutre.

$$\begin{aligned} \phi_{t.max} &\leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_1; \frac{b}{10}\right) = \min\left(\frac{350}{35}; \phi_1; \frac{300}{10}\right) \\ &= \min(10; 16; 30) = 10 \text{ mm} \end{aligned}$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE235.

✓ **Espacement des armatures transversales (les cadres) :**

➤ **Selon BAEL 91 modifiée 99 et (CBA A.5.1.2.3) :**

- $S_{t1.max} = \min(0,9d; 40\text{cm}) = \min(28,8; 40\text{cm}) = 28,8 \text{ cm.}$

- $S_{t.2} \leq \frac{A_t f_e}{0.4 \times b_0} \frac{2.01 \times 235}{0.4 \times 30} = 39.36 \text{ cm}$

➤ **Selon le RPA 99 Version 2003 :**

- **Zone nodale :**

$$S_{t.max} \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_1; 30\text{cm}\right) = 8.75 \text{ cm}$$

$$S_t = 8 \text{ cm.}$$

- **En dehors de la Zone nodale :**

$$S'_{t.max} \leq \frac{h}{4} = 25 \text{ cm}$$

$$S'_t = 15 \text{ cm.}$$

✓ *Armatures minimales :*

$$A_{t,min} = 0,003.S.b$$

- *Zone nodale :*

$$A_{t,min} = 0,003.10.30 = 0,90 \text{ cm}^2$$

- *En dehors de la Zone nodale :*

$$A_{t,min} = 0,003.15.30 = 1,35 \text{ cm}^2$$

✓ *Choix des armatures :*

- *Zone nodale :*

$$A = n.\Phi t = 4.\Phi_8 = 2,01 \text{ cm}^2 > 0,90 \text{ cm}^2$$

- *En dehors de la Zone nodale :*

$$A = n.\Phi t = 4.\Phi_8 = 2,01 \text{ cm}^2 > 1,35 \text{ cm}^2$$

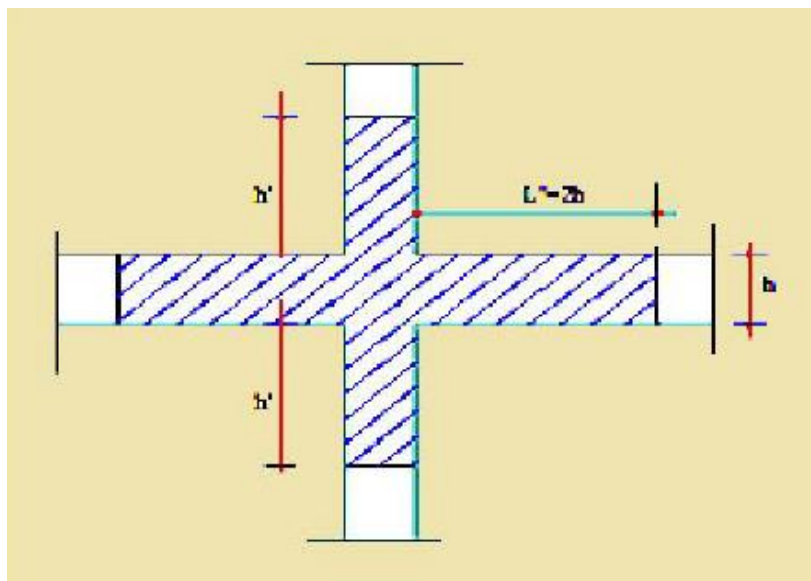
Longueur de répartition des armatures transversales de la zone nodale :

$$S_t = 10 \text{ cm.}$$

$$L' = 2.h = 2 \cdot 0,35 = 0,70 \text{ m.}$$

$$A_t = n.\Phi t = 8.\Phi_8 = 4,02 \text{ cm}^2.$$

[8 (cadre + étrier) pour 0,70m]



V.2.2.6. Schéma de ferrailage :

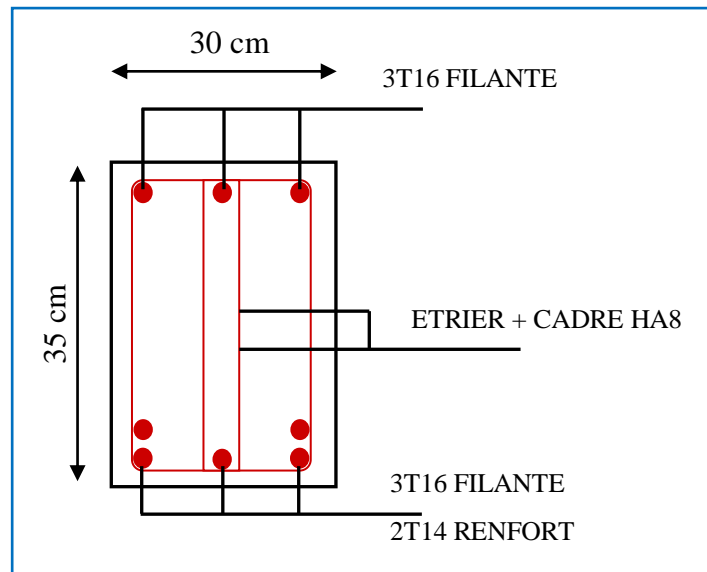


Figure V-9 : Ferrailage des poutres secondaires en travée.

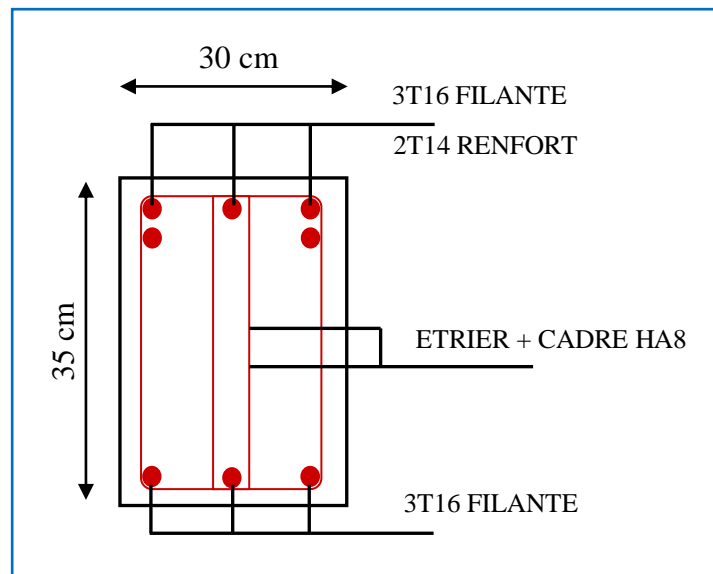


Figure V-10 : Ferrailage des poutres secondaires sur appui.

V.3. Ferrailage des poteaux :

V.3.1. Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, est soumis à un effort normal "N" et à un moment de flexion "M" dans les deux sens « longitudinal, et transversal ». Donc ils sont calculés en flexion composée avec des fissurations peu nuisibles.

Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivants :

➤ Selon BAEL 91 : $1,35G + 1,5Q$

$$G + Q$$

➤ Selon RPA 99 : $G + Q + E$

$$0,8G \pm E$$

Avec :

G: Charges permanentes.

E: Action du séisme.

Q: Surcharge d'exploitation.

Pour le calcul des poteaux, on procède de la manière suivante :

a- Le calcul du poteau le plus chargé avec le moment associé N_{max} , M correspondant (ELU)

b- Le moment max avec l'effort normal correspond M_{max} , N correspondant (Acc)

On constate généralement deux types de comportement pour les poteaux : La compression simple et la flexion composée :

- Une section soumise à la compression simple qui a uniquement un effort normal de compression (N) centré.

- Une section est soumise à la flexion composée lorsqu'elle reprend :

- Soit un effort normal N et un moment fléchissant M appliqués au centre de gravité du béton seul.

- Soit un effort normal N excentré d' $e_0 = M/N$ par rapport au centre de gravité du béton seul.

Le point d'application de N est appelé le centre de Pression.

Une section soumise à la compression simple est une :

- Section entièrement comprimée SEC.

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

- Section entièrement tendue SET.
- Section entièrement comprimée SEC.
- Section partiellement comprimée SPC.

V.3.2. Vérification à la compression (article 7-4-3 RPA 99/V2003)

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_u}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.3$$

Où

- N_u : Désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton;
- B_c : Est la section brute du poteau.
- f_{c28} : Est la résistance caractéristique du béton à 28 jours.

V.3.3. Exemple : (poteau 35 x 40 cm²) :

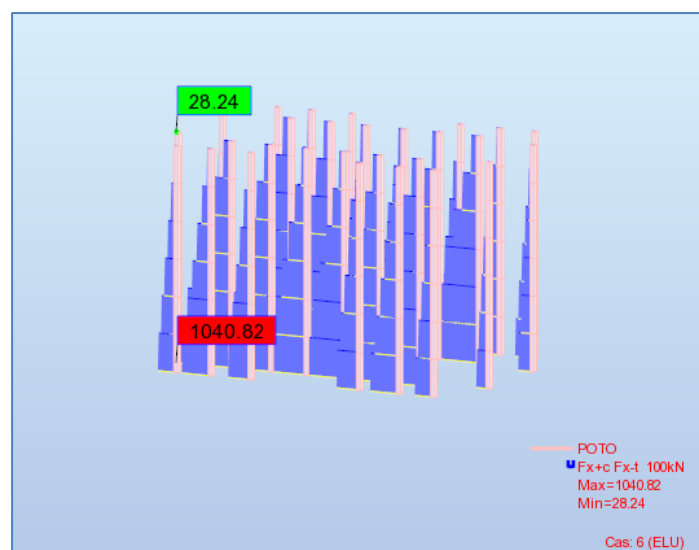


Figure V-11 : Résultats des efforts normaux pour les poteaux à L'ELU.

$$V = \frac{N_u}{B_c \cdot f_{c28}} = \frac{1040.82 \times 10^3}{(350 \times 400) \times 25} = 0.29 < 0.3 \dots\dots\dots CV$$

V.3.4. Section des armatures longitudinales :

- Le calcul sera à l'aide du logiciel **Robot expert BA**.
- Le tableau suivant regroupe les valeurs de l'effort normal N et les valeurs correspondantes du moment fléchissant (M_y et M_z) suivant la combinaison la plus défavorable :

Combinaison	N (KN)	M_y (KN.m)	M_z (KN.m)
ELU	1026.63	-20.53	-17.97
ACC	762.20	-1.15	-13.34

Tableau V-6: Résultats de l'effort normal N et les valeurs correspondantes du moment fléchissant (M_y et M_z)

- Selon RPA 99 : « Pour leur conférer une meilleure résistance aux sollicitations sismiques, il est recommandé de donner aux poteaux d'angles et de rives, des sections comparables à celles des poteaux centraux. »
- Le calcul sera en flexion déviée composée.
- Conditions de fissuration : préjudiciable
- Classe C20/25
- f_{c28} : 25 MPA
- Type d'acier : haute adhérence
- f_e : 400 MPA

Le tableau suivant regroupe les résultats des sections d'armature calculée en utilisant les différentes combinaisons :

Poteau	Combinaison	A_s (cm ²)
40x40	ELU	6
	ACC	6

Tableau V-7 : Résultats des sections d'armature calculée pour les poteaux.

a) Vérification selon BAEL :

$$A_{min} \leq A_s \leq A_{max}$$

$$A_{min} = \max (0,2\%B ; 4.U) = \max (2,8\text{cm}^2 ; 5,6\text{cm}^2) = 5,6 \text{ cm}^2$$

U : périmètre de la section du poteau en mètre.

$$A_{max} = 5\%B = 70 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{min} = 5,6 \text{ cm}^2 \leq A_s = 6 \text{ cm}^2 < A_{max} = 70 \text{ cm}^2$

Donc on prend : $A_s = A_{min} = 6 \text{ cm}^2$

b) Vérification selon RPA :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets:

- Leur pourcentage minimal sera de:

$$A_{min} = 0,7 \% b.h \text{ (zone I)} = 0,7/100 * 35 * 40 = 9,8 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6 \text{ cm}^2 < A_{min} = 9,8 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CNV}$$

Donc on prend : $A_s = 9,8 \text{ cm}^2$.

