



La République Algérienne Démocratique Et Populaire



Ministre de l'enseignement supérieur

et de la recherche scientifique

Université ABBAS LAGHROUR de Khenchela

Département de Génie Civil

**Mémoire de fin d'études**

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

**Spécialité : Génie civil**

**Option : Structure**

# CONCEPTION ET ETUDE D'UNBATIMENT AUSAGE D'HABITATION R+4

**Réalisé par :**

- HAMDAOUI MABROUK

**L'encadreur :** Abdelhakim BOUHADRA

*Membres de jury :*

*MR. Abdelhakim BOHADRA*

*MAA U.abbes laghrour khenchela*

ENCADREUR

*MR. Kamel KHALFAOUI*

*MAA U.abbes laghrour khenchela*

EXAMINATEUR

*MR. Abderrahmane MNASRIA*

*MAA U.abbes laghrour khenchela*

PRESIDENT

ANNEE UNIVERSITAIRE 2019-2020

# Remerciement

*Après avoir rendu grâce à dieu le tout puissant et le miséricordieux nous tenons à remercier vivement tous ceux qui ,de près ou de loin ont participé à la rédaction de ce travail. Il s'agit plus particulièrement :*

*De Monsieur'Abel Alhakim Bouhadra pour son aide ainsi que nos chers enseignants.*

*Nous tenons également à remercier nos familles et nos amis.*

# *Dédicace*

*Je dédie ce travail :*

*A ma famille qui ma toujours soutenu*

*Mes parents pour tous les efforts qu'ils ont faits et  
pour tout le soutiens qu'ils ont offerts tout au long mes  
études*

*A tous mes amis pour leur supports et encouragement*

*Sans oublier mes professeurs*

## ملخص

يهدف هذا المشروع إلى دراسة بناية ذات طابع سكني تتألف من 4 طوابق بالإضافة إلى طابق ارضي يتم انجازها بولاية بومرداس المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم III حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل ( RPA99 version 2003 ) مقاومة و استقرار البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمونة بواسطة العارضات , الأعمدة و الجدران المشكلة من مادة الخرسانة المسلحة.

الدراسة الحركية تمت باستعمال برنامج ألي :

**(ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL 2014)**

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

تسليح العناصر المقاومة ( الأعمدة و العارضات و الجدران الخرسانية ) و العناصر الثانوية تم يدويا.

في نهاية ، فإن دراسة عناصر البنية التحتية، وهي الأساسات، هو أيضا جزء من هذا المشروع.

كلمات مفتاحية: برج .خرسانة مسلحة .برنامج الروبو .روافد باعمدة و جدران خرسانية .

# Résumé

Le but de cette étude et la conception d'une structure à usage d'habitation composée d'un R.D.C + 8 étages + (sous sol) qui sera implanté dans la wilaya de Khenchela, classé en zone I selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003).

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

L'étude et l'analyse de ce projet ont été établies par le logiciel :

**(ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONA2014)**

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

Calcul le ferrailage des éléments résistants et les éléments secondaire manuellement

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

**Les mots clés :** une tour, béton arme, logiciel ROBOT, contreventement mixte.

# Summary

The aim of this study is the conception of an for dwelling composer of basement and R.D.C + 8 stages which will be established in the wilaya of Khenchela , classified in zone I according to the Algerian payment parasismic (RPA 99 version 2003).

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

## **(ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONA2014)**

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

The calculation the reinforcement of all the resistant elements and secondary elements

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

**Key words:** tower, Reinforced concrete, Robot program, mixed bracing

# Sommaire

---

## SOMMAIRE :

### CHAPITRE I : Présentation De L'ouvrage Et Caractéristiques Des Matériaux

Numéro	Titre	Page
I.1	INTRODUCTION	1
I.2	PRESENTATION DE L'OUVRAGE	1
I.3	IMPLANTATION DE L'OUVRAGE	1
I.4	CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES	1
I.5	LES ELEMENTS STRUCTURAUX	1
I.6	REGLEMENTATION ET NORMES UTILISES	2
I.7	REGULARITE DE LA STRUCTURE	2
I.8	LES ETATS LIMITES	4
I.9	HYPOTHESES DE CALCUL A L'ELU	4
I.10	LES ACTIONS	8
I.11	CARACTERISTIQUES MECANIKES DES MATERIAUX UTILISEES	11

### CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT

Numéro	Titre	Page
II.1	INTRODUCTION	22
II.2	PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRES	22
II.3	PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PRINCIPAUX	36
II.4	DESCENTE DE CHARGES	43
II.5	VERIFICATION DES POTEAUX	55
II.6	CONCLUSION	58

### CHAPITRE III : CALCUL DES ÉLEMENTS SECONDAIRES

Numéro	Titre	Page
III.1	INTRODUCTION	60
III.2	CALCUL DE L'ACROTERE	60
III.3	ETUDE DES DALLES PLEINES	68
III.4	ETUDE DES ESCALIERS	81
III.5	CALCUL DES CHAINAGES	98
III.6	LES PLANCHERS	102
III.7	ETUDE DE LA DALLE DE L'ASCENSEUR	166

# Sommaire

---

## **CHAPITRE IV : Etudes sismiques**

<b>Numéro</b>	<b>Titre</b>	<b>Page</b>
IV.1	INTRODUCTION	181
IV.2	OBJECTIFS DE L'ETUDE DYNAMIQUE	181
IV.3	METHODES DE CALCUL	182
IV.4	CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL	183
IV.5	MODELISATION DE LA STRUCTURE	184
IV.6	CONCLUSION	221

## **CHAPITRE V : Etudes des éléments principaux**

<b>Numéro</b>	<b>Titre</b>	<b>Page</b>
V.1	INTRODUCTION	223
V.2	HYPOTHESES	223
V.3	FERRAILLAGE DES PORTIQUES	223

## **CHAPITRE VI : Etude de l'infrastructure**

<b>Numéro</b>	<b>Titre</b>	<b>Page</b>
VI.1	INTRODUCTION	285
VI.2	LES FONDATIONS	285
VI.3	VOILE PERIPHERIQUE	304
VI.4	CONCLUSION	310

CONCLUSION	311
BIBLIOGRAPHIE	312

## Liste des figures

### LISTE DE FIGURE

#### CHAPITRE I : Présentation De L'ouvrage Et Caractéristiques Des Matériaux

Nom	Titre	Page
Figure I.1.	Règle des trois pivots	5
Figure I.2.	Evolution de la résistance du béton à la traction $f_{tj}$ En fonction de celle à la compression $f_{cj}$	13
Figure I.3.	Déformation transversale	14
Figure I.4.	Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELU	15
Figure I.5.	Diagramme contraintes-déformations de calcul	19

#### CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT

Nom	Titre	Page
Figure I.1.	plancher à corps creux	22
Figure I.2.	Schéma d'une poutrelle	23
Figure I.3.	Disposition des poutrelles	25
Figure I.4.	Plancher terrasse inaccessible	26
Figure I.5.	Plancher étage courant	27
Figure I.6.	Dalle sur 1 seul appui	28
Figure I.7	Dalle sur 4 appuis	29
Figure I.8.	Murs extérieurs	30
Figure I.9.	Schéma terminologie d'escalier	31
Figure I.10.	vue en plan	32
Figure I.11.	Schéma statique de l'escalier	32
Figure I.12.	Croquet d' acrotere	35
Figure I.13.	Hauteur libre d'étage	38
Figure I.14.	Les poteaux de (l'RDC et l'entre sol)	39
Figure I.15.	Les poteaux d'étage	40
Figure I.16.	Coupe de voile en plan (droite) Voile en 3D (gauche).	42

## Liste des figures

<b>Figure I.17.</b>	Vue en plan d'un voile	<b>43</b>
<b>Figure I.18.</b>	Surface revenant au Poteau central D-3	<b>43</b>
<b>Figure I.19.</b>	Surface revenant au poteau de la cage d'escalier G-3	<b>47</b>
<b>Figure I.20.</b>	Surface revenant au poteau de la cage d'escalier	<b>51</b>

### CHAPITRE III : CALCUL DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

<b>Nom</b>	<b>Titre</b>	<b>Page</b>
<b>Figure I.1.</b>	Schéma de l'acrotère	<b>60</b>
<b>Figure I.2.</b>	Schéma de ferrailage	<b>68</b>
<b>Figure I.3.</b>	Schéma d'une dalle sur 4 appuis	<b>68</b>
<b>Figure I.4.</b>	Schéma de ferrailage de la dalle sur 4 appuis	<b>74</b>
<b>Figure I.5.</b>	schéma statique de la dalle type 1	<b>74</b>
<b>Figure I.6.</b>	Schéma de ferrailage de la dalle en console	<b>77</b>
<b>Figure I.7.</b>	schéma statique de la dalle type 1	<b>78</b>
<b>Figure I.8.</b>	Schéma de ferrailage de la dalle en console	<b>81</b>
<b>Figure I.9.</b>	Schéma statique de l'escalier	<b>82</b>
<b>Figure I.10.</b>	Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU	<b>84</b>
<b>Figure I.11.</b>	Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS	<b>88</b>
<b>Figure I.12.</b>	Schéma de Ferrailage de l'escalier	<b>92</b>
<b>Figure I.13.</b>	Schéma statique du la poutre	<b>92</b>
<b>Figure I.14.</b>	Section creus équivalente	<b>95</b>
<b>Figure I.15.</b>	Ferrailage de la Poutre palière	<b>98</b>
<b>Figure I.16.</b>	Ferrailage de la Poutre de chainage	<b>102</b>
<b>Figure I.17.</b>	Schéma statique de la poutrelle	<b>105</b>
<b>Figure I.18.</b>	Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre à deux travées	<b>106</b>
<b>Figure I.19.</b>	Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre à plus de deux travées	<b>106</b>
<b>Figure I.20.</b>	Schéma statique de la poutrelle	<b>107</b>
<b>Figure I.21.</b>	Schéma statique de la poutrelle type 5	<b>111</b>
<b>Figure I.22.</b>	Diagramme des moments à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (type 5)	<b>118</b>
<b>Figure I.23.</b>	Diagramme des efforts tranchants à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (type 5)	<b>118</b>

## Liste des figures

<b>Figure I.24.</b>	Diagramme des moments à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (type 5)	<b>119</b>
<b>Figure I.25.</b>	Diagramme des efforts tranchants à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (type 5)	<b>119</b>
<b>Figure I.26.</b>	Diagramme des moments à l'ELU des poutrelles du plancher entre sol (type 5)	<b>120</b>
<b>Figure I.27</b>	Diagramme des efforts tranchants à l'ELU des poutrelles du plancher entre sol (type 5)	<b>120</b>
<b>Figure I.28.</b>	:Diagramme des moments à l'ELS des poutrelles du plancher entre sol (type 5)	<b>121</b>
<b>Figure I.29.</b>	Diagramme des efforts tranchants à l'ELS des poutrelles du plancher entresol (type 5)	<b>121</b>
<b>Figure I.30.</b>	Schéma statique de la poutrelle type 4	<b>122</b>
<b>Figure I.31.</b>	Diagramme des moments à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 4)	<b>128</b>
<b>Figure I.32.</b>	Diagramme des efforts tranchants à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 4)	<b>128</b>
<b>Figure I.33.</b>	Diagramme des moments à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 4)	<b>129</b>
<b>Figure I.34.</b>	Diagramme des efforts tranchants à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 4)	<b>129</b>
<b>Figure I.35.</b>	Diagramme des moments à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (type 4)	<b>130</b>
<b>Figure I.36.</b>	Diagramme des efforts tranchants à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (type 4)	<b>130</b>
<b>Figure I.37</b>	Diagramme des moments à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (type 4)	<b>131</b>
<b>Figure I.38.</b>	Diagramme des efforts tranchants à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (type 4)	<b>131</b>
<b>Figure I.39.</b>	Schéma statique de la poutrelle type 6	<b>131</b>
<b>Figure I.40.</b>	Diagramme des moments à l'ELU des poutrelles du plancher Plancher terrasse (type 6)	<b>132</b>
<b>Figure I.41.</b>	Diagramme des efforts tranchants à l'ELU des poutrelles du plancher Plancher terrasse (type 6)	<b>132</b>
<b>Figure I.42.</b>	Diagramme des moments à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (type 6)	<b>133</b>
<b>Figure I.43.</b>	Diagramme des efforts tranchants à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (type 6)	<b>134</b>
<b>Figure I.44.</b>	Diagramme des moments à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (type 6)	<b>134</b>
<b>Figure I.45.</b>	Diagramme des efforts tranchants à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (type 6)	<b>134</b>
<b>Figure I.46</b>	Schéma statique de la poutrelle type 1	<b>135</b>
<b>Figure I.47.</b>	Diagramme des moments à l'ELU des poutrelles du plancher Plancher terrasse (type 1)	<b>137</b>
<b>Figure I.48.</b>	Diagramme des efforts tranchants à l'ELU des poutrelles du plancher Plancher terrasse (type 1)	<b>137</b>

## Liste des figures

<b>Figure I.49.</b>	Diagramme des moments à l'ELS des poutrelles du plancher Plancher terrasse (type 1)	<b>138</b>
<b>Figure I.50.</b>	Diagramme des efforts tranchants à l'ELS des poutrelles du plancher Plancher terrasse (type 1)	<b>138</b>
<b>Figure I.51.</b>	Schéma statique de la poutrelle type 2	<b>139</b>
<b>Figure I.52.</b>	Diagramme des moments à l'ELU des poutrelles du plancher Plancher terrasse (type 2)	<b>140</b>
<b>Figure I.53.</b>	Diagramme des efforts tranchants à l'ELU des poutrelles du plancher Plancher terrasse (type 2)	<b>140</b>
<b>Figure I.54.</b>	Diagramme des moments à l'ELS des poutrelles du plancher Plancher terrasse (type 2)	<b>141</b>
<b>Figure I.55.</b>	Diagramme des efforts tranchants à l'ELS des poutrelles du plancher Plancher terrasse (type2)	<b>141</b>
<b>Figure I.56.</b>	Diagramme des moments à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (type 2)	<b>142</b>
<b>Figure I.57.</b>	Diagramme des efforts tranchants à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (type 2)	<b>143</b>
<b>Figure I.58.</b>	Diagramme des moments à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (type 2)	<b>144</b>
<b>Figure I.59.</b>	Diagramme des efforts tranchants à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (type 2)	<b>144</b>
<b>Figure I.60.</b>	Diagramme des moments à l'ELU des poutrelles du plancher entre sol (type 2)	<b>145</b>
<b>Figure I.61.</b>	:Diagramme des efforts tranchants à l'ELU des poutrelles du plancher entre sol (type 2)	<b>145</b>
<b>Figure I.62.</b>	Diagramme des moments à l'ELS des poutrelles du plancher entre sol (type 2)	<b>146</b>
<b>Figure I.63.</b>	Diagramme des efforts tranchants à l'ELS des poutrelles du plancher entre sol (type 2)	<b>147</b>
<b>Figure I.64.</b>	Schéma statique de la poutrelle type 3	<b>147</b>
<b>Figure I.65</b>	Diagramme des moments à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (type 3)	<b>148</b>
<b>Figure I.66.</b>	Diagramme des efforts tranchants à l'ELSU des poutrelles du plancher étage courant (type 3)	<b>148</b>
<b>Figure I.67.</b>	Diagramme des moments à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (type 3)	<b>149</b>
<b>Figure I.68.</b>	Diagramme des efforts tranchants à l'ELSS des poutrelles du plancher étage courant (type 3)	<b>149</b>
<b>Figure I.69.</b>	Diagramme des moments à l'ELU des poutrelles du plancher entre sol (type 3)	<b>150</b>
<b>Figure I.70.</b>	Diagramme des efforts tranchants à l'ELU des poutrelles du plancher entre sol (type 3)	<b>151</b>
<b>Figure I.71.</b>	Diagramme des moments à l'ELS des poutrelles du plancher entre sol (type 3)	<b>152</b>
<b>Figure I.72.</b>	Diagramme des efforts tranchants à l'ELS des poutrelles du plancher entre sol (type3)	<b>152</b>
<b>Figure I.73.</b>	La table de compression	<b>154</b>

## Liste des figures

<b>Figure I.74.</b>	Schéma de ferrailage des poutrelle	<b>164</b>
<b>Figure I.75</b>	Concept d'un ascenseur	<b>166</b>
<b>Figure I.76.</b>	Schéma statique d'un ascenseur	168
<b>Figure I.77</b>	Dimensions de la dalle de l'ascenseur	170

### CHAPITREIV : Etudes sismiques

<b>Nom</b>	<b>Titre</b>	<b>Page</b>
<b>Figure I.1.</b>	Vue en 3D de la structure	<b>193</b>
<b>Figure I.2.</b>	disposition des voiles (RSAP2014)	<b>195</b>
<b>Figure I.3.</b>	disposition des voiles (RSAP2014)	<b>196</b>
<b>Figure I.4.</b>	disposition des voiles (RSAP2014)	<b>197</b>
<b>Figure I.5.</b>	Diagramme de spectre de réponse	<b>199</b>
<b>Figure I.6.</b>	1ere mode de déformation (translation suivant x-x)	<b>201</b>
<b>Figure I.7</b>	2eme mode de déformation (translation suivant y-y)	<b>201</b>
<b>Figure I.8.</b>	3eme mode de déformation (torsion au tour de z-z)	<b>202</b>
<b>Figure I.9.</b>	Distribution de l'effort sismique selon la hauteur	<b>211</b>
<b>Figure I.10.</b>	Distribution de l'effort tranchant selon la hauteur	<b>215</b>

### CHAPITRE V : Etudes des éléments principaux

<b>Nom</b>	<b>Titre</b>	<b>Page</b>
<b>Figure I.1.</b>	Schéma de ferrailage des poutres principales	<b>232</b>
<b>Figure I.2.</b>	Schéma de ferrailage des poutres principales	<b>232</b>
<b>Figure I.3.</b>	Schéma de ferrailage des poutres secondaires	<b>233</b>
<b>Figure I.4.</b>	Schéma de ferrailage des poutres secondaires	<b>233</b>
<b>Figure I.5.</b>	zone nodales	<b>235</b>
<b>Figure I.6.</b>	ferrailage du poteau (40*50)	<b>247</b>
<b>Figure I.7</b>	ferrailage du poteau (40*45)	<b>253</b>
<b>Figure I.8.</b>	ferrailage du poteau (40*40)	<b>259</b>
<b>Figure I.9.</b>	ferrailage du poteau (30*40)	<b>265</b>
<b>Figure I.10.</b>	ferrailage du poteau (35*35)	<b>271</b>
<b>Figure I.11.</b>	Disposition des armatures verticales dans les voiles	<b>274</b>

## Liste des figures

<b>Figure I.12.</b>	ferraillage d'un voile	<b>275</b>
<b>Figure I.13.</b>	méthode des contraintes	<b>275</b>
<b>Figure I.14.</b>	diagramme d'une section entièrement comprimée	<b>276</b>
<b>Figure I.15.</b>	diagramme d'une section entièrement tendue	<b>277</b>
<b>Figure I.16.</b>	diagramme d'une section partiellement comprimée	<b>277</b>
<b>Figure I.17</b>	ferraillage du voile	<b>283</b>

## CHAPITRE VI : Etude de l'infrastructure

<b>Nom</b>	<b>Titre</b>	<b>Page</b>
<b>Figure I.1.</b>	Semelle isolé	<b>286</b>
<b>Figure I.2.</b>	Radier général nervuré	<b>287</b>
<b>Figure I.3.</b>	radier nervuré	<b>288</b>
<b>Figure I.4.</b>	ferraillage de la dalle du radier	<b>297</b>
<b>Figure I.5.</b>	section de calcul de nervure	<b>297</b>
<b>Figure I.6.</b>	ferraillage de la nervure en travée	<b>303</b>
<b>Figure I.7</b>	ferraillage de la nervure sur appuis	<b>304</b>
<b>Figure I.8.</b>	Schéma du voile périphérique	<b>305</b>
<b>Figure I.9.</b>	Répartition des contraintes sur le panneau le plus sollicité à l'ELU	<b>306</b>
<b>Figure I.10.</b>	Répartition des contraintes sur le panneau le plus sollicité à l'ELS	<b>307</b>
<b>Figure I.11.</b>	panneau le plus sollicité	<b>307</b>
<b>Figure I.12.</b>	Schéma du ferraillage de voile périphérique	<b>310</b>

## Liste des tableaux

### LISTE DES TABLEAUX

#### CHAPITRE I : Présentation De L'ouvrage Et Caractéristiques Des Matériaux

Nom	Titre	Page
Tableau I.1.	Caractéristiques mécaniques des aciers	17
Tableau I.2.	L'enrobage des armatures	20

#### CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT

Nom	Titre	Page
Tableau I.1.	Evaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible	26
Tableau I.2.	Evaluation des charges dans le plancher étage courant	27
Tableau I.3.	Evaluation des charges dans les dalles pleines	29
Tableau I.4.	Evaluation des charges dans les murs extérieurs	30
Tableau I.5.	Evaluation des charges du palier	34
Tableau I.6.	Evaluation des charges du la volée	34
Tableau I.7	Evaluation des charges du l'acrotère	40
Tableau I.8.	section des poteaux	41
Tableau I.9.	Tableau récapitulative des résultats de la descente de charge (poteau D-3)	45
Tableau I.10.	Tableau récapitulatif des résultats de la descente de charge (poteau G-3)	50
Tableau I.11.	Tableau récapitulatif des résultats de la descente de charge (poteau I-3)	53
Tableau I.12.	Vérification de section pour le poteau	55
Tableau I.13.	résultat de vérification a la compression simple	55
Tableau I.14.	résultat de vérification au flambement	58

## Liste des tableaux

### CHAPITRE III : CALCUL DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

Nom	Titre	Page
<b>Tableau I.1.</b>	Calcul des armatures principales	<b>70</b>
<b>Tableau I.2.</b>	vérification des contraintes à l'ELS	<b>71</b>
<b>Tableau I.3.</b>	Vérification de la flèche à l'E.L.S	<b>72</b>
<b>Tableau I.4.</b>	Ferraillage de la dalle en console	<b>75</b>
<b>Tableau. I.5.</b>	Ferraillage de la dalle en console	<b>79</b>
<b>Tableau I.6.</b>	Calcul des armatures principales	<b>85</b>
<b>Tableau I.7</b>	vérification des contraintes à l'ELS	<b>90</b>
<b>Tableau I.8.</b>	Vérification de la flèche à l'E.L.S	<b>90</b>
<b>Tableau I.9.</b>	Les sollicitations de la poutre palière	<b>93</b>
<b>Tableau I.10.</b>	Calcul des armatures principales	<b>93</b>
<b>Tableau I.11.</b>	vérification des contraintes à l'ELS	<b>97</b>
<b>Tableau I.12.</b>	Calcul des armatures principales	<b>100</b>
<b>Tableau I.13.</b>	Les différents types de poutrelles	<b>109</b>
<b>Tableau I.14.</b>	Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles	<b>111</b>
<b>Tableau I.15.</b>	Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (type 5)	<b>118</b>
<b>Tableau I.16.</b>	Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (type 5)	<b>119</b>
<b>Tableau I.17.</b>	Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher entre sol (type 5)	<b>120</b>
<b>Tableau I.18.</b>	Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher entre sol (type 5)	<b>121</b>
<b>Tableau. I.19.</b>	Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible	<b>127</b>
<b>Tableau I.20.</b>	Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 4)	<b>128</b>
<b>Tableau I.21</b>	Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (type 4)	<b>129</b>
<b>Tableau I.22.</b>	Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (type 4)	<b>130</b>
<b>Tableau I.23.</b>	Sollicitations à l'ELU des poutrelles du Plancher terrasse (type6)	<b>132</b>
<b>Tableau I.24.</b>	Sollicitations à l'ELS des poutrelles du Plancher terrasse (type 6)	<b>133</b>
<b>Tableau I.25.</b>	Sollicitations à l'ELU des poutrelles du Plancher étage courant (type 6)	<b>133</b>
<b>Tableau I.26.</b>	Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (type 6)	<b>134</b>

## Liste des tableaux

<b>Tableau I.27.</b>	Sollicitations à l'ELU des poutrelles du Plancher terrasse (type 1)	<b>136</b>
<b>Tableau I.28.</b>	Sollicitations à l'ELS des poutrelles du Plancher terrasse (type 1)	<b>137</b>
<b>Tableau I.29.</b>	Sollicitations à l'ELU des poutrelles du Plancher terrasse (type 2)	<b>139</b>
<b>Tableau I.30.</b>	Sollicitations à l'ELS des poutrelles du Plancher terrasse (type 2)	<b>140</b>
<b>Tableau I.31.</b>	Sollicitations à l'ELU des poutrelles du Plancher étage courant (type 2)	<b>142</b>
<b>Tableau I.32.</b>	Sollicitations à l'ELS des poutrelles du Plancher courant (type 2)	<b>143</b>
<b>Tableau. I.33.</b>	Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher entre sol (type 2)	<b>144</b>
<b>Tableau I.34.</b>	Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher entre sol (type 2)	<b>146</b>
<b>Tableau I.35</b>	Sollicitations à l'ELU des poutrelles du Plancher étage courant (type 3)	<b>147</b>
<b>Tableau I.36.</b>	Sollicitations à l'ELS des poutrelles du Plancher étage courant (type 3)	<b>149</b>
<b>Tableau I.37.</b>	Sollicitations à l'ELU des poutrelles du Plancher entre sol (type 3)	<b>150</b>
<b>Tableau I.38.</b>	Sollicitations à l'ELUS des poutrelles du Plancher entre sol (type 3)	<b>151</b>
<b>Tableau I.39.</b>	Sollicitations maximales à l'ELS des différents niveaux	<b>152</b>
<b>Tableau I.40.</b>	Sollicitations maximales à l'ELS des différents niveaux	<b>153</b>
<b>Tableau I.41.</b>	Calcul des armatures principales en travée	<b>155</b>
<b>Tableau I.42.</b>	Calcul des armatures principales en appui	<b>157</b>
<b>Tableau I.43.</b>	Vérification de l'état limite de compression du béton	<b>159</b>
<b>Tableau I.44.</b>	Récapitulatif du Calcul de la flèche	<b>162</b>
<b>Tableau I.45.</b>	Récapitulatif de la vérification des flèches	<b>162</b>
<b>Tableau I.46.</b>	Schéma de ferrailage des poutrelles	<b>164</b>
<b>Tableau I.47.</b>	Moments de la dalle de l'ascenseur	<b>172</b>
<b>Tableau I.48</b>	Efforts tranchant de la dalle de l'ascenseur	<b>173</b>

## Liste des tableaux

### CHAPITRE IV : Etudes sismiques

Nom	Titre	Page
Tableau I.1.	Valeurs des pénalités $P_q$	191
Tableau I.2.	Périodes et facteurs de participation (Résultats Robot 2014)	200
Tableau I.3.	Vérification de l'interaction sous charges verticale	203
Tableau I.4.	Vérification de l'interaction sous charges horizontales	204
Tableau I.5.	Vérification de la résultante des forces sismiques	206
Tableau I.6.	Vérification des déplacements de la structure	207
Tableau I.7.	Récapitulatif de la distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur	210
Tableau I.8.	les efforts tranchants résultants	214
Tableau I.9.	Vérification à l'effet $P-\Delta$	216
Tableau I.10.	Vérification de l'effort normal réduit	218
Tableau I.11.	Excentricité accidentelle pour chaque étage	219
Tableau I.12.	vérification de renversement sens longitudinal	221
Tableau I.13.	vérification de renversement de sens transversal	221

### CHAPITRE V : Etudes des éléments principaux

Nom	Titre	Page
Tableau I.1.	situations pour le ferrailage des poutres	223
Tableau I.2.	Sollicitations de la poutre sous différentes combinaisons	226
Tableau I.3.	armatures longitudinales à l'ELU	230
Tableau I.4.	vérification à l'E.L.S	230
Tableau I.5.	Tableau récapitulation des ferrailages des poutres	231
Tableau I.6.	vérification de la contrainte de cisaillement	231
Tableau I.7.	Coefficient de sécurité et Caractéristiques mécaniques	236
Tableau I.16.	calcul de ferrailage pour le poteau (40*35) cas 02	249
Tableau I.17.	Calcul du moment fictif du poteau (40*35) cas 03	249
Tableau I.30.	Calcul du moment fictif du poteau (30*40) cas 01	260

## Liste des tableaux

<b>Tableau I.31.</b>	vérification de la section du poteau (30*40) cas 01	<b>260</b>
<b>Tableau I.32.</b>	calcul de ferrailage pour le poteau (30*40) cas 01	<b>260</b>
<b>Tableau. I.33.</b>	Calcul du moment fictif du poteau (30*40) cas 02	<b>261</b>
<b>Tableau I.34.</b>	calcul de ferrailage pour le poteau (30*40) cas 02	<b>261</b>
<b>Tableau I.35</b>	Calcul du moment fictif du poteau (30*40) cas 03	<b>261</b>
<b>Tableau I.36.</b>	calcul de ferrailage pour le poteau (30*40) cas 03	<b>262</b>
<b>Tableau I.37.</b>	Section de ferrailage du poteau (30*40).	<b>262</b>
<b>Tableau I.38.</b>	vérification à l'ELS du poteau (30*40).	<b>262</b>
<b>Tableau I.39.</b>	Calcul du moment fictif du poteau (35*35) cas 01	<b>266</b>
<b>Tableau I.40.</b>	vérification de la section du poteau (35*35) cas 01	<b>266</b>
<b>Tableau I.41.</b>	calcul de ferrailage pour le poteau (35*35) cas 01	<b>266</b>
<b>Tableau I.42.</b>	Calcul du moment fictif du poteau (35*35) cas 02	<b>267</b>
<b>Tableau I.46.</b>	Section de ferrailage du poteau (35*35)	<b>268</b>
<b>Tableau I.47.</b>	vérification à l'ELS du poteau (35*35).	<b>268</b>