- Leur pourcentage maximal sera de:

$$A_{max} = 4 \% b.h = 4 * 35 * 40 / 100 = 56 \text{ cm}^2 \text{ (zone courante)} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$A_{max} = 6 \% bh = 6 * 35 * 40 / 100 = 84 \text{ cm}^2 \text{ (zone recouvrement)} \dots\dots\dots \text{CV}$$

- Le diamètre minimum est de 14 mm.

Donc on choisit : $A_s = 8T14 = 12,32 \text{ cm}^2$

- La longueur minimale des recouvrements est de:

$$40\phi = 40 * 1,4 = 56 \text{ cm (zone I)}$$

- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser:

$$25 \text{ cm (zone I)}$$

V.3.5. Armature transversale : (RPA99/ version 2003)

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho \cdot V_u}{h_l \cdot f_e}$$

Avec

- h_l : hauteur totale de la section brute.
- f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

- ρ_a : est un 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 à 3,75 dans le cas contraire.
- S_t : est l'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule (7.1); Par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit:

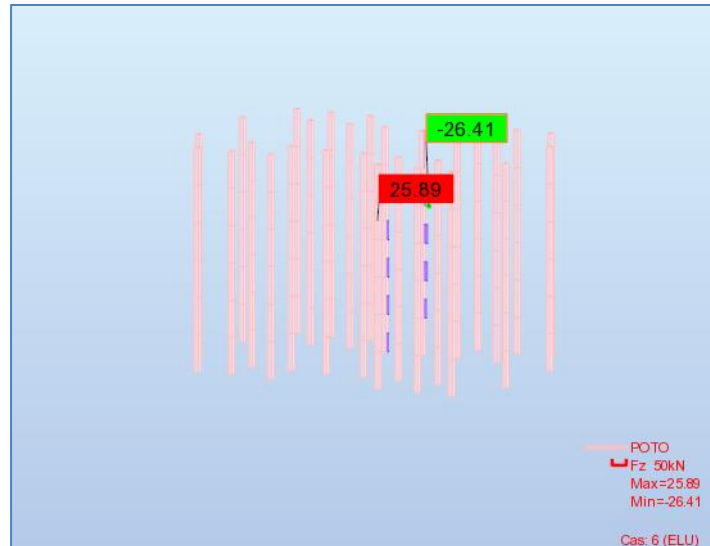


Figure V-12 : Résultats des efforts tranchants pour les poteaux à L'ELU.

V_u est l'effort tranchant de calcul = **26,41 KN**.

V.3.6. L'espacement des armatures transversales exigé par RPA 99 :

- Zone nodale

$$S_t \leq \min (10\varnothing_1 ; 15\text{cm}) \text{ en zone I}$$

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

- Zone courante

$$S_t' \leq 15\varnothing_1 \text{ en zone I}$$

On prend: $S_t' = 15\text{cm}$

- Coefficient correcteur ρ

$$\text{On a : } \lambda = \frac{0,7 * 3,06}{0,40} = 5,35$$

Alors: $\lambda \geq 5 \Rightarrow \rho = 2,5$

$$A_t = \frac{2,5 * 26,41 * 15 * 10}{40 * 235} = 1,05\text{cm}^2$$

V.3.7. Disposition du ferrailage :

Comme nous venons de le voir, il faut remarquer que les poteaux en béton armé comportent deux types de ferrailage :

- Le ferrailage longitudinales, barre verticales disposées le long de l'axe du poteau.
- Des armatures transversales (cadres) régulièrement espacées tout le long du poteau.

Sur la figure suivante on représente le ferrailage du poteau central en béton armé.

V.3.8. Schéma de ferrailage :

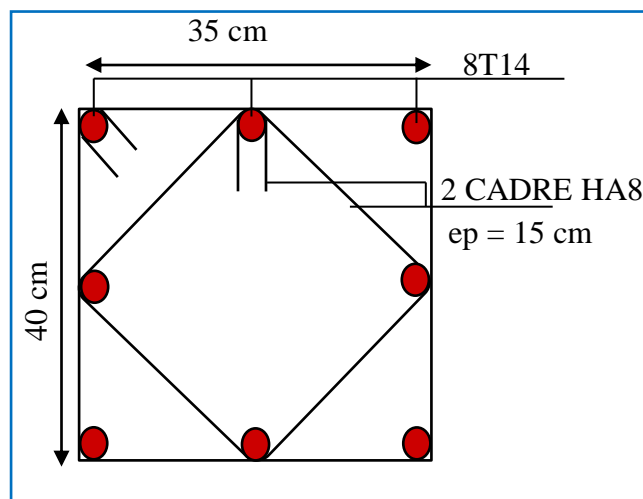


Figure V-13 : Ferrailage des poteaux.

V.4. Ferrailage des voiles :

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement CBA.93 et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien RPA 99/version 2003. Le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes ; d'exploitations et la charge sismique.

Les voiles sont sollicités par un moment fléchissant, un effort normal et un effort tranchant.

On devra disposer les armatures suivantes :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.

➤ *Armatures transversales.*

V.4.1. Voiles pleins :

❖ Armature verticale :

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il puisse reprendre les contraintes induites par la flexion composée, en tenant compte des prescriptions composées par le RPA 99 (Art 7.7.4.1) et décrites ci-dessous :

➤ *L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0,2% de la section horizontal de béton tendu*

➤ *Les barres verticales des zones extrêmes devraient être raccrochées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.*

➤ *A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur de voile, cet espacement est au plus 15 cm (le ferrailage vertical doit être symétrique en raison de changement de signe du moment).*

➤ *Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux. Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).*

❖ Armature Horizontale :

➤ *Les aciers horizontaux seront disposés perpendiculairement aux faces du voile.*

➤ *Elles doivent être munies de crochets à (135°) ayant une longueur de 10ϕ (Art 7.7.4.2).*

➤ *Dans le cas où il existe des talons de rigidité. Les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.*

❖ Armatures transversales :

Les armatures transversales perpendiculaires à la face du voile sont des épingles en nombre au moins 4 épingles au mètre carré, servant à retenir les deux nappes d'armatures verticales.

Les armatures transversales peuvent être des épingles de diamètre 6 mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieure ou égal à 20 mm, et de 8 mm dans le cas contraire.

V.4.2. Règles communes :

Dans le calcul du ferrailage des voiles, le RPA 99/version 2003 (Article 7.7.4.3 RPA) préconise les règles suivantes :

✓ Le pourcentage minimal d'armatures horizontales et verticales des trumeaux dans chaque direction est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile égale à 0,15%
- En zone courante égale à 0,10%

✓ L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

- $S \leq 1,5 e$ (e : épaisseur du voile)
- $S \leq 30 cm$

✓ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au moins avec quatre épingles au mètre carré dans chaque nappe.

✓ Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

✓ Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépassée 1/10 de l'épaisseur de voile.

✓ Les longueurs de recouvrement doivent être égales à

- $40 \varnothing$ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- $20 \varnothing$ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges.

✓ Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{V}{f_e}$$

$$V = 1,4V_u$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction due au moment de renversement.

V.4.3. Combinaison de charge :

Selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003) les combinaisons considérées pour les voiles sont les suivantes :

$$G + Q \pm E$$

$$0.8G \pm E$$

Le schéma suivant représente la disposition des voiles dans notre structure :

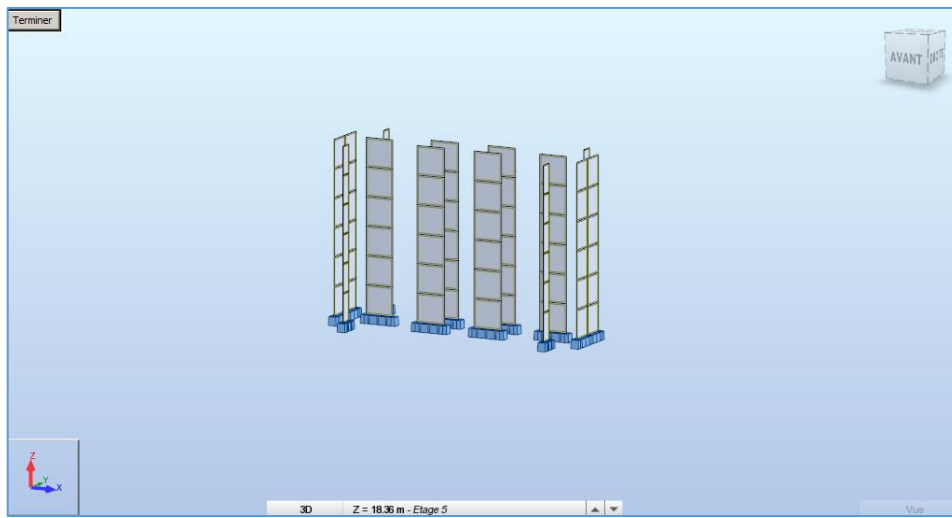


Figure V-14 : Disposition des voiles de contreventement.

V.4.4. Ferrailage vertical :

Pour déterminer les armatures verticales, on utilisera la méthode des contraintes (méthode de Navier- Bernoulli) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{\Omega} \pm \frac{MV}{I}$$

N: Effort normal appliqué.

M : Moment fléchissant appliqué.

Ω : Section transversale du voile.

V : Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : Moment d'inertie.

On distingue trois cas :

- **Premier cas : $\sigma_1, \sigma_2 > 0$**

La section du voile est entièrement comprimée (pas de zone tendue), la zone courante est armée par le minimum exigé par RPA 99 ($A_{min} = 0,2 \% . e . L$).