## CHAPITRE VI : Etude de l'infrastructure

<b>Nom</b>	<b>Titre</b>	<b>Page</b>
<b>Tableau I.1.</b>	valeur de $\mu_x$ et $\mu_y$	<b>293</b>
<b>Tableau I.2.</b>	ferrailage de la dalle du radier	<b>295</b>
<b>Tableau I.3.</b>	vérification à l'ELS de la dalle du radier	<b>296</b>
<b>Tableau I.4.</b>	les sollicitations dans les nervures	<b>299</b>
<b>Tableau. I.5.</b>	vérification à l'ELS des nervures	<b>301</b>
<b>Tableau I.6.</b>	Résumé des résultats de ferrailage du voile	<b>308</b>
<b>Tableau I.7</b>	vérification des contraintes dans le voile à l'ELS	<b>309</b>

# Liste Des Symboles

---

## LISTE DES SYMBOLES

$f_{cj}$	Résistance en compression à j jour du béton
$f_{tj}$	Résistance à la traction à j jour du béton
$E_{ij}$	Résistance à la traction à j jour du béton
$E_{vj}$	Module de déformation différé du béton
G	Module de déformation transversale
V	Coefficient de poisson
$f_{bu}$	Résistance conventionnelle ultime à la compression
$\varepsilon_{bc}$	Déformation unitaire du béton
$\sigma_{bc}$	Contrainte de compression dans le béton
$\bar{\sigma}_{bc}$	Contrainte admissible du béton en compression
$\tau_u$	Contraintes limites de cisaillement
$\bar{\sigma}_s$	Contrainte admissible d'acier
$f_e$	Limite d'élasticité des aciers utilisés
$B_r$	La section de béton réduite du béton
$\bar{f}$	La flèche admissible
$\lambda$	L'élancement de l'élément poteau
$L_f$	Longueur de flambement
$e_1$	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
$\mu_{bu}$	Moment réduit
$A_s$	Section d'armature tendue
$A'_s$	Section d'armature comprimée
$A_{min}$	Section minimale d'armature
$A_t$	Section d'armature transversale
$S_t$	Espacement des armatures transversals
$T_u$	Le moment de torsion ultime
a	Le diamètre du grand cercle inscrit dans le contour extérieur de la section
$\Omega$	L'aire du contour tracé à mi- épaisseur des parois
V	Effort tranchant
$M_k$	Moment de renversement dans chaque étage
$\delta_k$	Les déplacements horizontaux absolus
$\Delta_k$	Les déplacements relatifs
$M_{uf}$	Moment ultime fictif
$A'_{sf}$	Section d'armature fictive

# *Introduction Générale*

# **Introduction générale**

---

## **INTRODUCTION GENERALE :**

Construire a toujours été un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. De nos jours également, la construction connaît un grand essor dans la plus part des pays et très nombreux sont les professionnels qui se livrent à l'activité de bâtir dans le domaine du bâtiment ou travaux publics.

Cependant, si le métier de construire peut se ranger parmi les plus anciens exercés par l'homme, il faut reconnaître qu'il leur a fallu au cours des dernières décades de s'adapter pour tenir compte de l'évolution des goûts et des mœurs, mais surtout aux nouvelles techniques de constructions qui permettent une fiabilité maximum de la structure vis-à-vis des aléas naturels tel que les séismes.

Une structure doit être calculer et conçue de telle manière à :

- Qu'elle reste apte a l'utilisation pour laquelle elle a été prévue, compte tenu de sa durée de vie envisagée et de son coût.
- Elle ne doit pas endommager par des événements, tels que : explosion, choc ou conséquences d'erreurs humaines.
- Elle doit résister –pour des degrés de fiabilité – à toutes les actions et autres influences susceptibles de s'exercer aussi bien pendant l'exécution que durant son exploitation et qu'elle ait une durabilité convenable au regard des coûts d'entretien.

Pour satisfaire aux exigences énoncées ci-dessus, on doit choisir convenablement les matériaux, définir une conception, un dimensionnement et des détails constructifs appropriés, et spécifier des procédures de contrôles adaptées au projet considéré, au stade de la production, de la construction et de l'exploitation ; pour ce faire il faut impérativement se munir des règlements de calculs utilisés (B.A.E.L, C.C.B.A .....etc) et ceux propres a chaque pays (pour nous en Algérie, on se référant au RPA99/version 2003).

*CHAPITRE I*  
*Présentation De L'ouvrage*  
*Et*  
*Caractéristiques Des Matériaux*

## I.1.INTRODUCTION

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des données et des connaissances de base sur lesquelles les ingénieurs prennent appui dans son étude pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. A cet effet, ce chapitre de généralités, donne les caractéristiques des matériaux utilisés pour la réalisation de notre structure ainsi qu'une description de cette dernière

## I.2. PRESENTATION DE L'OUVRAGE

L'ouvrage faisant objet de notre étude est un bâtiment R+8 étages + entre sol. Cet ouvrage est à usage d'habitation. Il est classé, d'après les règles parasismiques algériennes «RPA99 /version 2003 », dans le groupe 2, ayant une importance moyenne.

## I.3. IMPLANTATION DE L'OUVRAGE

L'ouvrage est situé au de la ville de BOUMERDES.il est délimité au nord par la protection civil à l'ouest par la direction des travaux publics, à l'est par un terrain vague et au sud par un mosquée, qui est, d'après la classification en zones sismiques des wilayas et communes d'Algérie (RPA99/2003), en zone (III), qui est une zone à sismicité élevée.

## I.4. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES

Les caractéristiques géométriques de notre structure sont les suivantes :

Hauteur total de l'ouvrage : 17.36m.

Hauteur de RDC : 3,91m

Hauteur d'étage courant : 3,06m

Largeur : 12.40m

Longueur : 30.65 m

## I.5. LES ELEMENTS STRUCTURAUX

- **Les planchers** : ce sont des aires- généralement, planes destinées à séparer les différents niveaux d'un bâtiment, sont constitués de corps creux avec une dalle de compression qui forme un diaphragme horizontal rigide et assure la transmission des forces agissant dans son plan aux éléments de contreventement.

- **Les poutres** : sont sollicitées par un moment fléchissant et un effort tranchant.

- **Les poteaux** : sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les

Sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure.

- **Les escaliers** : ce sont des éléments permettant le passage d'un niveau à l'autre, ils sont réalisés en béton armé, coulés sur place.

- **La maçonnerie** :

Les murs extérieurs : ils sont réalisés en briques creuses à doubles parois séparées par une lame d'air d'épaisseur 5cm pour l'isolation thermique et phonique.

Les murs intérieurs : sont réalisés en simple cloisons de briques creuses de 10cm, leurs fonctions principale est la séparation des espaces et l'isolation thermique et acoustique.

**Balcon** : les balcons seront réalisés en dalle pleine.

**L'acrotère** : C'est un élément en béton armé, encastrés à sa base au plancher terrasse, Coulé sur place.

**L'infrastructure** : Elle sera réalisée en béton armé et assure les fonctions suivantes :

- Transmettre les charges horizontales et verticales au sol.

- Limiter les tassements.

- Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol

## **I.6. REGLEMENTATION ET NORMES UTILISES**

L'étude du projet est élaborée suivant les règles de calcul et de conception qui sont mises en vigueur actuellement en Algérie à savoir :

- Le CBA93 (Code De Béton Armé).

- Le RPA 99 révisée 2003(Règlement Parasismique Algérien).

- Le BAEL 91(Béton Armé Aux Etats Limites)

- DTR-BC2.2 (Document Technique Règlementaire Charges Et Surcharges).

- DTR-BC2.331 (Règles De Calculs Des Fondations Superficielles).

## **I.7. REGULARITE DE LA STRUCTURE**

Selon le **RPA99, version 2003(article 3.5.1)**, un bâtiment est classé régulière si on respecte les deux critères suivants :

### **I.7.1. Régularité en plan**

- Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis à deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.
- A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité et le centre des rigidités ne dépassent pas 15% de la dimension du bâtiment.
- La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher est inférieur ou égale à 4.
- Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis-à-vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés indéformables dans leur plan. Dans notre projet, on remarque que : la première condition n'est pas vérifié, donc le bâtiment est classé irrégulier en plan.

### **I.7.2. Régularité en élévation**

- Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur discontinu.
- Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restant constants diminue progressivement sans changement brusque de la base au sommet du bâtiment.
- Dans le cas de décrochements en élévation la variation des dimensions en plan entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul. Dans notre projet, tous les conditions sont vérifiés, donc le bâtiment est classé régulier en élévation.

**Conclusion** : selon les deux critères le bâtiment est classé irrégulier en plan, et régulier en élévation.

## **I.8. LES ETATS LIMITES**

### **I.8.1. Définition**

Un état limite est un état pour lequel une condition requise d'une construction (ou l'un de ces éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable des actions appliquées.

### **I.8.2. Etat limite ultime (ELU)**

Le dépassement de cet état conduit à la ruine de la structure, au-delà de l'état limite ultime, la résistance des matériaux et aciers sont atteints, la sécurité n'est plus garantie et la structure risque de s'effondrer.

- Etat limite de l'équilibre statique.
- Etat limite de résistance de l'un des matériaux.
- Etat limite de stabilité de forme : flambement.

### **I.8.3. Etat limite de service (ELS)**

Les conditions de bon fonctionnement de la structure ont été atteintes. La durabilité de structure est remise en cause.

- Etat limite d'ouverture des fissures : risque d'ouverture des fissures.
- Etat limite de déformation : flèche maximale.
- Etat limite de compression du béton

## **I.9. Hypothèses de calcul à l'ELU**

### **I.9.1. Hypothèses de calcul à l'ELU**

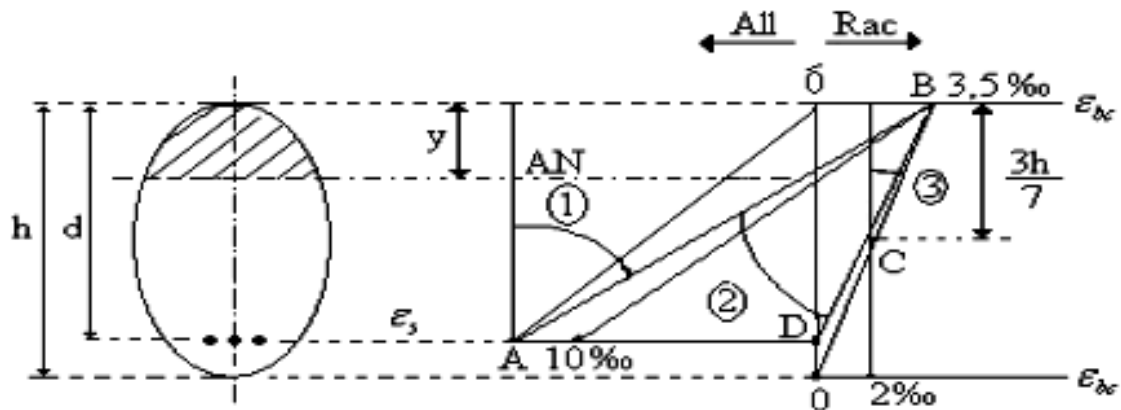
(CBA93 article A.4.3.2)

Ces hypothèses sont au nombre de six. Les trois premières sont celles relatives au calcul classique, à savoir :

- Les sections droites planes avant déformation restent planes après déformation (hypothèse de Bernoulli).
- Du fait de l'adhérence, toute armature subit la même déformation linéaire que la gaine de béton qui l'entoure (supposée non fissurée si l'armature considérée est tendue).
- La résistance du béton tendu est négligée.

- Le raccourcissement relatif de la fibre de béton la plus comprimée est limité à :  
 $\epsilon_{bc} \rightarrow 3.5 \text{ ‰}$  En flexion.  
 $\epsilon_{bc} \rightarrow 2 \text{ ‰}$  En compression simple
- L'allongement relatif des armatures les plus tendues, supposées concentrées en leur centre de gravité, est limité à 10 ‰.
- Le diagramme linéaire des déformations passe par l'un des trois pivots A, B, C (la règle des trois pivots) (figure I.1)

### Règle des trois pivots



*Figure I.1. Règle des trois pivots*

d : hauteur utile

AN : axe neutre

h : hauteur totale

All : allongements

y : hauteur (variable) de l'axe neutre

Rac : raccourcissements

Le diagramme passe par :

-Le pivot A si  $y \leq 0.2593 \times d$

-Le pivot B si  $0.2593 \times d \leq y \leq h$

-Le pivot C si  $y \geq h$

$\epsilon_{bc}$  : La déformation du béton à la compression (le raccourcissement relatif du béton comprimé)

$\epsilon_s$  : La déformation de l'acier tendue (dilatation relative de l'acier).

$A_s$  : armature longitudinales dans la zone comprimée.

$A'_s$  : Armature longitudinales dans la zone tendue.

Y : position de l'axe neutre.

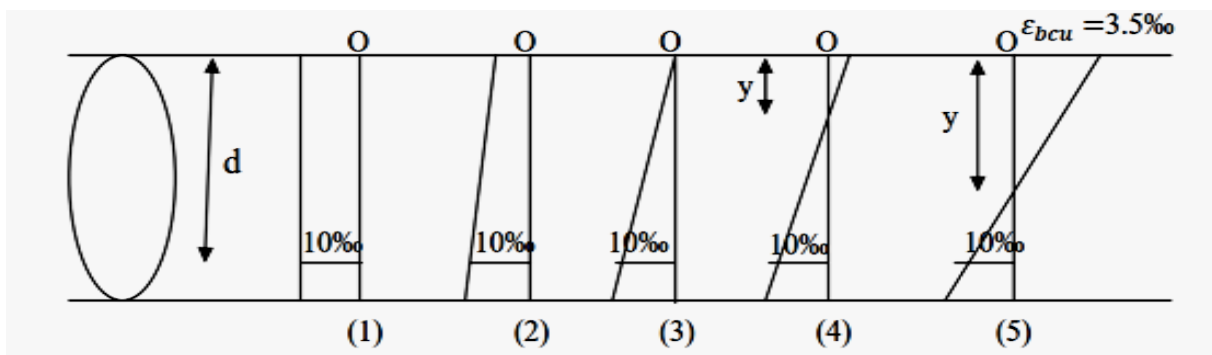
Le schéma donne les positions limites des diagrammes des déformations de la section dans l'état limite ultime sollicitation aux différentes sollicitations suivantes :

- La traction pure (traction simple).
- Traction excentrée (flexion composée avec force de traction).
- Flexion simple.
- Flexion composée.
- Compression pure (compression simple)

Quelque soit le type des sollicitations, le diagramme des déformations passe par l'un des points A, B ou C appelé pivot.