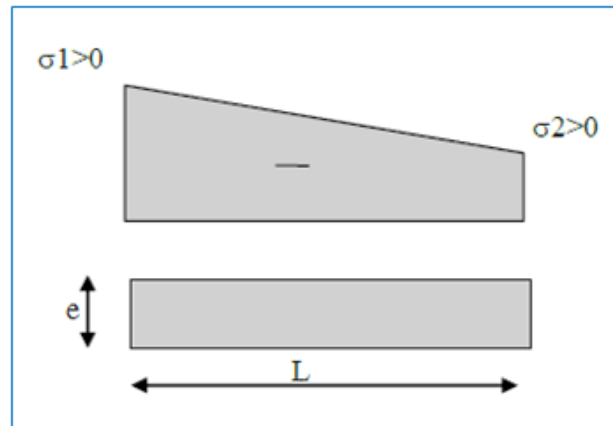


Figure V-15: 1^{er} cas $\sigma_1, \sigma_2 > 0$.

- **Deuxième cas : $\sigma_1, \sigma_2 < 0$**

La section du voile est entièrement tendue (pas de Zone comprimée). On calcule la résultante des efforts de traction :

$$F_t = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} L.e$$

D'où la section des armatures verticales :

$$A_v = \frac{f_t}{\sigma_s}$$

On compare A_v avec la section minimale.

Si : $A_v \leq A_{min} = 0,20 \% . e . L$ On ferraille avec la section minimale.

Si : $A_v > A_{min} = 0,20\% . e . L$ On ferraille avec A_v

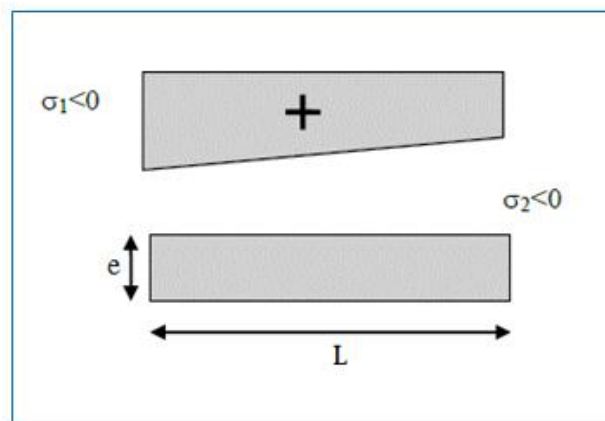


Figure V-16: 2^{ème} cas $\sigma_1, \sigma_2 < 0$

- **Troisième cas :** (σ_1, σ_2) sont de signes différents :

La section du voile est partiellement comprimée. On calcule la résultante des efforts de traction :

$$F_t = \frac{\sigma_2}{2} L_t \cdot e$$

$$L_t = L \left(\frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \right)$$

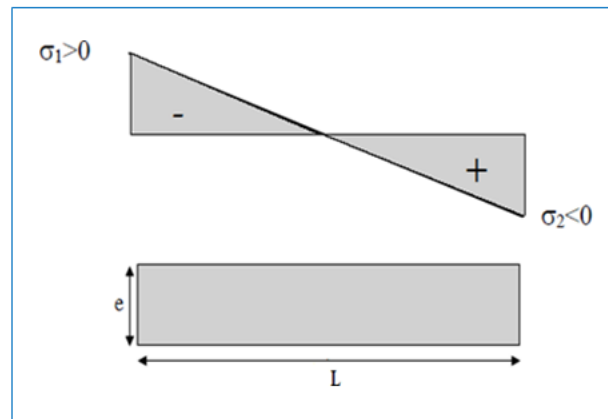


Figure V-17: 3^{ème} cas.

❖ **Exemple d'application :**

Nous proposons le calcul détaillé du voile ($l = 3,15m, e = 0,20m$) du RDC :

- **Détermination des sollicitations :** (situation accidentelle)

$$M = 828.95 \text{ KN.m}, N = 1110.91 \text{ KN}, T = 149.71 \text{ KN}$$

- **Caractéristiques géométriques :**

$$L = 3,15 \text{ m}; e = 0,20 \text{ m}; \Omega = 0,63 \text{ m}^2; V = \frac{L}{2} = 1.575 \text{ m}; I = \frac{e \cdot L^3}{12} = 0.52 \text{ m}^4$$

A. Armatures verticales :

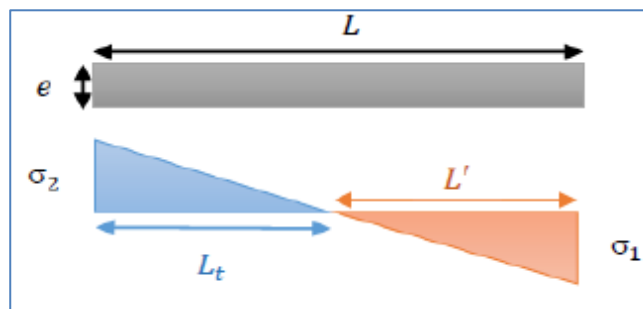


Figure V-18 : Diagramme de répartition des contraintes σ_1, σ_2 .

$$\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M.V}{I} = -0.75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M.V}{I} = 4.27 \text{ MPa}$$

σ_1, σ_2 Sont de signes différents, donc la section du voile est partiellement comprimée.

On calcule la longueur de la zone de traction :

- **Longueur de la zone tendue :**

$$L_t = L \left(\frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \right)$$

$$L_t = 0.81 \text{ m}$$

- **La force de traction :**

$$F_t = \frac{\sigma_2}{2} L_t . e$$

$$F_t = -60.75 \text{ KN}$$

- **Section d'armature :**

$$A_{vt} = \frac{f_t}{\sigma_s}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} ; \gamma_s = 1 \text{ (situation accidentelle)}$$

$$A_{vt} = 1.47 \text{ cm}^2$$

❖ **Armature minimale du RPA99/version 2003 :**

Dans la zone tendue : D'après le RPA 99 (Art 7.7.4.1):

$$A_{RAP} = 0.2 \% . e . L_t = 3.24 \text{ cm}^2$$

Dans la zone courante : D'après le RPA99 (Art 7.7.4.3) :

$$A_{min} = 0.1 \% . e . L = 6.3 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage minimal sur toute la section du voile (RPA99 Art 7.7.4.3) :

$$A_{min} = 0.15 \% . e . L = 9.45 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{sv} = \max (A_{vt}, A_{RPA}) = 9.45 \text{ cm}^2$

$$A_s = \frac{A_{sv} . L}{L_t}$$

$$A_s = 36,75 \text{ cm}^2$$

➤ **Espacement :**

$$S_t \leq (1.5 e ; 30) \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 20 \text{ cm}$ Dans la zone courante.

$$S_\alpha = \frac{S_t}{2} = 10 \text{ cm} \text{ Dans la zone d'about } \left(\frac{L}{10} \right)$$

➤ **Choix de barres :**

$$A_{adopté} = 10 \emptyset 16 / \text{ml en 02 nappes} = 40.21 \text{ cm}^2$$

V.4.5. Ferrailage Horizontal :

a- Vérification des voiles a l'effort tranchant :

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile, majoré de 40% (Article 7.7.2 des RPA99/Version 2003). La contrainte de cisaillement est :

$$\tau_u = 1.4 \frac{T}{e.d}$$

- T : Effort tranchant à la base du voile.
- e : Épaisseur du voile.
- d : Hauteur utile. $d = 0,9 L$

D'après l'article (7.7.2 des RPA 99/Version 2003). La contrainte limite est :

$$\tau_u = 0,2 f_{c28}$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots CV$$

b- Calcul du ferrailage horizontal résistant à l'effort tranchant :

D'après l'article (A.5.1.2.3 de CBA 93) La section A_t des armatures d'âmes est donnée par la relation suivante :

$$\frac{A_t}{e.S_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{tj} \cdot K)}{0.9 f_e}$$

- $K = 0$: Dans le cas d'une fissuration très préjudiciable ; ou dans le cas de bétonnage non munie d'indentations la surface de reprise.
- $K = 1$: En flexion simple, sans reprise de bétonnage.
- $K = \frac{1 + \sigma_{cm}}{f_{c28}}$: En flexion composée avec N, effort de compression.
- $K = \frac{1 + \sigma_{tm}}{f_{c28}}$: En flexion composée avec N, effort de traction.

σ_{cm} , σ_{tm} : étant la contrainte moyenne de traction et de compression obtenue en divisant l'effort normal de calcul par la section du béton.

D'autre part le RPA 99/version 2003 prévoit un pourcentage minimum de ferrailage :

- 0,15% : Globalement dans la section des voiles.
- 0,10 % : Dans les sections courantes.

➤ **Exemple d'application :**

On prend comme exemple le voile ($L = 4.30m$, $e = 0,20 m$) du RDC :

$$\tau_u = 1.4 \frac{T}{e.d} = 1.4 \frac{149.71}{0.20 * 0.9 * 3.15} = 0.37 MPa$$

$$\tau_u = 0.2 f_{c28} = 5 MPa$$

$$\tau_u = 0.37 MPa < \tau_u = 5 MPa \dots \dots \dots CV$$

Dans notre cas $k = 0$ (cas de reprise de bétonnage) donc :

$$\frac{A_t}{e.S_t} \geq \frac{\gamma_s \cdot \tau_u}{0.9 f_e}$$

D'après l'article (7.7.4.3 des RPA99/Version2003) l'espacement des barres doit être :

- $S_t \leq (1.5e; 30) cm$
- Soit : $S_t = 20 cm$

$$A_t \geq \frac{\gamma_s \cdot \tau_u \cdot e \cdot S_t}{0.9 f_e}$$

$$A_t \geq \frac{0.37 * 200 * 200}{0.9 * 400}$$

$$A_t \geq 0.41 cm^2$$

➤ **Armatures transversales minimales (A_{tmin}) :**

$A_{tmin} = 0.15 \% \cdot e \cdot h = 3 cm^2$ Globalement dans la section des voiles.

$A_{min} = 0.1 \% . e . h = 23 \text{ cm}^2$ Dans les sections courantes.

➤ **Choix des barres :**

Pour les résultants des ferraillements horizontaux (effet de l'effort tranchant) ; on adopte une même section d'armatures horizontales pour tous les voiles et à tous les niveaux. Ceci facilitera l'exécution de ces derniers. Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

	h (m)	T (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	St (cm)	At (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Choix des barres
Voile	1	149,71	0,37	5	C.V.	20	0,41	3	$5\phi 10 = 3,93 \text{ cm}^2$

Tableau V-8 : Résultats du ferraillement vertical des voiles.