On distingue trois domaines :

– **Dans le domaine 1** : pivot A, l'état limite ultime est définie par l'atteinte de l'allongement limite de 10‰ de l'armature la plus tendue, diagramme de déformation passe par le pivot A, et peut prendre l'une des positions suivantes :



**Schéma(1)** : correspond à la traction simple (ou la dilatation égale à 10‰)

**Schéma(2)** : correspond à la traction totale de la section (flexion composée ou la section est entièrement tendue ou force de traction avec une petite excentricité)

**Schéma(3)** : comme le Schéma(2)

**Schéma(4)** : correspond à la flexion simple ou composée ou la section est partiellement comprimée avec  $\epsilon_{bc} < \epsilon_{bcu} = 3.5\text{‰}$

**Schéma(5)** : comme le schéma (4) avec :  $\epsilon_{bc} = \epsilon_{bcu} = 3.5\%$

La position limite AB correspond à axe neutre comme suite :

$$y/d-y = 3,5/10$$

$$y=0.259d$$

$$y_{AB} = \alpha_{AB} \cdot d = 0.259d$$

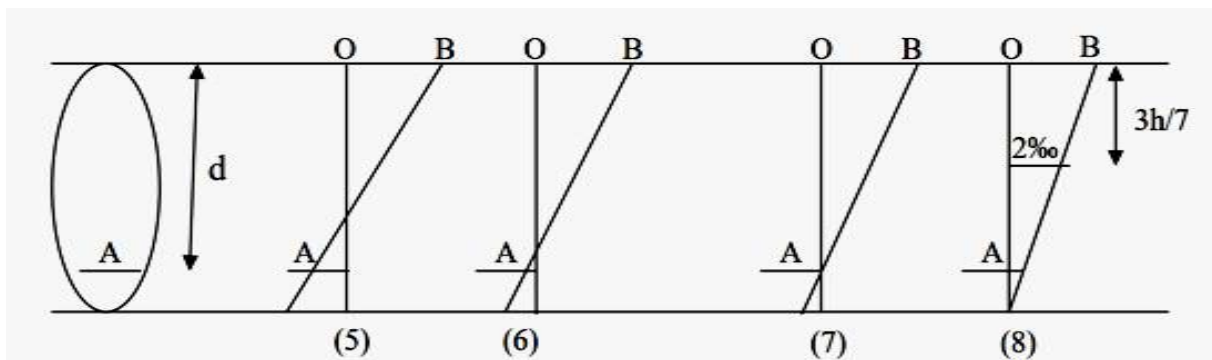
$$\alpha_{AB} = 0.259$$

**Remarque** : Le diagramme des déformations passe par le pivot A dans le cas de la flexion simple ou composée si :  $\alpha_{AB} \leq 0.259$

On ne peut pas augmenter la zone comprimée par l'augmentation de  $\epsilon_{bc}$  plus que sa valeur maximale qui est 3.5 ‰, on doit donc diminuer  $\sigma_s$  (donc diminuer  $\epsilon_s$  )

Le diagramme des contraintes pivot autour de B jusqu'à ce que  $\epsilon_s$  atteigne zéro, afin de renforcer la zone comprimée et prendre l'une des positions suivantes :

**Dans le domaine 2** : Pivot B, l'état limite ultime est défini par l'atteinte du raccourcissement limite de 3.5‰ de la fibre la plus comprimée du béton, le diagramme des contraintes passe par le pivot B est peut prendre l'une des positions suivantes :



**Schéma(6)** : correspond à la flexion simple ou composée avec :  $\epsilon_{bc} = \epsilon_{bcu} = 3.5\%$

et  $\epsilon_s < 10\%$

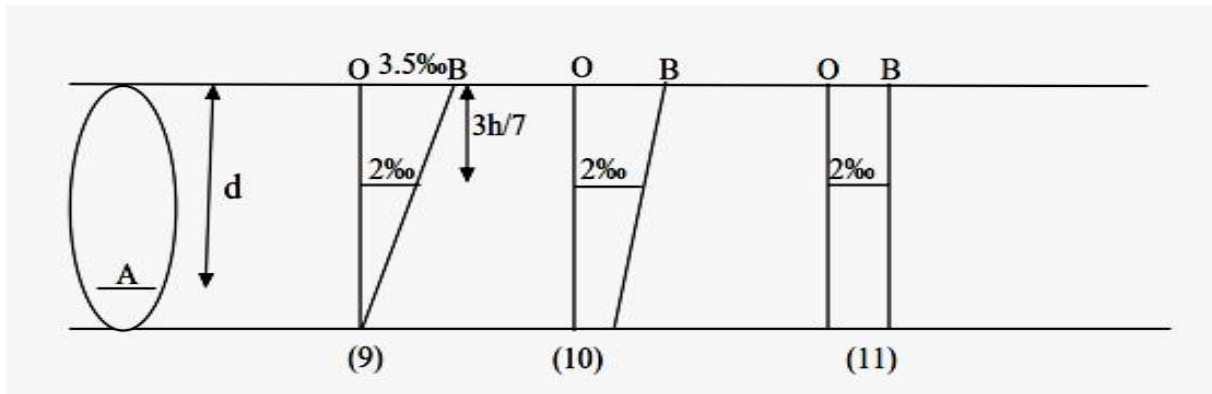
**Schéma(7)** : comme le schéma (6) avec :  $\epsilon_s = 0 \dots (y=d \cdot \alpha=1)$

**Schéma(8)** : correspond à la flexion composée avec force de compression quand le raccourcissement de la fibre la plus comprimé atteint 3.5‰ et raccourcissement nul de la fibre la moins comprimée, c'est l'état limite de domaine(2).

**Remarque** : la flexion simple ou composée avec un ferrailage tendue  $0.259 < \epsilon < 1$  caractérisée le pivot B, si on fait pivoter la droite de B, la petite zone située au dessous du

ferrailage devient tendue (contrainte égale à zéro et le ferrailage devient comprimée) correspond à la flexion composée (section doublement armée et partiellement comprimée) Le pivot B avec :  $1 < \alpha < y/d$ .

**Dans le domaine 3 :** Pivot C, cette zone est caractérisé par un raccourcissement maximal du béton comprimé comprise entre 2‰ et 3.5‰, le diagramme des déformations passe par pivot C et peut prendre l'une des positions suivantes :



**Schéma (10) :** correspond à une flexion composée quand la section est entièrement comprimée l'axe neutre sera en dehors de la section  $\epsilon_{bc} = \epsilon_{bcu} = 3.5\text{‰}$

**Schéma (11) :** correspond à une compression simple  $\epsilon_{bc} = 2\text{‰}$  pour toute la section.

**Remarque :** la compression simple et composée caractérise le pivot C

$2\text{‰} < \epsilon_{bc} < 3.5\text{‰}$  au niveau de la fibre la plus comprimée.

$\epsilon_{bc} < 2\text{‰}$  au niveau de la fibre la moins comprimée.

### Résumé

**Pivot A :** traction simple ou composée, flexion avec l'acier qui atteint l'état limite ultime.

**Pivot B :** flexion avec le béton qui atteint l'état limite ultime.

**Pivot C :** compression simple ou composée.

### I.9.2. Hypothèses de calcul à l'ELS

(BAEL91 article A.4.5)

- Les sections droites planes avant déformation restent planes après déformation (hypothèse de Bernoulli).
- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.
- La résistance à la traction du béton est négligée.
- Le glissement relatif entre le béton et l'acier est négligé.

- Par convention le coefficient d'équivalence entre le béton et l'acier est :  $n = E_s / E_b = 15$

## **I.10. LES ACTIONS**

Une action peut se définir comme un ensemble de forces ou de couples de forces appliquées à la structure ou bien comme une déformation imposée à la structure.

### **I.10.1. Les différents types d'actions**

#### **•Les actions permanentes (G)**

Les actions permanentes sont celles dont la variation dans le temps est négligeable, elles comprennent :

- Le poids propre de la structure.
- Le poids des cloisons, revêtements, superstructures fixes.
- Le poids et poussées des terres ou les pressions des liquides.
- Les déformations imposées à la structure.

#### **•Les actions variables (Q)**

Les actions variables ont une intensité qui varie fréquemment d'une façon importante dans le temps, elles comprennent :

- Les charges d'exploitations.
- Les charges appliquées aux cours d'exécutions.
- Les charges climatiques (neige et vent).
- Les effets thermiques.

#### **•Les actions accidentelles (FA)**

Ce sont celles provenant de phénomène qui se produisant rarement dont la durée est très courte par rapport à la durée de vie de l'ouvrage, on peut citer :

- Les chocs.
- Les séismes (E).
- Les explosions
- Les feux.

### I.10.2. Valeurs de calcul des actions

Pour tenir compte des risques non mesurables, on associe aux valeurs caractéristiques des actions un coefficient de sécurité pour obtenir les valeurs de calcul des actions, puis on combine ces valeurs de calcul pour établir le cas du chargement le plus défavorable

### I.10.3. Combinaison d'actions à l'ELU (CBA93 article A.3.3.2)

•**Situation durable ou transitoire** : On ne tient compte que des actions permanentes et des actions variables, la combinaison utilisée est :  $1.35G_{max}+G_{min}+1.5Q_1+\sum 1, 3\psi_{0i} Q_i$

$\psi_{0i} = 0.77$  pour les bâtiments à usage courant.

$\psi_{0i}$ : Coefficient de pondération.

#### •Situations accidentelles

$1.35G_{max}+G_{min}+FA+ \psi_{1i} Q_1+\sum \psi_{2i} Q_i (i >1)$

FA : Valeur nominale de l'action accidentelle.

$\psi_{1i} Q_1$  : Valeur fréquente d'une action variable.

$\psi_{2i} Q_i$  : Valeur quasi-permanente d'une action variable.

$$\Psi_{1i} = \begin{cases} 0.15 & \text{Si l'action d'accompagnement est la neige.} \\ 0.50 & \text{Si l'action d'accompagnement est l'effet de la température.} \\ 0.20 & \text{Si l'action d'accompagnement est le vent.} \end{cases}$$

### I.10.4. Combinaison d'action à l'EL S (CBA93 article A.3.3.3)

$G_{max}+G_{min}+Q_1+\sum \psi_{0i} Q_i$

$\psi_{0i} = 0.6$  pour l'effet de la température.

Avec :

$G_{max}$  : l'ensemble des actions permanentes défavorables.

$G_{min}$  : l'ensemble des actions permanentes favorables.

$Q_1$  : action variable de base.

$Q_i$  : action variable d'accompagnement.

### I.10.5. Combinaisons de calcul

Les combinaisons de calcul à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations sont :

$$\text{Situations durable : } \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 1.35G+1.5Q \\ \text{ELS : } G+Q \end{array} \right.$$

$$\text{Situations accidentelles : } \left\{ \begin{array}{l} G + Q + E \\ G + Q + E + 1.2E \text{ pour les structures auto-stable} \\ 0.8G + E \end{array} \right. \quad \text{RPA99 (article 5.2)}$$

Avec :

- G : étant l'action permanente ;
- Q : charge d'exploitation ;
- E : l'action du séisme ;

## **I.11. Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisées**

### **I.11.1. Béton**

Le béton est un matériau constitué par le mélange, dans les proportions convenables de ciment, de granulats (sables et gravillon) et de l'eau et éventuellement de produits d'addition (adjuvant), le mélange obtenu est une pâte qui durcit rapidement.

Ces principaux constituants sont :

#### **•Le ciment**

C'est un liant hydraulique caractérisé par sa propriété de donner avec l'eau une pâte qui se solidifie en passant par un processus chimique

Le ciment utilisé pour la réalisation de notre ouvrage en béton armé, est le CPA 325 (ciment portland artificiel). Le dosage de ciment par mètre cube de béton est de 375kg. (BAEL91 : article B.1.1)

#### •Les granulats

Ces sont des matériaux inertes provenant de l'érosion des roches ou de leurs concassages, on distingue :

- Les granulats naturels utilisés directement sans aucun traitement mécanique préalable.
- Les granulats provenant de concassage des roches.

#### •Les adjuvants

Ce sont des produits qui sont ajoutés à faible proportion au béton, dont le but est l'amélioration de certaines de ces propriétés.

#### I.11.2. Dosage du béton

Le dosage de béton est le poids du liant employé pour réaliser un mètre cube de béton. Dans notre ouvrage le béton est composé de granulats naturels dosés à 350 Kg/m<sup>3</sup> de ciment, sa composition courante est comme suite :

- Ciment : 350kg de CPA325.
- Gravier : 800 litres de 15/25 mm.
- Sable : 400 litres de 0/5mm.
- Eau : 175 litres d'eau de gâchage.

#### Composition de béton :

Le dosage de différent constituant du béton dépend du type de matériau recherché, déterminé par ses utilisations.

En effet, ses propriétés physique et mécanique dépend de sa composition et de ses facteurs extérieurs, tel que la température.

- 350kg/m<sup>2</sup> de ciment. CPA.
- 400l de sable de diamètre (0-5) mm
- 800l de gravier de diamètre (7-25) mm
- 175 litres d'eau de gâchage.

### I.11.3. Caractéristiques du béton

#### Résistance mécanique à la compression $f_{cj}$

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise ; notée  $f_{c28}$

Cette valeur est mesurée par compression axiale d'un cylindre droit de révolution de diamètre 16cm, et de hauteur de 32cm, pour un granulats de grosseur au plus égale à 40mm. D'après le BAEL91, le béton doit avoir une résistance  $f_{c28}$  au moins égale à 20 MPa et au plus égale à 45 MPa pour les éléments principaux. Cette résistance est donnée par la relation suivante :

Pour des résistances

$$f_{c28} \leq 40MPa.$$

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} : \text{Pour } f_{c28} \leq 40MPa.$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} f_{c28} : \text{Pour } f_{c28} > 40MPa.$$

• **En traction** «  $f_{tj}$  » : BAEL91 Article (A.2.1 ,12).