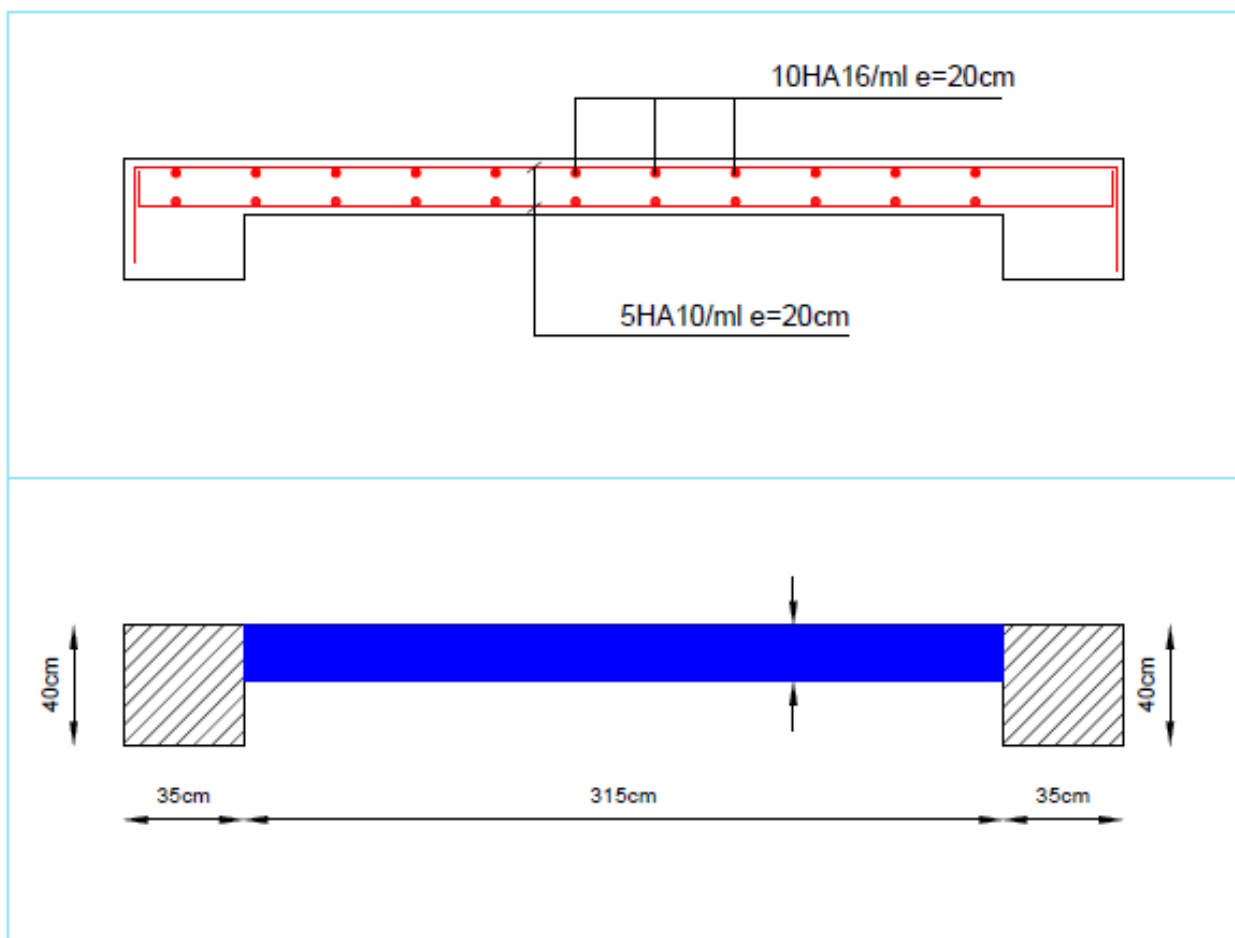


Figure V-19: Schéma de Ferrailage de voile.

V.4.6. Vérification de l'espacement :

$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min (3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

V.5. CONCLUSION :

- *Les éléments principaux jouent un rôle capital dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent être correctement dimensionnées et bien armés.*
- *Le ferrailage des éléments structuraux doit impérativement répondre aux exigences du RPA qui prend en considération la totalité de la charge d'exploitation ainsi que la charge sismique.*
- *La résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de la section du béton et de l'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.*



CHAPITRE VI

ETUDE DE L'INFRASTRUCTUR

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1. Introduction

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour rôle le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol. Cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux, fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation, découle la bonne tenue de l'ensemble.

VI.2. Le choix de type de fondation

Le choix de type de fondation dépend du :

- ❖ *Type d'ouvrage à construire ;*
- ❖ *La nature et l'homogénéité du sol ;*
- ❖ *La capacité portante du terrain de fondation ;*
- ❖ *La charge totale transmise au sol ;*
- ❖ *La raison économique ;*
- ❖ *La facilité de réalisation.*

En effet une méthode rapide et simplifiée permet de déterminer si une solution par semelle continue est possible ou s'il faut prévoir un radier général.

- ❖ *si $S_0 > S$: la fondation par semelles isolées est possible ;*
- ❖ *si $S > S_0$ la solution de fondation superficielle n'est pas possible*
- ❖ *si $S \approx S_0$: c'est une solution par radier général qu'il faut adopter.*

Tel que :

- ❖ *S_0 : L'emprise de la structure (surface de Bâtiment) ;*
- ❖ *S : La surface totale minimale d'assise de fondation ;*
- ❖ *$\bar{\sigma}_s$: La contrainte admissible pour le sol de fondation.*

Cependant une vérification dans l'ordre suivant est requise : les semelles isolées, les semelles

filantes et enfin le radier général et on opte pour le choix qui convient.

$$S_0 = 513.16 \text{ m}^2$$

$$N_{max} = 21811.43 \text{ KN (Robot)}$$

$$S = \frac{N_{max}}{\bar{\sigma}_s} = \frac{21811.43}{200} = 109.05 \text{ cm}^2$$

❖ *Vérification:*

$$\frac{S}{S_0} = \frac{109.05}{513.16} = 0.21 = 21 \text{ cm}^2$$

$$\frac{S}{S_0} = 21\% < 50\%$$

Alors on adopte une semelle isolé sous poteaux et filante sous voiles.

VI.3. Combinaison d'actions à considérer.

D'après le RPA99 version 2003 les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

$$\checkmark G + Q \pm E$$

$$\checkmark 0.8 \times G \pm E$$

VI.4. Calcul des semelles

VI.4.1. Calcul de la semelle isolée

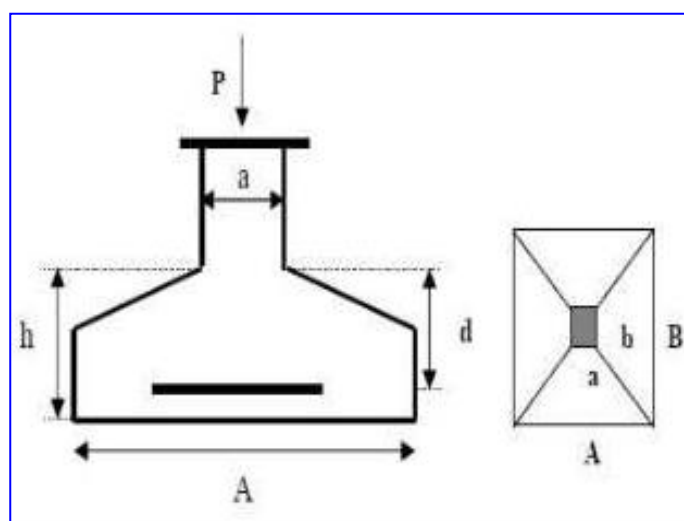


Figure VI.1 : Semelle isolé.

VI.4.1.1. Condition d'homogénéité

$$a = 35 \text{ cm}, b = 40 \text{ cm } a / b = 0.88$$

On a :

$$N_{ser}=958,12 \text{ KN}; M_{ser}= 4,43\text{KN.m} N_u=1312,58 \text{ KN}; M_u=6,09 \text{ KN.m}$$

$$\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} = 4.79\text{m}^2; \frac{N_u}{\sigma_{sol}} = 6.56\text{m}^2$$

Donc le pré dimensionnement se fera à l'ELS

$$\sigma_{sol} < \bar{\sigma}_{sol}$$

$$\sigma_{sol} = \frac{N_u}{Ax B} / Ax B = \frac{N_u}{\sigma_{sol}}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_u}{\sigma_{sol}}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{1312.58}{200}} = 2.56\text{m}$$

$$B = A = 2.56\text{m}$$

Donc finalement on choisi une semelle de (2.60m×2.60m).

VI.4.1.2. Détermination de "d" et "ht"

D'après la condition de rigidité (**méthode des bielles**)

$$d \geq A - \frac{a}{4} = 56.25 \text{ cm} \rightarrow d \approx 60 \text{ cm}; B - \frac{b}{4} = 55 \text{ cm}$$

$$D'ou: h = d + 5 \text{ cm} \rightarrow h = 60 \text{ cm}$$

VI.4.1.3. Vérification des conditions de stabilité

Selon le BAEL on a :

$$e_{0,u} = \frac{M_u}{N_u} = \frac{6.09}{1312.58} = 0.004\text{m}$$

$$e_0 = 0.004\text{m} \leq \frac{A}{6} = \frac{2.60}{6} = 0.43 \dots\dots\dots CV$$

Donc le ferrailage se calcule avec la méthode des bielles, et on va prendre comme étant la contrainte uniforme tout au long de la semelle.

Selon on a :

$$e_0 = 0.004\text{m} \leq \frac{A}{4} = \frac{2.60}{4} = 0.65 \dots\dots\dots CV$$

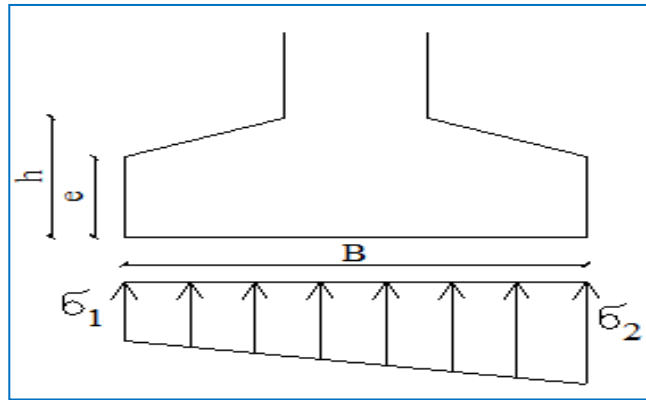


Figure VI.2. Schéma équivalent d'une semelle isolée.