Elle est conventionnellement définie à partir de la résistance à la compression par la relation :  $f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj}$

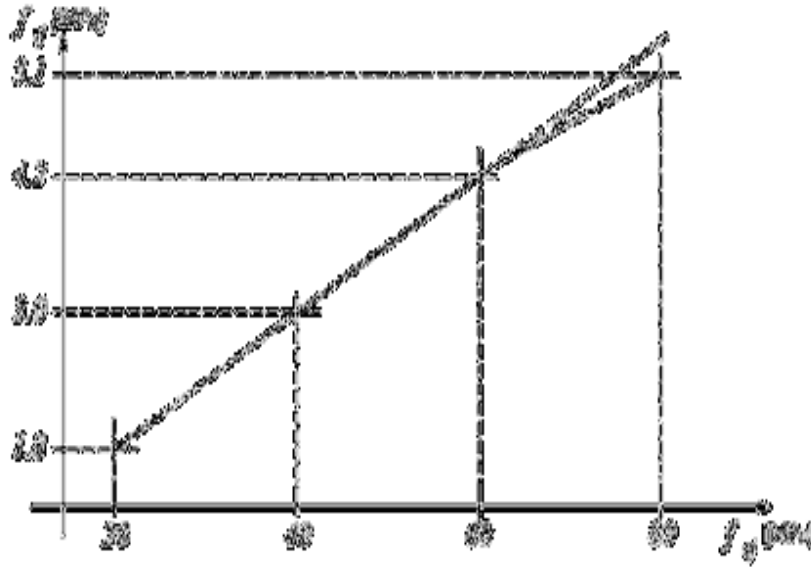
$$f_{cj} \leq 60MP$$

(CBA93 article A.2.1.1.2)

Dans notre cas on prendra comme données

$$f_{cj} = 25MPa.$$

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} = 2.1MPa$$



**Figure I.2.** Evolution de la résistance du béton à la traction  $f_{tj}$  En fonction de celle à la compression  $f_{cj}$

Pour notre cas  $f_{t28} = 1.2 \text{ MPa}$

**Coefficient de poisson** : BAEL91 Article (A.2.1, 3).

$$\nu = \frac{\text{déformation transverse}}{\text{déformation longitudinale}}$$

Le coefficient de poisson est pris égal à :

$\nu = 0.20$  pour la justification aux E.L.S (section non fissurée)

$\nu = 0$  pour la justification aux E.L.U

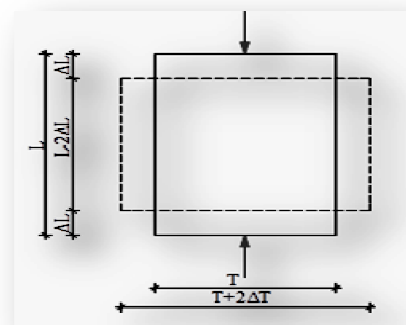
$\Delta L$  : raccourcissement longitudinal

$\Delta T$  : Allongement transversal

$$\nu = \frac{\Delta T}{\Delta L} \text{ Coefficient de poisson}$$

Béton non fissurée :  $\nu = 0.20$

Béton fissuré :  $\nu = 0.00$



**Figure I.3.** Déformation transversale

**Valeurs de calcul à la compression**

**Contrainte limite à l'ELU**

La valeur de calcul de la résistance en compression du béton  $f_{bc}$  est donnée par:

$$\sigma_{bc} = 0,85 F_{c28} / \gamma \cdot \phi \quad (\text{CBA93 : article : A.4.3.4.1})$$

$\gamma_b$ : coefficient de sécurité.

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,50 \dots\dots\dots \text{cas d'action courante} \\ \gamma_b = 1,15 \dots\dots\dots \text{cas d'action accidentelle} \end{array} \right.$$

$\phi$  : Coefficient réducteur, tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1 \quad \text{Si la durée probable de l'application de la combinaison d'action } t > 24 \text{ heures} \\ 0,9 \quad \text{Si la durée probable de l'application de la combinaison d'action } 1 \text{ heures} \leq t \leq 24 \text{ heures} \\ 0,85 \quad \text{Si la durée probable de l'application de la combinaison d'action } t < 1 \text{ heures} \end{array} \right.$$

Application numérique :

$$\left\{ \begin{array}{l} F_{28} = 25 \text{ Mpa} \\ \sigma_{bc} = 18,5 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Pour les situations accidentelles.} \\ \sigma_{bc} = 14,2 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Pour les situations durables ou transitoires.} \end{array} \right.$$

**Diagramme des contraintes-déformations**

Ce diagramme peut être utilisé dans tous les cas. Il est constitué par un arc de parabole du second degré, prolongé en son sommet par un palier horizontal.

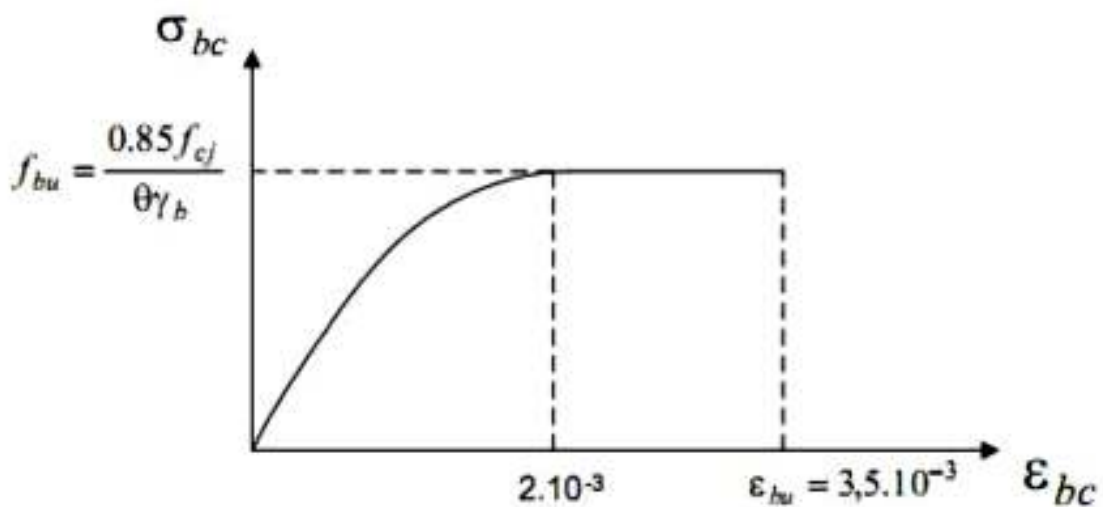


Figure I.4. Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELU

Le diagramme (parabole-rectangle) est utilisé dans le calcul relatif à l'état limite ultime de résistance, le raccourcissement relatif à la fibre la plus comprimée est limité à :

- 20/1000 : en compression simple ou en flexion composée avec compression.
- 3.50/1000 : en flexion simple ou composée.

### Contrainte limite à l'ELS

La contrainte limite à l'ELS en compression est donnée par la relation suivante :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 6.0 \cdot f_{c28} \quad (\text{CBA93 article A.4.5.2})$$

Pour notre cas  $f_{c28} = 25\text{MPa}$  donc  $\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$

### Module de déformation longitudinale du béton

#### – A court terme :(module de déformation instantanée)

Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24h, nous définissons le module de déformation instantanée du béton  $11000 f_{cj}^{1/3}$  (CBA93 article A.2.1.2.1)

#### À long terme :(module de déformation différée)

Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation différée du béton à j jours est :

$$E_{vj} = 3700 f_{cj}^{1/3} \quad (\text{CBA93 article A.2.1.2.2})$$

Pour les vérifications courantes :  $j > 28$  jours on a :

$$\begin{cases} E_{ij} = 11000 f_{cj}^{1/3} \\ E_{vj} = 3700 f_{cj}^{1/3} \end{cases}$$

Pour notre cas  $f_{c28} = 25\text{MPa}$  donc on a :

$$\begin{cases} E_{ij} = 32164,20 \text{ MPA} \\ E_{vj} = 10818,9 \text{ MPA} \end{cases}$$

### Module de déformation transversale du béton

(CBA93 article A.2.1.3)

Le module de déformation transversale est donné par la formule suivante:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

$$G = \begin{cases} G=0.5 \times E_{ij} & \text{si : } V=0 \text{ à ELU} \\ G=0.42 \times E_{ij} & \text{si : } V=0.2 \text{ à ELS} \end{cases}$$

**Contrainte ultime de cisaillement (du béton)****(BAEL91 article A.5.1.211)**

Dans le cas où les armatures d'âme sont droites ou comportant à la fois des barres droites et des barres relevées d'après le BAEL91, la contrainte admissible  $\bar{\tau}_u$  diffère selon que la fissuration est peu nuisible ou nuisible. Elle est donnée suivant le cas comme suit :

$$\begin{cases} \bar{\tau}_u = \min(0.20 \times f_{ij} / \gamma_b ; 5 \text{Mpa}) & \text{Pour fissuration peu nuisible} \\ \bar{\tau}_u = \min(0.15 \times f_{ij} / \gamma_b ; 4 \text{Mpa}) & \text{Pour fissuration nuisible} \end{cases}$$

Dans notre cas on a  $f_{c28} = 25 \text{Mpa}$  donc :

$$\begin{cases} \bar{\tau}_u = 3.33 \text{Mpa} & \text{fissuration peu nuisible} \\ \bar{\tau}_u = 2.50 \text{Mpa} & \text{fissuration préjudiciable} \end{cases}$$

**I.11.4. Aciers**

Le rôle des aciers est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent être repris par le béton.

Les aciers sont caractérisés par leurs limites élastiques et leurs modules d'élasticité on distingue :

**Les treillis soudés**

Les treillis soudés sont formés par assemblage de barres ou de fils lisses ou à haute adhérence par soudage de chaque point de croisement.

**• Les ronds lisses**

Ce sont des barres laminées de section circulaires.

**• Les barres de haute adhérence**

Ce sont des barres de section circulaire ayant subi un traitement mécanique pour avoir une surface rugueuse, et ceci afin d'augmenter l'adhérence entre l'acier et le béton

**Caractéristiques mécaniques des aciers**

*Tableau I.1. Caractéristiques mécaniques des aciers*

Type	Nuance	Limite élastique Fe (MPa)	Limite de Rupture (MPa)	Allongement à la rupture (%)
Haute adhérence	FeE400	400	310-490	22
	FeE500	500	390-49	25
Ronds lisses	FeE215	215	480	14
	FeE235	235	550	12
Treillis soudés	FeE500	500	550	12

Selon (l'Art 7.2.2 du RPA99/Version 2003), les armatures longitudinales des éléments principaux doivent être de haute adhérence, avec  $f_e \leq 500 \text{ MPa}$ , et l'allongement relatif sous charges maximales spécifiques doit être supérieur ou égal à 5%

#### Nuances d'aciers utilisés

**Longitudinalement :** On utilise des barres de haute adhérence de nuance FeE400, de limite d'élasticité de 400 MPa.

**Transversalement :** On utilise des ronds lisses de nuance FeE235, de limite d'élasticité de 235MPa.

**Les treillis soudés :** Les treillis soudés sont constitués par des fils se croisant perpendiculairement et soudés électriquement à leurs points de croisement

- TL 50 ( $\Phi > 6 \text{ mm}$ ) ;  $f_e = 500 \text{ MPa}$ .

- TL 52 ( $\Phi \leq 6 \text{ mm}$ ) ;  $f_e = 520 \text{ MPa}$

#### Contraintes de calcul aux états limites

##### Etat Limite Ultime

$$\sigma_s = \begin{cases} f_e / \gamma_s & \text{pour } \varepsilon_{se} \leq \varepsilon_s \cdot 10\% \\ E_s / \varepsilon_s & \text{pour } \varepsilon_{se} > \varepsilon_s \cdot 10\% \end{cases}$$

Avec :  $\varepsilon_s = f_e / (\gamma_s * E_s)$

$$\gamma_s = \begin{cases} \gamma_s=1 & \text{pour une situation accidentelle} \\ 1.15 & \text{pour une situation durable ou transitoire} \end{cases}$$

$\epsilon_s$  : Allongement relatif.

$E_s$  : Module d'élasticité longitudinal de l'acier = 200000 MPa.

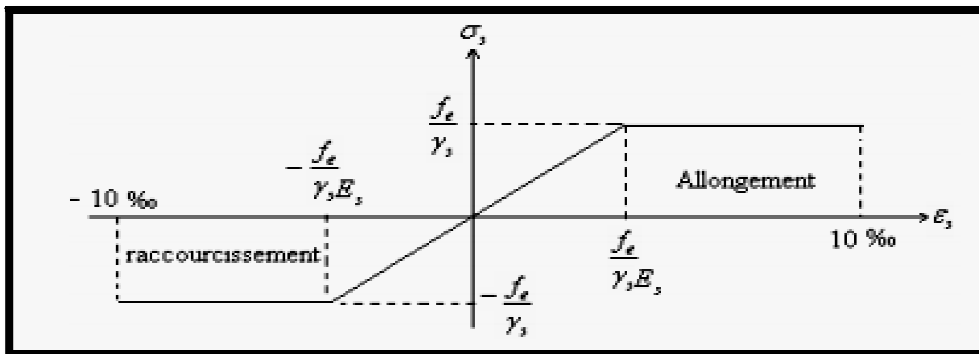
$f_e$  : limite d'élasticité de l'acier.

$\gamma_s$  : coefficient de sécurité.

$$\text{pour notre cas : } \begin{cases} \sigma_s= 348 & \text{pour une situation courant} \\ 400 & \text{pour une situation accidentelle} \end{cases}$$

### Diagramme des contraintes – déformations (acier) (CBA93 article A.2.2.2)

Le diagramme contrainte ( $\sigma_s$ ) déformation ( $\epsilon_s$ ) est conventionnellement défini comme suit :



**Figure I.5.** Diagramme contraintes-déformations de calcul

Le diagramme de calcul permet de connaître la contrainte de l'acier  $\sigma_s$ , lorsque l'on connaît sa déformation relative  $\epsilon_s$ .

### Etat Limite

Selon le BAEL91, la limitation des ouvertures des fissures en limitant les contraintes de Service dans les armatures est nécessaire.

#### •Fissuration peu nuisible

Pas de vérification à faire en dehors de celle imposé par l'ELU.

#### •Fissuration préjudiciable

La contrainte de traction des armatures est limitée, cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\sigma_s \leq \min [2/3 \times f_e, 110 \eta \times f_{tj}]$$

$$\eta : \text{coefficient de fissuration tel que : } \begin{cases} \eta = 1 & \text{pour l'acier RL} \\ \eta = 1.6 & \text{pour l'acier HA} \end{cases}$$

• **Fissuration très préjudiciable** : (ouvrage à la mer)

$$\sigma_s \leq \min [1/2 \times f_e, 90 \eta \times f_{tj}]$$

### Protection des Armatures

Dans le but d'assurer la protection des armatures contre la corrosion et autres effets ; un enrobage de ces dernières est prévu.