VI.4.1.4. Vérification des conditions de rigidité

$$\sigma_1 = \left(1 - \frac{6e_0}{B}\right) \cdot \frac{N_u}{A \cdot B}$$

$$\sigma_1 = \left(1 - \frac{6 \cdot 0.004}{2.60}\right) \cdot \frac{1312.58}{2.60 \cdot 2.60} = 192.37 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \left(1 + \frac{6e_0}{B}\right) \cdot \frac{N_u}{A \cdot B}$$

$$\sigma_2 = \left(1 + \frac{6 \cdot 0.004}{2.60}\right) \cdot \frac{1312.58}{2.60 \cdot 2.60} = 194.16 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{\sigma_1 + 3\sigma_2}{4} = 193.71 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = 193.71 \text{ KN/m}^2 < \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots CV$$

VI.4.1.5. Calcul du ferrailage :

• Poids propre de la semelle

$$P_s = \gamma \times B \times A \times h$$

$$P_{suml} = 25 \times (2.60) \times (2.60) \times 0.60 = 101.40 \text{ KN}$$

Sens X-X

$$\eta = 1.6 ; f_{t28} = 2.1 \text{ MPa} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$N_u' = \left(1 + \frac{6e_0}{B}\right) \cdot N_u$$

$$N_u' = \left(1 + \frac{3 \cdot 0.004}{2.60}\right) \cdot 1312.58 = 1318.63 \text{ KN}$$

$$x_{st} = \frac{N_u' (A - a)}{8 x d x \sigma_s} = \frac{1318.63 (2.60 - 0.35)}{8 x 0.60 x 348} = 17.76 \text{ cm}^2$$

$$A_{xst} = A_{yst} = 17.76 \text{ cm}$$

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0.23 \frac{b.d.f_{tj}}{f_e} = 1.03 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A = \max\{A_{min}; A_u\} = 17.76 \text{ cm}^2$$

On adopte: $A_s = 12 \text{ HA14} = 18.47 \text{ cm}^2$

Soit : $S_t = 20 \text{ cm}$.

➤ **Vérification de l'espacement**

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ **La longueur de scellement**

$$L_s = \frac{\phi}{4} X \frac{f_e}{\tau_s} \text{ avec : } \bar{\tau}_s = 0.6 * \Psi_s^2 * f_{tj}; (\Psi = 1.5 \text{ pour les barres HS})$$

$$L = 50 \text{ cm}$$

$$\frac{B}{8} \leq L_s \leq \frac{B}{4}$$

$$\frac{B}{8} \leq 50 \text{ cm} \leq \frac{B}{4}; 33 \text{ cm} \leq 50 \text{ cm} \leq 65 \text{ cm}$$

Donc toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités et ne comportent pas des crochets.

VI.4.1.6. Vérification du non poinçonnement de la semelle :

$$N_u \leq N_{\bar{u}} = 0.045 \times p_c \times \frac{h f_c 28}{\gamma_b}$$

Avec: $h=0.60$; $P_c = [(a + h + b + h)2] = 3.6 \text{ m}$ **BAEL(A5.2 P 45).**

$$S_0 = (a + h) \times (b + h) = 0.80 \text{ m}^2$$

$$S_t = A \times B = 4 \text{ m}^2$$

$$N_u \leq N_{\bar{u}} = 0.045 \times p_c \times \frac{h f_c 28}{\gamma_b} = 1.48 \text{ MN}$$

$$N_u = N_{u0} \left(1 - \frac{S_0}{S_t}\right) \rightarrow N_u = 323.27 \text{ KN}$$

$$S_t = A \times B = 4 \text{ m}^2$$

Alors : $N_u = 0.3232 \text{ MN} < 1.48 \dots\dots\dots \text{CV}$.

VI.4.1.7. Schéma de ferrailage :

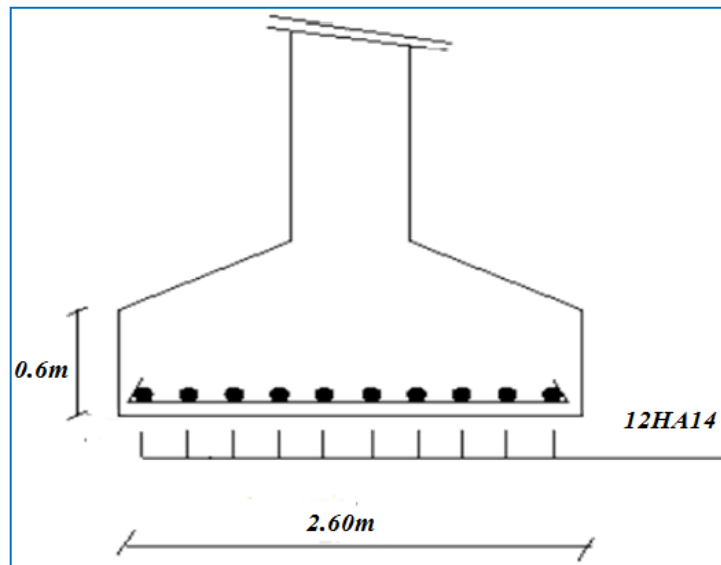


Figure VII.3. Ferrailage de la semelle isolée.

VI.4.2. Calcul de la semelle filante sous voile

Calcul de la semelle filante sous voile d'épaisseur 20 cm

Avec : $L=4.60m$

VI.4.2.1. Calcul des sollicitations

$N_u=828.32 \text{ KN}$; $M_u=36.19 \text{ KN.m}$

$N_{ser}=605.27 \text{ KN}$; $M_{ser}= 26.50 \text{ KN.m}$

Les sollicitations totales résultantes sont :

$$N_u = \frac{N}{L} = \frac{828.32}{4.60} = 180.06 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = \frac{M}{L} = \frac{36.19}{4.60} = 7.86 \text{ KN/ml}$$

$$N_{ser} = \frac{N}{L} = \frac{605.27}{4.60} = 131.58 \text{ KN/ml}$$

$$M_{ser} = \frac{M}{L} = \frac{26.50}{4.60} = 5.76 \text{ KN/ml}$$

➤ Vérification

$$\frac{N_{ser}}{\sigma_{ser}} = 3.02m^2; \frac{N_{ult}}{\sigma_{ult}} = 4.14m^2$$

Donc le Pré dimensionnement se fera à l'ELU

➤ **Calcul de l'excentricité**

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{7.86}{180.06} = 0.043m$$

Il est vraisemblablement que

$$e_0 = \frac{B}{6} \Rightarrow B \geq 6e_0 = 0.258m$$

Il faut que :

$$B \geq \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) \frac{N_u}{\sigma_{sol}} = \left(1 + \frac{3 \times 0.043}{0.258}\right) \frac{180.06}{200} = 1.35m$$

Donc on adopte : $B = 1.50 m$

$$B = 1.50m \Rightarrow \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) \frac{N_u}{A \times B} = \left(1 + \frac{3 \times 0.043}{1.5}\right) \frac{180.06}{1 \times 1.5} = 130.36 \text{ KN/m}^2$$

$$130.36 \text{ KN/m}^2 < 200 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots CV$$

$$d \geq \frac{B-b}{4} = 0.32 \Rightarrow d = 35 \text{ cm et } h = d + 5 = 40 \text{ cm}$$

VI.4.2.2. **Calcul de ferrailage :**

La section d'armature principale par unité de longueur vaut :

$$A_s = \frac{N_u}{8 \times d \times \sigma_s} \left(1 + \frac{3e_{0u}}{B}\right) (B-b) = \frac{180.06}{8 \times 0.35 \times 348} \left(1 + \frac{3 \times 0.043}{1.5}\right) (1.5 - 0.20) = 2.60 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0.23 \frac{b \cdot d \cdot f_{ij}}{f_e} = 6.34 \text{ cm}^2 / ml$$

$$A = \max\{A_{min}; A_s\} = 6.34 \text{ cm}^2$$

On adopte: $A_s = 6HA12 = 6.76 \text{ cm}^2/ml$

➤ **L'espacement**

$$\text{Soit : } St = 100/6 = 17 \text{ cm}$$

➤ **Vérification de l'espacement**

$$St = 17 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots CV$$

➤ *Les armatures de répartition*

$$A_{rep} = \frac{A}{4} = \frac{6.76}{4} = 1.59 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{rep} = 4\text{HA}10/\text{ml} = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Soit : $St = 25 \text{ cm}$

➤ *Vérification de l'espacement*

$$St = 25 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

• *La longueur de scellement*

$$A_s = \frac{\phi}{4} = \frac{f_e}{\bar{\tau}_s} \text{ avec : } \bar{\tau}_s = 0.6 * \Psi_s^2 * f_{tj}; (\Psi = 1.5 \text{ pour les barres HA})$$

$$L_s = 46 \text{ cm}$$

$$\frac{B}{8} \leq L_s \leq \frac{B}{4}$$

$$\frac{B}{8} \leq 46 \text{ cm} \leq \frac{B}{4}; 31.25 \text{ cm} \leq 46 \text{ cm} \leq 62.5 \text{ cm}$$

Donc toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités et ne comportent pas des crochets.

VI.4.2.3. *Schéma de ferrailage :*

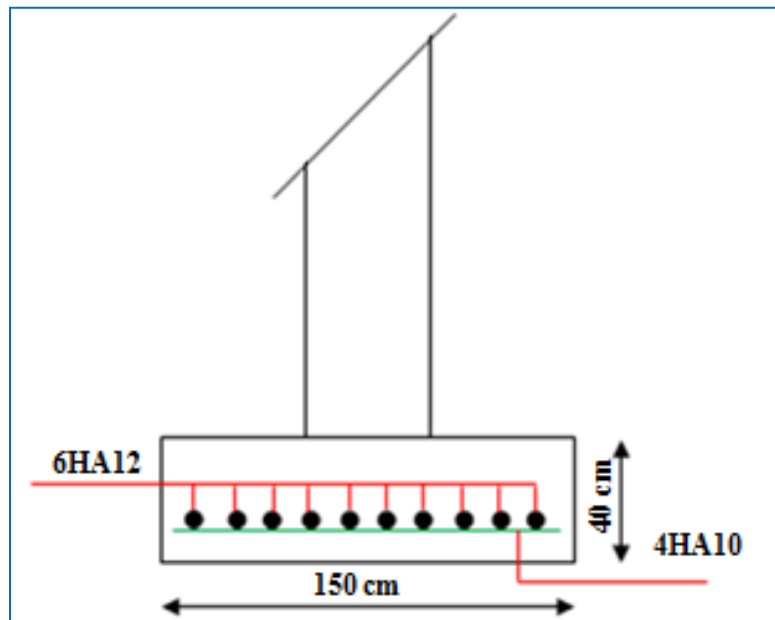


Figure VI.4: *Ferrailage de semelle filante*

VI.5. Les longrines

VI.5.1. Introduction

Les longrines sont des poutres longitudinales reposant sur le sol, elles sont situées juste au-dessus des semelles, leurs rôles d'aborder l'effort normal provenant des charges et surcharges et les transformer à un effort de traction.

VI.5.2. Pré dimensionnement: R.P.A 99-2003 [A10.1.1 page 88],

Pour un sol de fondation de catégorie (S3) , les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont (30 x 25) cm².

On adopte (b x h) = (30 x 30) cm².

VI.5.3. Sollicitations

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force " F " égale à:

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$$

N: effort à la base du poteau le plus sollicité ;

α : coefficient de site en fonction de la zone sismique ; (Dans notre cas $\alpha = 15$).