Le BAEL91 donne les enrobages à respecter en tenant compte de l'exposition et de la nature de l'ouvrage comme résumé sur le tableau suivant :

*Tableau I.2. L'enrobage des armatures.*

Exposition et nature de l'ouvrage	Valeurs minimales de e
Ouvrages à la mer ou exposés aux embruns ou aux brouillards salins, ainsi que pour les ouvrages exposés à des atmosphères très agressives	5 cm (1)
Parfois coffrées ou non qui sont soumises (ou sont susceptibles de l'être) à des actions agressives, ou à des intempéries, ou à des condensations, ou encore, eu égal à la destination des ouvrages, au contact d'un liquide.	3 cm (2)
Parfois situées dans des locaux couverts et clos et que ne seraient pas exposées aux condensations	1 cm

Avec :

e : l'enrobage de l'armature la plus proche de la paroi.

(1): enrobage de 5cm peut être réduit à 3cm si, soit les armatures, soit le béton, sont protégés par un procédé dont l'efficacité a été démontrée.

(2) : La valeur de 3cm peut être ramenée à 2cm lorsque le béton présente une résistance caractéristique supérieure à 40MPa. En effet, l'efficacité de la protection apportée par l'enrobage est fonction de la compacité du béton, laquelle croit avec sa résistance

*CHAPITRE II*  
*Pré dimensionnement*  
*Et*  
*Descente De Charges*

## II.1.INTRODUCTION

Afin de déterminer les sections minimales des différents éléments de la structure pour reprendre les efforts sollicitant nous procédons à un pré dimensionnement de ces éléments. Cette opération se fait conformément aux règles édictées par les règlements en vigueur (RPA99 (version 2003), BAEL 91, CBA 93 et DTR BC 2.2,...)

## II.2.PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRES

### II.2.1.Les planchers

#### II.2.1.1.Les planchers à corps creux

##### a.Définition

Le plancher est un élément qui joue un rôle porteur supportant les charges et surcharges et un rôle d'isolation thermique et acoustique et séparateur entre deux étages. Il est composé de corps creux et de poutrelles et de dalle de compression. Le pré dimensionnement se fait par satisfaction de la condition de flèche donnée par le (CBA93. Article : B-6-8-4, 2-4):

$$Ht \geq L_{\max} / 22,5$$

$L_{\max}$  : longueur maximale entre nus d'appuis selon la disposition des poutrelles

ht : hauteur du plancher

$$L_{\max} = 430 - 30 = 400\text{cm}$$

$$Ht \geq 400 / 22,5$$

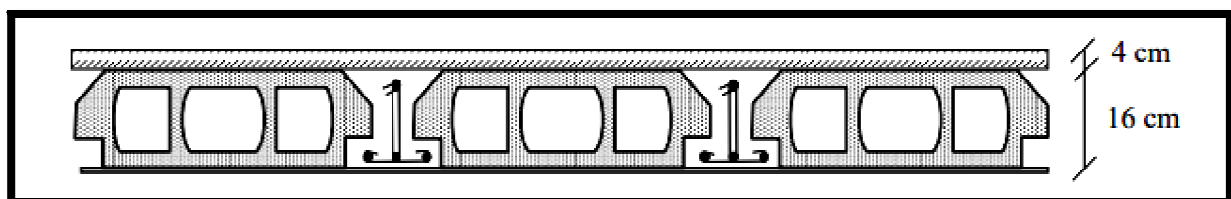
$$Ht \geq 17,77 \text{ cm}$$

Donc on adoptera des planchers à corps creux avec une hauteur de  $(16+4) = 20\text{cm}$ .

Avec :

$h = 16 \text{ cm}$  : hauteur du corps creux.

$h_0 = 4 \text{ cm}$  : hauteur de la dalle de compression.



*Figure II.1 : plancher à corps creux*

### b. Pré dimensionnement des poutrelles

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

Les poutrelles sont considérées comme poutres continues semi encastées elles seront calculées comme une poutre continue reposant sur plusieurs appuis.

b: largeur de la table de compression

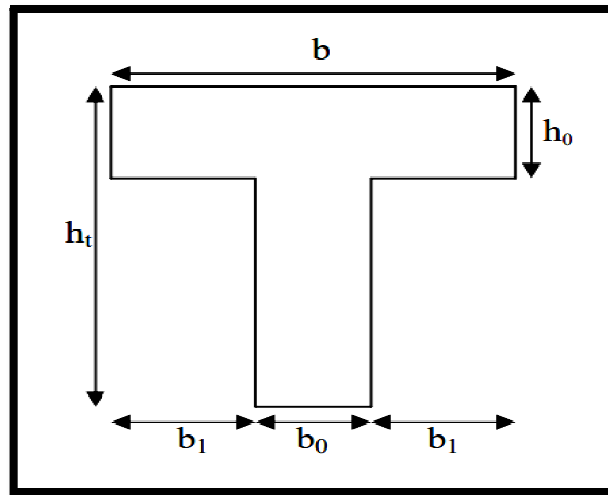
$b_0$  : largeur de la nervure

$L_x$  : distance entre nus de deux poutrelles successive.

$L_y$  : distance entre axes d'appuis des poutrelles principales.

$h_0$  : épaisseur de la dalle de compression.

$h_t$  : hauteur totale de la poutrelle.



*Figure. II.2 : Schéma d'une poutrelle*

$$b_0 \geq [ 0,3h_t ; 0,4 h_t ] \text{ et } h_t = 20 \text{ cm}$$

Donc on prend :  $b_0 = 10\text{cm}$

$$b_1 \leq \min (L_x/2, L_y/10)$$

$$L_x = 65 - 10 = 55 \text{ cm}$$

$$L_y = 415 - 30 = 385\text{cm}$$

$$b_1 \leq \min (55/2 ; 385/10)$$

$$b_1 = 27.5\text{cm}$$

$$b = 2b_1 + b_0$$

$$b = 2 \times 27.5 + 10 = 65 \text{ cm} \text{ Donc on prend : } b = 65 \text{ cm}$$

CBA93 (article A.4.1.3)

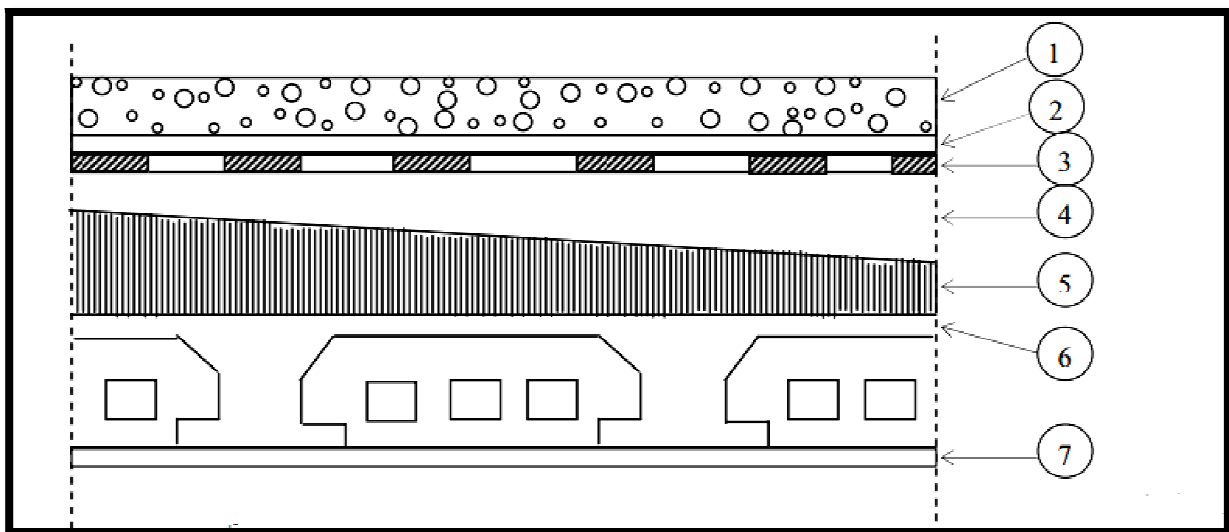
### c. Disposition des poutrelles

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- **Critère de la petite portée** : Les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.
- **Critère de continuité** : Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement au sens du plus grand nombre d'appuis. Dans notre cas les poutrelles sont disposées selon le premier critère comme indique la figure ci-dessous (figure II.3) :

### d. Evaluation des charges et surcharges

#### • Plancher terrasse inaccessible



*Figure II.4. Plancher terrasse inaccessible*

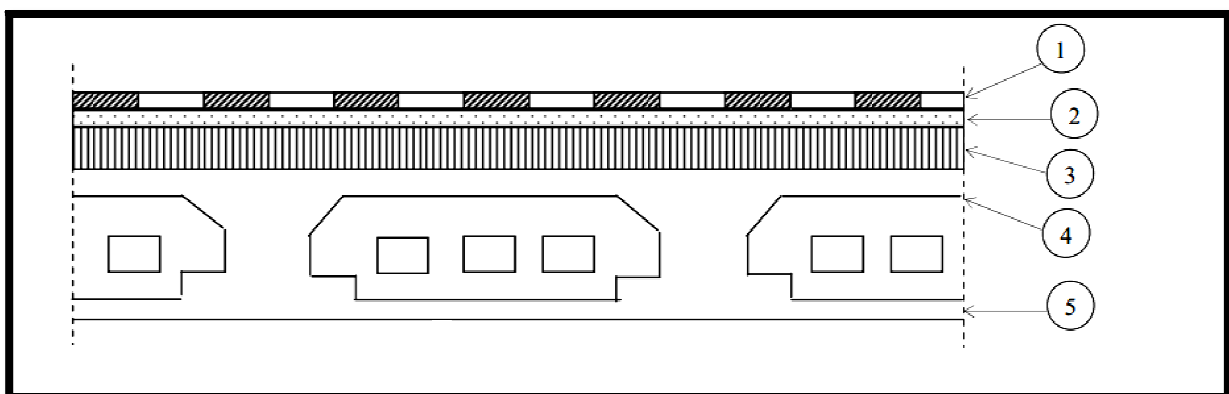
N°	Description	Epaisseur "e" (m)	$\rho$ (kN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
1	Protection lourde en gravier	0,05	20	1
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0,12
3	Isolation thermique	0.04	0.25	0,10
4	Couche pour vapeur en fente bitumée	0.007	/	0.03
5	Forme de pente en béton nège	0.10	22	2.20
6	Plancher à corps creux (16+4)	0.20	/	2.80
7	Enduit en plâtre	0.015	10	0.15
				$\Sigma = 6.40$

*Tableau II.1. Evaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible.*

La charge permanente totale estimée est :  $G = 6.40 \text{ KN/m}^2$ .

D'après le **DTR BC 2.2** la surcharge d'exploitation à prendre dans le cas d'une terrasse inaccessible est estimée à :  $Q = 1.0 \text{ KN/m}^2$ .

#### •Plancher étage courant



*Figure II.5 : Plancher étage courant*

N°	Description	Epaisseur "e" (m)	$\rho(\text{kN/m}^3)$	Poids surfacique ( $\text{KN/m}^2$ )
1	Revêtement en carrelage	0.02	22	0,44
2	Mortier de pose	0.02	20	0,40
3	Lit de sable	0.02	18	0,36
4	Dalle de corps creux (16+4)	0.20	/	2,80
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0,20
6	Cloisons de séparations	0.10	10	1
				$\Sigma = 5.20$

**Tableau II.2.** Evaluation des charges dans le plancher étage courant.

La charge permanente totale est estimée à :  **$G = 5.20 \text{ KN/m}^2$** .

D'après le **DTR BC 2.2** la surcharge d'exploitation à prendre dans les étage courant est estimée à :  **$Q = 1.50 \text{ KN/m}^2$** .

D'après le **DTR BC 2.2** La surcharge d'exploitation à prendre dans le rez de chaussée est :  **$Q = 2.50 \text{ KN/m}^2$** .

### II.2.1.2. Les dalles pleines

**a. Définition :** Une dalle est un élément horizontal, généralement de forme rectangulaire, dont l'une des directions (l'épaisseur  $h$ ) est petite par rapport aux deux autres (les portées  $l_x$  et  $l_y$ ).

On désigne par  $l_x$  la plus petite des portées. Son pré dimensionnement se fait en se basant sur les critères suivants :

**•Résistance au feu (CBA 93)**

\_  $e \geq 7\text{cm}$  .....pour une heure de coupe feu.

\_  $e \geq 11\text{cm}$ .....pour deux heures de coupe feu.

\_  $e \geq 17.5\text{cm}$ .....pour quatre heures de coupe feu.

**•Isolation phonique :**  $e \geq 13\text{cm}$

**•Critère de résistance à la flexion**

–  $\frac{Lx}{35} \leq e \leq \frac{Lx}{30}$  ..... pour une dalle sur deux appuis (X).

–  $e \geq \frac{Lx}{20}$  ..... pour une dalle sur un seul appui.

–  $\frac{Lx}{50} \leq e \leq \frac{Lx}{40}$  ..... pour une dalle sur trois ou quatre appuis.

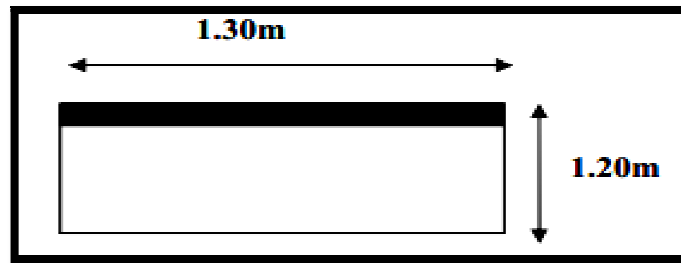
$L_x$  : est la petite portée du panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable).