VI.5.4. Ferrailage de la longrine

➤ A l'état limite ultime

Les armatures longitudinales sont données par:

$$A_u \geq \frac{N}{15\sigma_s}$$

On à: $N_u = 1312.58 \text{ KN}$

Alors:

$$A_u \geq \frac{1312.58 \times 10}{348 \times 15} = 2.51 \text{ cm}^2$$

➤ Etat limite de service: (CBA 93)

La fissuration est considérée comme préjudiciable. $N_{ser} = 958,12 \text{ KN}$

Alors:

$$A_s \geq \frac{958.12 \times 10}{15 \times 201.66} = 3.16 \text{ cm}^2$$

VI.5.5. Section minimale :(RPA 99)

Le ferrailage minimum doit être de 0,6 % de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur au min (20 cm, 15 ϕ).

Alors: $A_r \geq 0.6\% \times (30 \times 30)$

$$A_r = 5.40 \text{ cm}^2$$

➤ Résultats

$$A = \max [A_u ; A_{ser} ; A_r] = 5.40 \text{ cm}^2 \text{ On adopte } A = 6 \text{ HA } 12 = 6.79 \text{ cm}^2$$

➤ Espacement

$$S_t = \min [20 \text{ cm}; 15\phi] = \min [20 \text{ cm}; 18 \text{ cm}]$$

On adopte: $S_t = 15 \text{ cm}$.

➤ Armatures transversales:

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{12}{3} = 4 \text{ mm}$$

On adopte : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

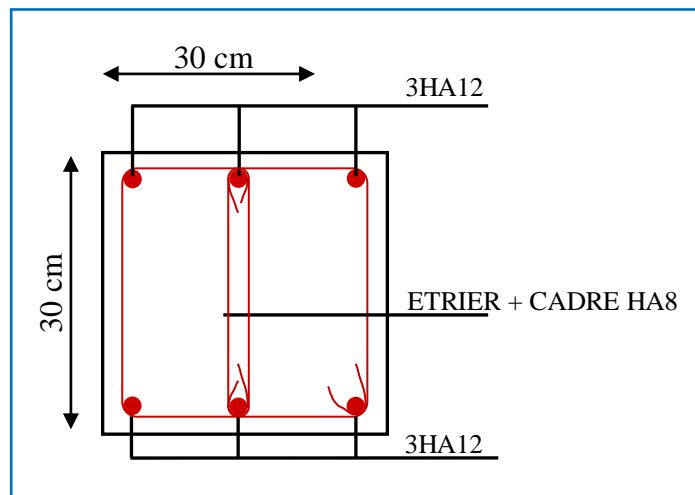
VI.5.6. Schéma de ferrailage :

Figure.VI.5 : schéma de Ferrailage des longrines.



CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GÉNÉRALE

Cette étude nous a permis de tirer certaines conclusions qui sont :

- *Le pré-dimensionnement est une étape nécessaire pour la suite de l'étude.*
- *La bonne disposition des voiles joue un rôle important dans la vérification des exigences de RPA, qui assure dans le bon comportement global de la structure.*
- *L'analyse dynamique est l'étape la plus importante dans l'analyse de la superstructure, en effet, elle permet de donner une vision proche de la réalité du comportement « **RPA 99 V2003, CBA93, DTR** ».*
- *L'utilisation des méthodes numériques telles que le logiciel « **Auto desk Robot Structural Analyses** » permet de diminuer les erreurs de calcul manuel et le temps de l'étude, la fiabilité de leur résultat dépend de la bonne modélisation de l'ingénieur et de sa bonne interprétation des résultats.*
- *On a constaté que les poteaux sont ferrailés le minimum de RPA et que ce dernier favorise la sécurité devant l'économie.*



BIBLIOGRAPHIE

BIBLIOGRAPHIE

Règlements :

- ✓ Règles parasismiques algériennes (RPA99/Version2003).
- ✓ DTR.B.C.2.2 (Charges permanentes et surcharges d'exploitation).
- ✓ Règles BAEL modifiées 99.
- ✓ Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93).

Cours :

- ✓ Mémoires de fin d'études.
- ✓ Cours de béton armé du 3^{ème} année licence.
- ✓ Cours parasismique de 1^{ere} année Master.
- ✓ Cahier de TD de béton armé de 3^{ème} année licence.

Logiciels et programmes :

- ✓ Auto CAD 2018 (Dessin).
- ✓ Auto desk robot structural analyse professionnel version 2014 (Analyse des structures et modélisations).
- ✓ Office 2010 (Word; Excel et power point).