**•Dalle sur 1 seul appui (balcon)**

$L_x = 1.20m$

$$e \geq \frac{Lx}{20} \rightarrow e \geq \frac{120}{20}$$

$\rightarrow e \geq 6 \text{ cm}$



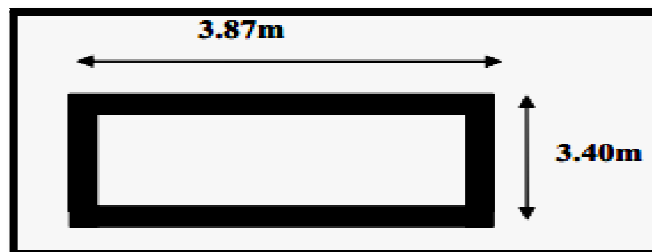
*Figure.II.6: Dalle sur 1 seul appui*

**•Dalle sur 4 appuis (cage d’escalier)**

$L_x=3.40m$  ;  $L_y=3.87m$

$$- \frac{Lx}{50} \leq e \leq \frac{Lx}{40} \rightarrow \frac{340}{50} \leq e \leq \frac{340}{40}$$

$\rightarrow 6.8 \text{ cm} \leq e \leq 8,5 \text{ cm}$



*Figure II.7: Dalle sur 4 appuis*

Finalement l’épaisseur à retenir pour les deux types de dalle est  **$e=15 \text{ cm}$**

## b. Evaluation des charges et surcharges

N°	Description	Épaisseur "e" (m)	Densité "γ" (K/m <sup>3</sup> )	Poids "G" (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle pleine	0.14	25	3.5
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloisons de séparations	0.10	10	1
				Σ=5.9

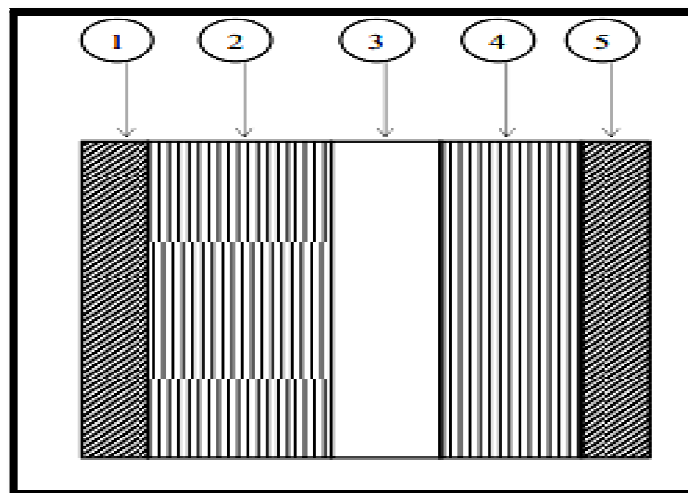
*Tableau II.3. Evaluation des charges dans les dalles pleines*

• La charge permanente totale estimée est : **G = 5.9 KN/m<sup>2</sup>**.

• D'après le **DTR BC 2.2** la surcharge d'exploitation à prendre dans le cas des dalles pleines est estimée à : **Q = 3.5 KN/m<sup>2</sup>**

## II.2.2. Murs extérieurs

**a. Définition :** Ils jouent un rôle important dans l'isolation thermique et phonique du bâtiment, et se manifestent par un coefficient de comportement qui caractérise la structure étudiée.



*Figure II.8: Murs extérieurs***b. Evaluation des charges et surcharges**

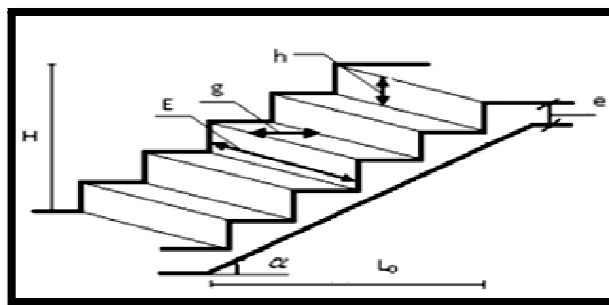
N°	Description	Epaisseur "e" (m)	Densité "γ" (KN/m <sup>3</sup> )	Poids "G" (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit ciment	0.02	20	0.40
2	Brique creuse	0.15	09	1.35
3	Ame d'air	0.05	/	/
4	Brique creuse	0.10	09	0.90
5	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
				$\Sigma = 2.85$

*Tableau II.4. Evaluation des charges dans les murs extérieurs.*

La charge permanente totale est estimée à :  **$G = 2.85 \text{ KN/m}^2$** .

**II.2.3. Pré dimensionnement des escaliers**

**a. Définition :** Les escaliers sont une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, elles seront réalisées en béton armé coulé sur place.

**b. Terminologie***Figure II.9: Schéma terminologie d'escalier*

e : Epaisseur d'escalier

$L_0$  : Longueur projeté de la paillasse

h : Hauteur de la contre marche

$\alpha$  : Inclinaison de la paillasse

E : Emmarchement.

L': longueur réel de l'escalier.

H : hauteur d'une volée.

L: longueur réel de la volée.

On distingue dans notre projet un seul type d'escalier :

Escaliers droits à deux volées, du sous-sol jusqu'au dernier étage

Pour déterminer « g et h » on utilise la relation de **BLONDEL** qui est la suivante :

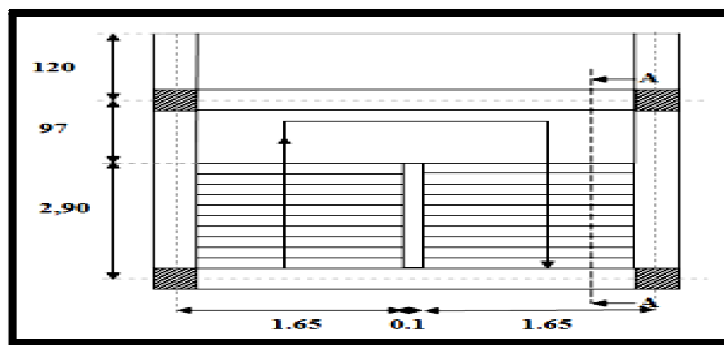
$$0.59 \text{ m} \leq g + 2 h \leq 66.0 \text{ m}$$

On prend:  $g + 2 h = 64 \dots \dots \dots (1)$

$$\text{Or: } g = \frac{L_0}{n-1} \quad \text{et} \quad h = \frac{H}{n}$$

n : Nombre de contre marche.

n - 1 : Nombre de marches



*Figure II.10 : vue en plan*

L'épaisseur de la paillasse e est donnée par :

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

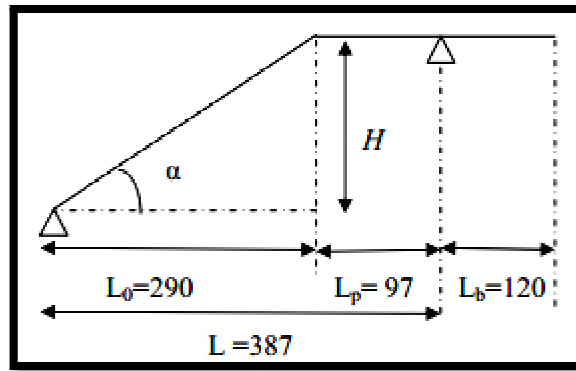


Figure II.11: Schéma statique de l'escalier

•Pour RDC on a :

$$H = 1.7\text{m} \quad \text{et} \quad L_0 = 2.90\text{m}$$

$$L = \sqrt{L_0^2 + H^2} = 3.36\text{m}$$

$$L' = 4.33\text{m}$$

On remplace g et h dans l'équation (1) :

$$g + 2h = \frac{L_0}{n-1} + \frac{2H}{N} = 64\text{cm}$$

$$64n^2 - 694n + 340 = 0$$

$$\rightarrow n = 10$$

Donc on obtient pour g et h les valeurs suivantes :

$$g = \frac{270}{10-1} = 30\text{cm}$$

$$h = \frac{170}{10} = 17\text{cm}$$

$$\frac{433}{30} \leq e \leq \frac{433}{20} \rightarrow 14.43 \leq e \leq 21.65$$

Donc on prend  $e = 15\text{ cm}$

$$\text{Tg}\alpha = \frac{H}{L_0} = \frac{170}{290} = 0.586$$

$$\alpha = 30.37^\circ$$

•Pour les étages courants on a :

$$H = 1.53\text{m} \quad \text{et} \quad L_o = 2.90\text{m} \quad L = \sqrt{L_o^2 + H^2} = 3.28\text{m}$$

$$L' = 4.25\text{m}$$

On remplace g et h dans l'équation (1) :

$$g + 2h = \frac{L_o}{n-1} + \frac{2H}{N} = 64\text{cm}$$

$$64n^2 - 694n + 340 = 0$$

$$\rightarrow n = 10$$

Donc on obtient pour g et h les valeurs suivantes :

$$g = \frac{270}{10-1} = 30\text{cm}$$

$$h = \frac{153}{10} = 15.30\text{cm}$$

$$\frac{425}{30} \leq e \leq \frac{425}{20} \rightarrow 14.16 \leq e \leq 21.25$$

Donc on prend  $e = 15 \text{ cm}$

$$\text{Tg}\alpha = \frac{H - 153}{L_o - 290} = 0.527$$

$$\alpha = 27.82^\circ$$

### c. Evaluation des charges et surcharges

•Palier

N°	Description	Epaisseur "e" (m)	Densité "γ" (KN/m <sup>3</sup> )	Poids "G" (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle en BA	0.16	25	4
5	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
				Σ = 5.36

*Tableau II.5. Evaluation des charges du palier*

• La charge permanente totale est estimée à : **G = 5.36 KN/m<sup>2</sup>**

• D'après le **DTR BC 2.2** la surcharge d'exploitation pour un escalier à usage d'habitation est: **Q = 2.5 KN/m<sup>2</sup>**

• La volée

N°	Description	Epaisseur "e" (m)	Densité "γ" (KN/m <sup>3</sup> )	Poids "G" (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement horizontale	0.02	20	0.40
2	Revêtement verticale	0.013	20	0.26
3	Matière de pose	0.02	20	0.40
4	Lit de sable	0.02	18	0.36
5	Marches	0.17 (1/2)	22	1.87
6	Paillasse	0.16/cos α	25	4.64
7	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
				Σ = 8.13

*Tableau II.6. Evaluation des charges de la volée*

• La charge permanente totale pour le RDC est estimée à : **G = 8.13 KN/m<sup>2</sup>**.

• D'après le **DTR BC 2.2 (Art 7-2-1)** la surcharge d'exploitation pour un escalier a usage d'habitation est: **Q = 2.5 KN/m<sup>2</sup>**.

### II.2.4. -Pré dimensionnement et évaluation des charges :

#### a.Définition

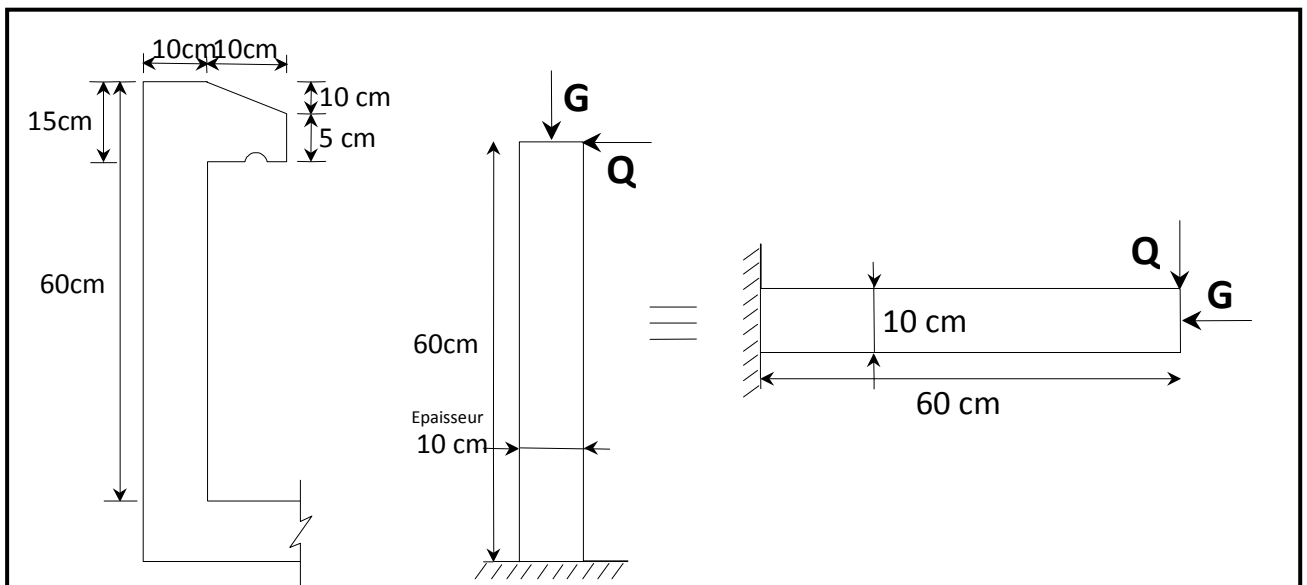
C'est un élément en béton armé, encastré au niveau du plancher terrasse et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse, ces dimensions sont mentionnées dans le plan d'architecture.

#### -Pré dimensionnement et évaluation des charges :

$$S = (0.60 \times 0.1 + \frac{0.1 \times 0.1}{2} + 0.05 \times 0.1) = 0.07 \text{m}^2.$$

$$G = 0.07 \times 2500 = 175 \text{ kg/m}.$$

- La charge permanente totale est estimée à : **G=1.75KN/m<sup>2</sup>**
- D'après le **DTR BC 2.2** la surcharge d'exploitation pour l'acrotère est: **Q = 1KN/m<sup>2</sup>**



*Figure II.12:* Croquet d'acrotère

## II. 3. Pré dimensionnement des éléments principaux

### II. 3. 1. Poutres principales [P.P]

#### Définition

Ce sont les poutres susceptibles de reprendre les charges provenant des poutrelles, elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles.

#### Pré dimensionnement

Selon le BAEL91 le pré dimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition suivante :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq \eta \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

Avec :

h : hauteur de la poutre

L<sub>max</sub> : est la longueur maximale entre nœud d'appuis où :

$$L_{\max} = 5 - 0.4 = 4.6\text{m}$$

$$\text{D'où : } 30.66\text{cm} \leq \eta \leq 46\text{cm}$$

On adopte une section rectangulaire (b×h) = (40×35) cm<sup>2</sup>

Maintenant on vérifie les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du RPA99/2003(article 7.5.1) qui sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b=40 \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérifie} \\ h=35 \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérifie} \\ \frac{h}{b} \leq 4 = 1.00 \leq 4.00 \dots\dots\dots \text{Vérifie} \end{array} \right. \quad \text{(RPA 99 version 2003 Art .7.5.1)}$$

### II. 3.2. Les poutres secondaires [P. S]

#### a. Définition

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles.