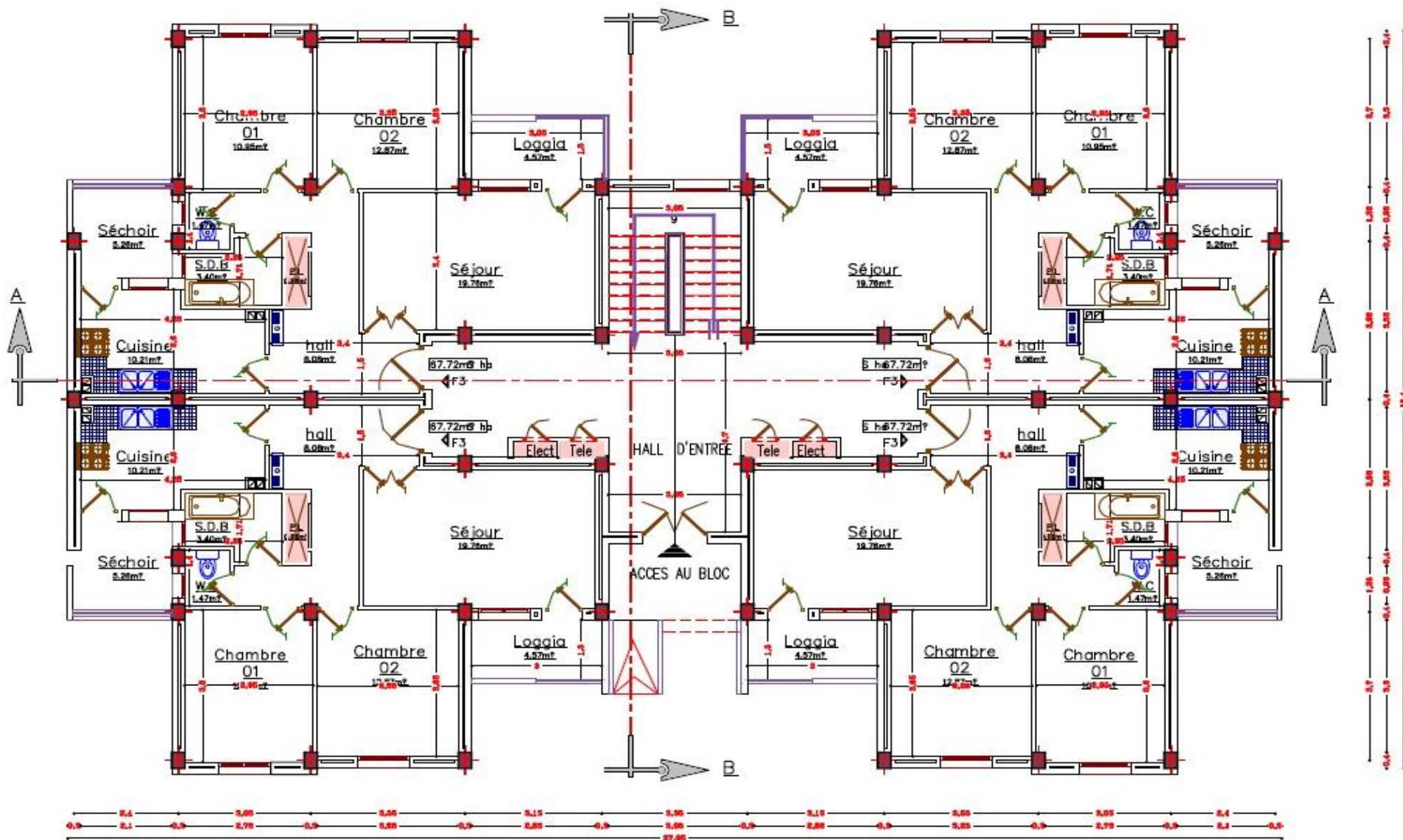


ANNEXE

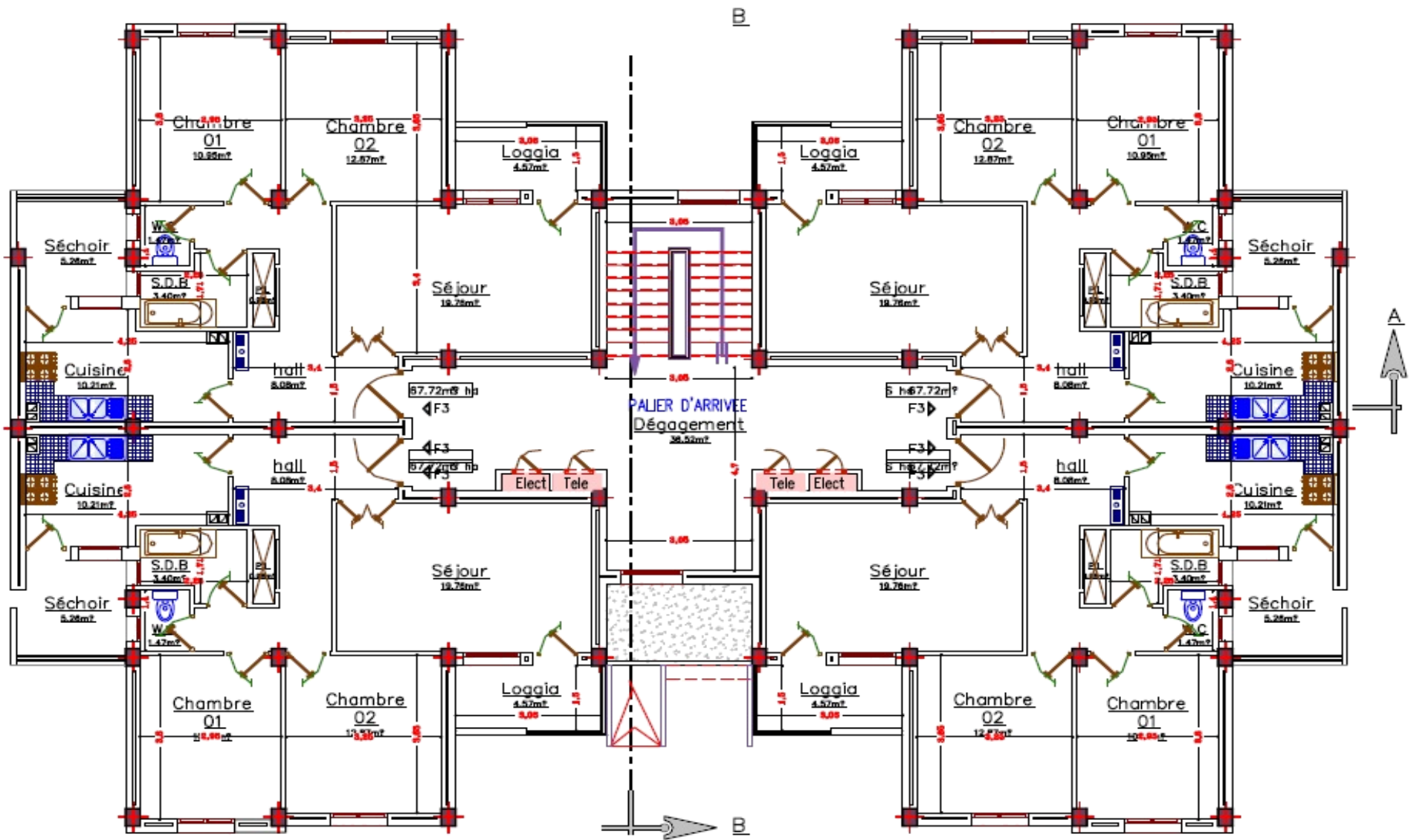


ANNEXE

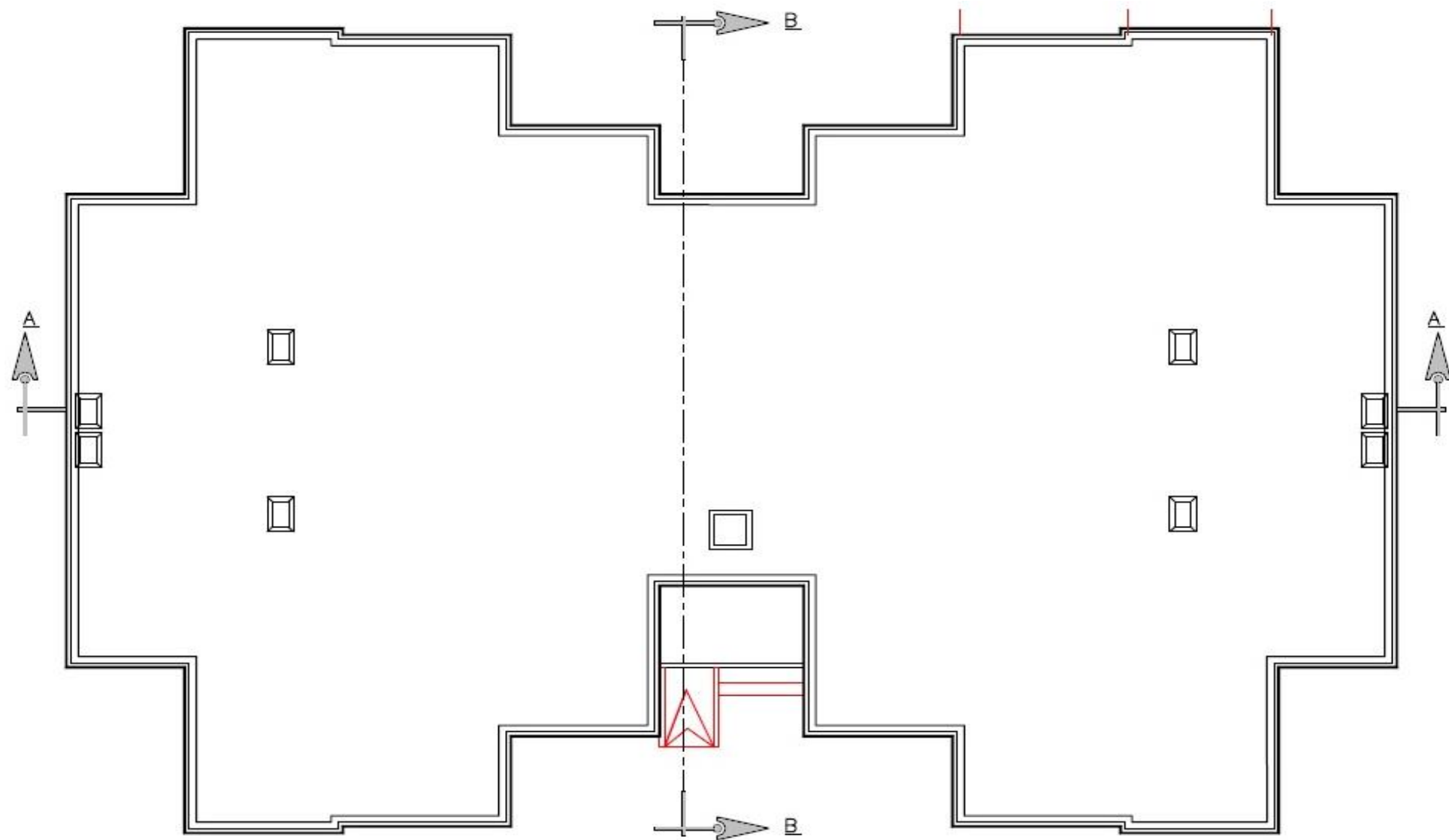
- ***Les plans***
 - *Plan RDC*
 - *Plan étage courant*
 - *Plan terrasse*
- ***Les coupes***
 - *Coupe A-A*
 - *Coupe B-B*
- ***Les façades***
 - *Façade principale*
 - *Façade postérieure*
- ***Tableau des sections des barres indépendantes***



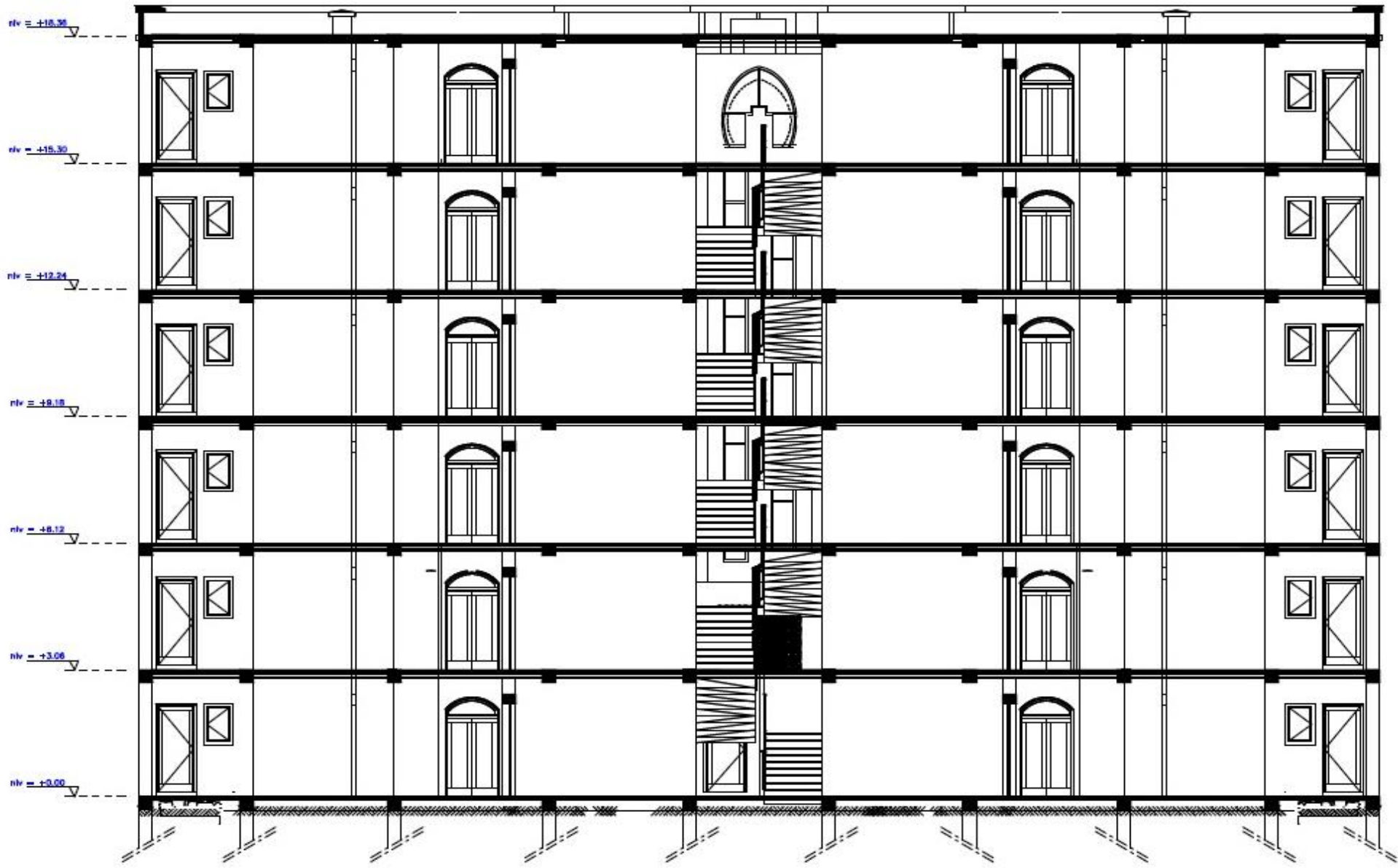
-PLAN RDC BLOC BARRE 4/PALIER TYPE *B*



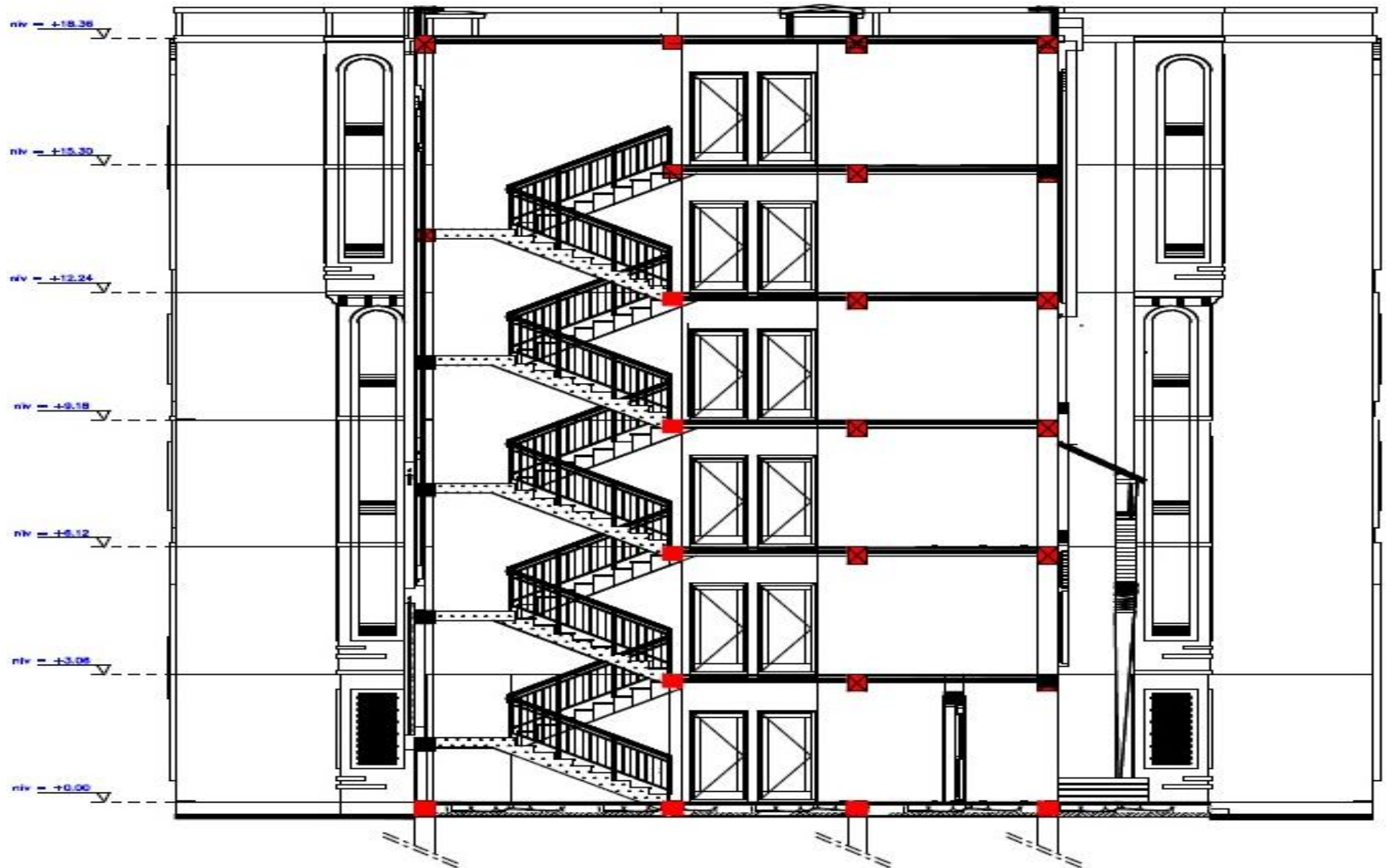
-PLAN ETAGE COURANT BLOC BARRE 4/PALIER TYPE *B*



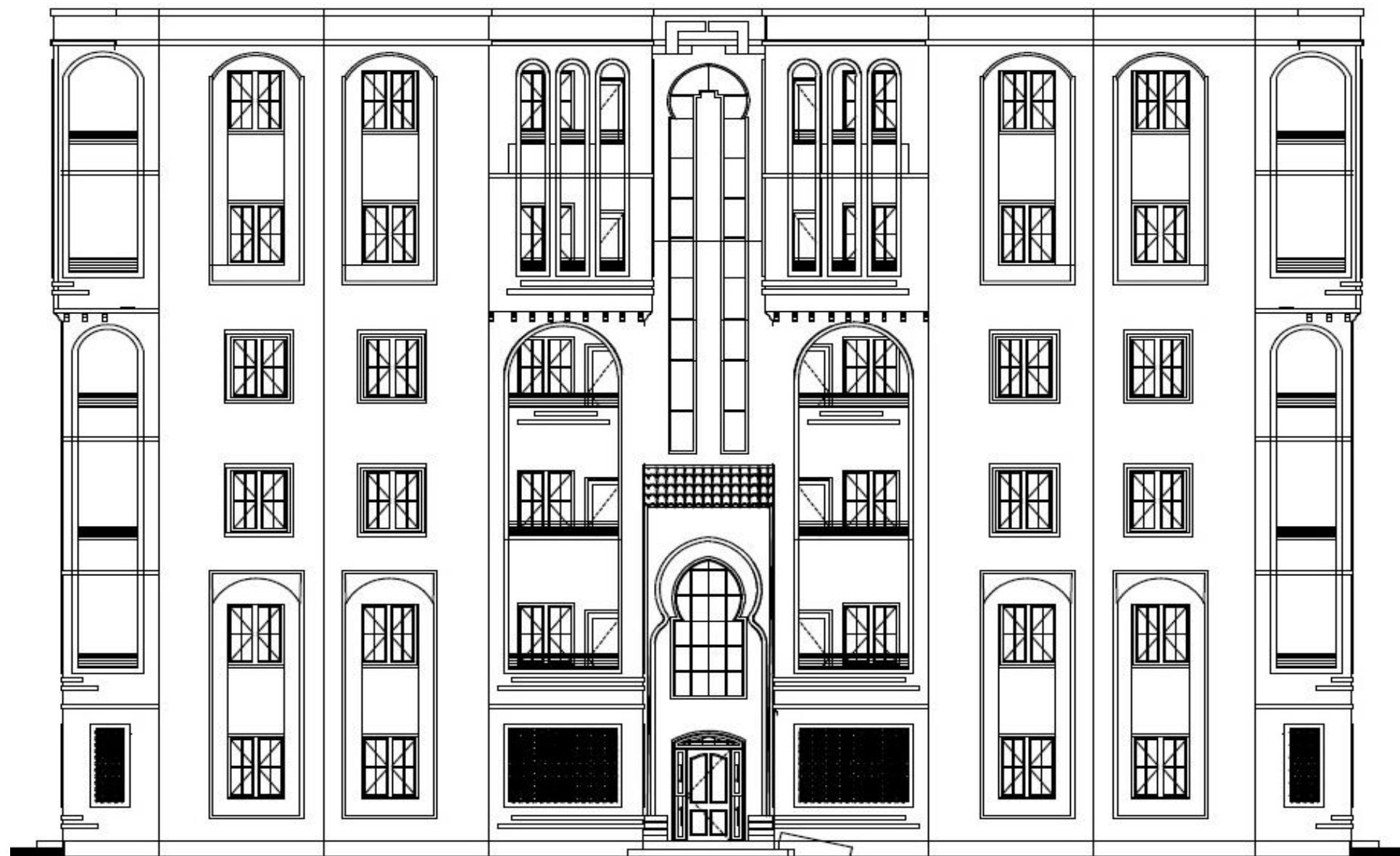
-PLAN TERRASSE BLOC BARRE 4/PALIER TYPE *B*



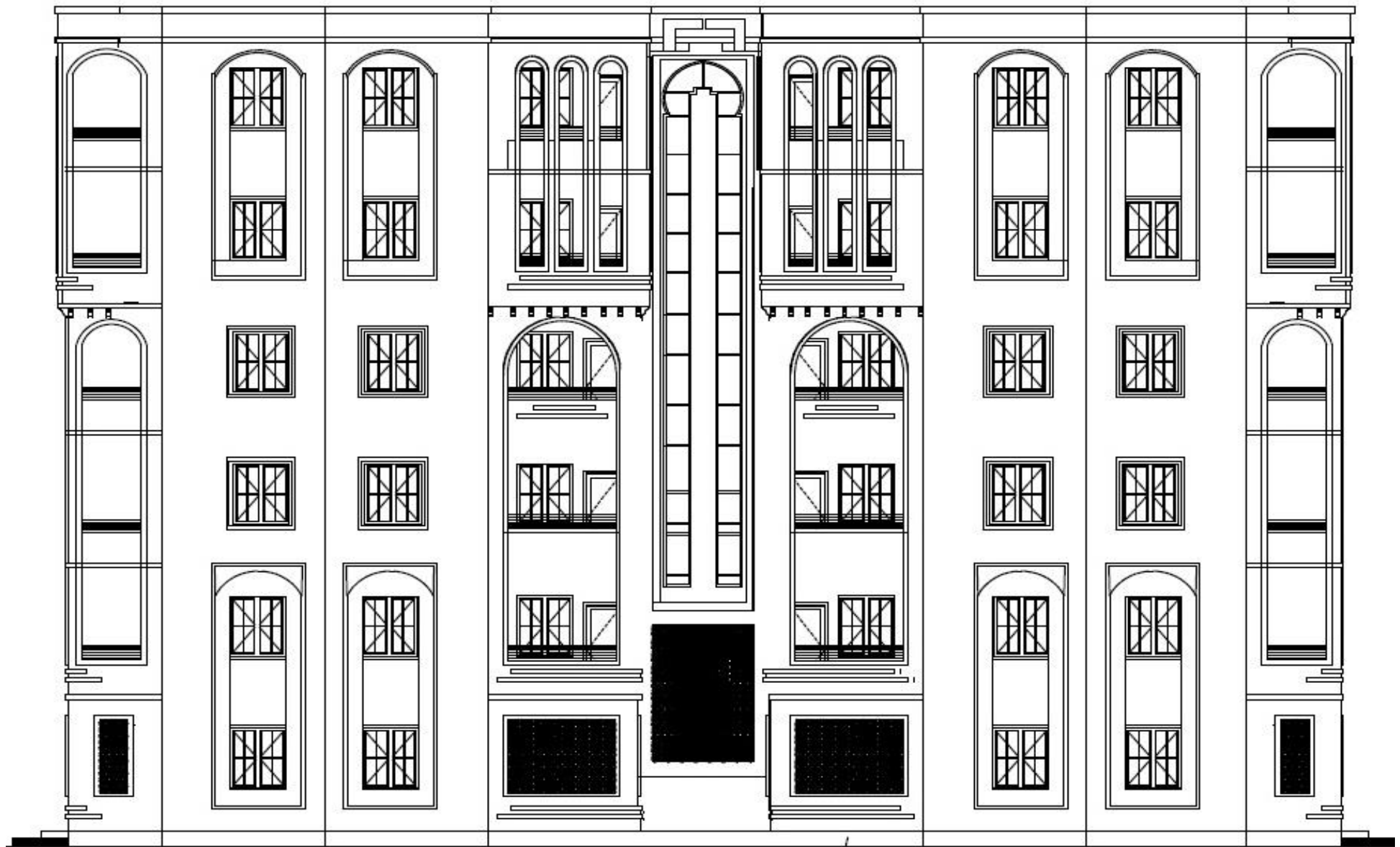
COUPE A-A



COUPE B-B



FACADE PRINCIPALE



FACADE POSTERIEURE

Tableau des sections des barres indépendantes

	1	2	3	4	5	6	7	8	9
HA 6	0,28	0,57	0,85	1,13	1,41	1,70	1,98	2,26	2,54
HA 8	0,50	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,52
HA 10	0,79	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07
HA 12	1,13	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18
HA 14	1,54	3,08	4,62	6,16	7,70	9,24	10,78	12,32	13,85
HA 16	2,01	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10
HA 20	3,14	6,28	9,42	12,57	15,71	18,85	21,99	25,13	28,27
HA 25	4,91	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18
HA 32	8,04	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,30	64,34	72,38
HA 40	12,57	25,13	37,70	50,27	62,83	75,40	87,96	100,53	113,10