**b. Pré dimensionnement**

Selon le BAEL91 le pré dimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition suivante :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq \eta \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

Avec :

$h$  : hauteur de la poutre

$L_{\max}$ : est la longueur maximale entre noeud d'appuis où :

$$L_{\max} = 4.30 - 0.35 = 3.95 \text{ m}$$

$$\text{D'où : } 26.66 \text{ cm} \leq \eta \leq 39.5 \text{ cm}$$

On adopte une section rectangulaire ( $b \times h$ ) = (35×35) cm

Maintenant on vérifie les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du RPA99/2003

(article 7.5.1) qui sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b=35 \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifie} \\ h=35 \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifie} \\ \frac{h}{b} \leq 4 = 1.00 \leq 4.00 \dots\dots\dots \text{Vérifie} \end{array} \right. \quad \text{(RPA 99 version 2003 Art .7.5.1)}$$

**II.3.3. Les poteaux**

Le pré dimensionnement des poteaux se fait en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU. Il ressort ainsi que la vérification vis-à-vis du flambement sera la plus déterminante. Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le RPA99 (Art 7.4.1), doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone I :

$$\text{Min} \left\{ \begin{array}{l} (b ; h) \geq 25 \text{ cm} \\ \text{Min} (b ; h) \geq h_e / 20 \\ 1 / 4 \leq b / h \leq 3 \end{array} \right.$$

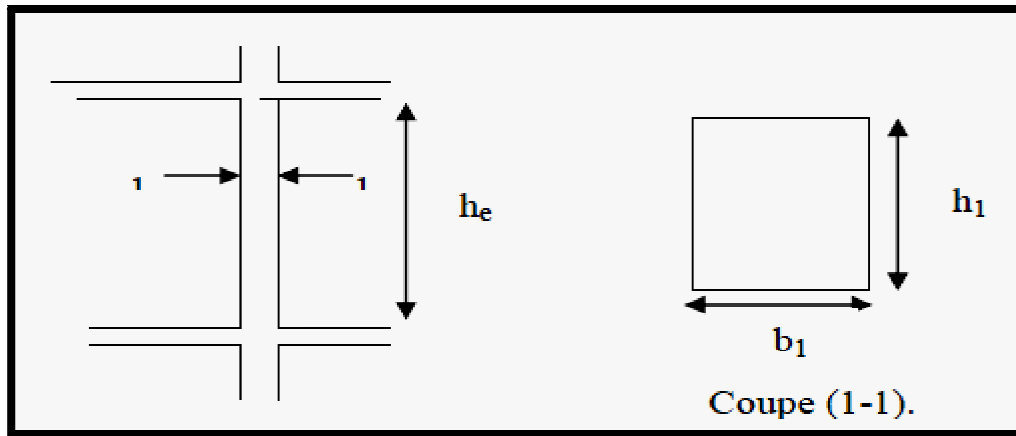


Figure II.13: Hauteur libre d'étage.

Tel que :

$h_e$  : Hauteur libre d'étage, elle est égale à :

$h_e = 3.06\text{m}$  Pour les étages courants

$h_e = 3.91\text{m}$  Pour le RDC.

Pour le RDC:

$$\lambda = \frac{Lh}{i} \leq 50 \text{ avec } i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

$I$  : moment d'inertie.

$B$  : section de béton.

$$i = \sqrt{\frac{bh^3}{12bh}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} \text{ donc } h \geq \frac{2\sqrt{3 \times 0,707 \times h_e}}{50} \quad L_{fx} = K l_0 \quad ; \quad L_{fy} = K l_0$$

0.5    encastré - encastré

avec             $K = 1$             articulé - articulé

$K = 0.707$     encastré - articulé

$h_e$  : hauteur (RDC) = 3.91 m.

$$h \geq \frac{0.707 \times 3.91 \times 2\sqrt{3}}{50} = 0,166 \text{ m} = 16.6\text{cm}$$

On adopte  $h = 50 \text{ cm}$ .

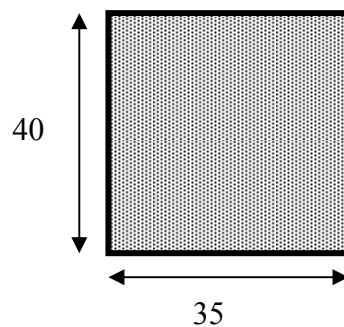
$$\lambda = \frac{0.707 \times h_e}{\frac{b}{2\sqrt{3}}} = \frac{0.707 \times 3.40 \times 2\sqrt{3}}{b} \leq 50$$

$$b = \frac{0.707 \times 3.40 \times 2\sqrt{3}}{50} = 0,166 \text{ m} = 16.6 \text{ cm}$$

On adopte  $b = 40 \text{ cm}$ .

La section de poteau adoptée est  $(b.h) = (40 \times 50) \text{ cm}^2$  d'après la condition donnée par l'R.P.A 99 version 2003. Zone sismique I

- $\text{Min}(b ; h) \geq 25 \text{ cm} \Rightarrow \text{min}(40 \times 50) > 25 \text{ cm} \dots \dots \dots$  condition vérifiée.
- $\text{Min}(b ; h) \geq h_e / 20 \Rightarrow \text{min}(40 \times 50) \geq 0,17 \text{ m} \dots \dots \dots$  condition vérifiée.
- $1 / 4 \leq b / h \leq 3 \Rightarrow 1 / 4 < 40/50 < 3 \dots \dots \dots$  condition vérifiée.



*Figure II.14 : Les poteaux de (l'RDC)*

➤ Pour les étages courants :

Les étages (1 et 2) :

La section d'un poteau doit respecter la condition suivante : selon l'article (B.8.4) de la règle B.A.E.L 91 mod 99

$$\lambda = \frac{Lh}{i} \leq 50 \text{ avec } i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

$I$  : moment d'inertie.

$B$  : section de béton.

$$i = \sqrt{\frac{bh^3}{12bh}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} \text{ donc } h \geq \frac{2\sqrt{3} \times 0,707 \times h_e}{50} L_{fx} = K l_0 \quad ; \quad L_{fy} = K l_0$$

0.5 encastré - encastré

avec  $K = 1$  articulé - articulé

$h_e$ : hauteur d'étage = 3.06 m.

}  $K = 0.707$  encastré - artic

$$h \geq 2\sqrt{3} \times \frac{0,707 \times 3.06}{50} = 0,150 \text{ m} = 15 \text{ cm}$$

On adopte  $h = 45 \text{ cm}$ .

$$\lambda = \frac{0,707 \times h_e}{\frac{b}{2\sqrt{3}}} = \frac{0,707 \times 3.06 \times 2\sqrt{3}}{b} \leq 50.$$

$$b = \frac{0,707 \times 3.06 \times 2\sqrt{3}}{50} = 0,150 \text{ m}$$

On adopte  $b = 40 \text{ cm}$ .

La section de poteau adoptée est  $(b.h) = (40 \times 45) \text{ cm}^2$  d'après la condition donnée par l'R.P.A 99 version 2003. Zone sismique I

- $\text{Min}(b ; h) \geq 25 \text{ cm} \Rightarrow \text{min}(40 \times 45) > 25 \text{ cm} \dots \dots \dots$  condition vérifiée.
- $\text{Min}(b ; h) \geq h_e / 20 \Rightarrow \text{min}(40 \times 45) \geq 0,17 \text{ m} \dots \dots \dots$  condition vérifiée.
- $1 / 4 \leq b / h \leq 3 \Rightarrow 1 / 4 < 40 / 45 < 3 \dots \dots \dots$  condition vérifiée.

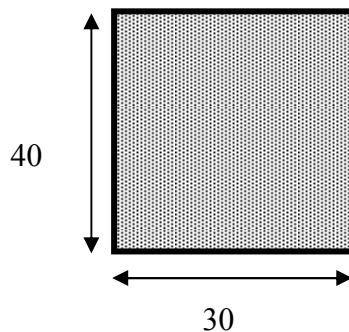


Figure II.15. Les poteaux d'étage

Etages	Sections des poteaux
RDC,	40×35
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup>	40×30
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup>	40×30

*Tableau II.8. section des poteaux*

### II.3.4. Les voiles

Les voiles sont des éléments principaux en béton armé ayant deux grandes dimensions par rapport à l'autre appelée épaisseur ( $L, B \gg a$ ).

#### Rôle des voiles :

- Reprennent presque la totalité des charges horizontales et 20% des charges verticales.
- Participent au contreventement de la construction.
- Assurent une isolation acoustique entre deux locaux en particulier entre logements.
- Assurent aussi une protection incendie.

Le pré dimensionnement des murs en béton armé est justifié par **l'article 7.7.1 du RPA99/version 2003**. Ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part à reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

- ✓ Les charges verticales sont les charges permanentes et surcharges.
- ✓ Les actions horizontales sont celles dues au séisme ou au vent.
- ✓ Les voiles assurant le contreventement sont continus jusqu'aux fondations.
- ✓ Seuls les efforts de translation seront pris en compte.

Ceux de la rotation ne sont pas connus dans le cadre du pré dimensionnement.

D'après le **RPA 99/version 2003, article 7.7.1** « les éléments satisfaisants la condition

( $L \geq 4 e$ ) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. »

Avec :

- L : Porté du voile.

•  $e$  : Epaisseur du voile.

L'article 7.7.1 RPA99/version 2003 exige une épaisseur minimale de 15cm. De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité à l'extrémité comme indiquée sur les figures suivantes:

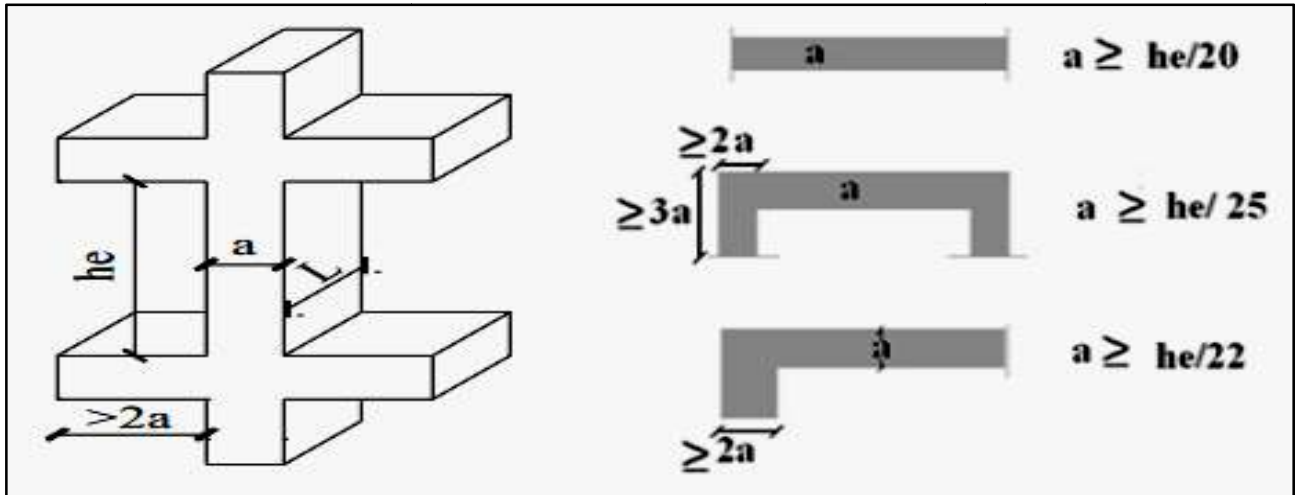


Figure II.16: Coupe de voile en plan (droite) Voile en 3D (gauche).

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes:

L'épaisseur  $a$  :

$$a \geq \max \left[ \frac{h_e}{20} ; 15 \right]$$

$$a \geq \max \left[ \frac{306}{20} ; 15 \right]$$

$$\Rightarrow a \geq \max \left[ 15.3 ; 15 \right]$$

Soit  $a = 20\text{cm}$  pour les étages de 1 à 4

Pour RDC:

$$a \geq \max \left[ \frac{h_e}{20} ; 15 \right]$$

$$a \geq \max \left[ \frac{391}{20} ; 15 \right]$$

$$\Rightarrow a \geq \max \left[ 17 ; 15 \right]$$

Soit  $a = 20\text{cm}$

$L \geq 4a = 80\text{cm}$  ... .. condition vérifiée pour tous les voiles

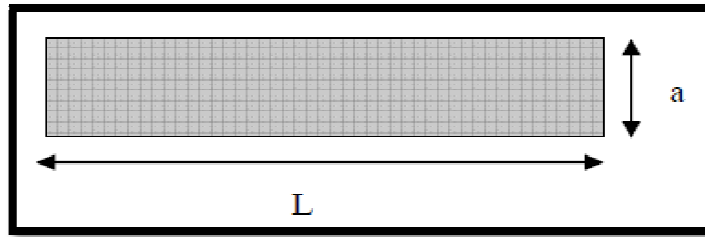


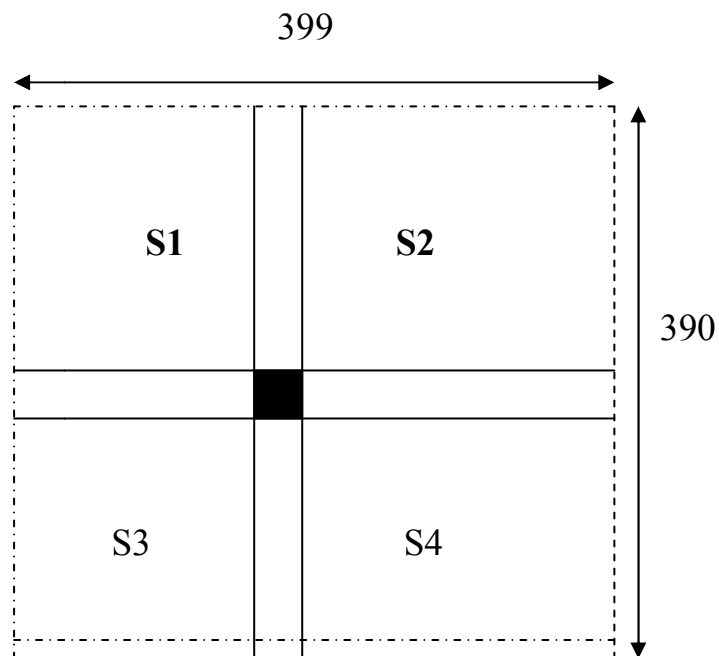
Figure II.17: Vue en plan d'un voile.

**II.4. Descente de charges**

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa transmission au sol, on effectuera la descente de charges pour le poteau le plus sollicité et qui à souvent la plus grande surface afférente.

**II.4.1.Poteau D-3 :**

(poteau centrale) La surface afférente



*Figure II.18: Surface revenant au Poteau central D-3*

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S = 2.60 + 4.37 + 5.37 + 3.20$$

$$S = 15.54 \text{ m}^2$$

Plancher terrasse inaccessibles :

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 6.40 \times 15.54 = 99.45 \text{ KN} \\ Q = 1 \times 15.54 = 15.54 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Plancher étages RDC; 1 à 4

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 5.20 \times 15.54 = 80.80 \text{ KN} \\ Q = 2.5 \times 15.54 = 38.85 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Plancher

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 5.20 \times 15.54 = 80.80 \text{ KN} \\ Q = 2.5 \times 15.54 = 38.85 \text{ KN} \end{array} \right.$$

• Poutres principales :  $P_{pp} = 25 \times 0.40 \times 0.35 \times 2.525 = 8.837 \text{ KN}$ .

• Poutres secondaires :  $P_{ps} = 25 \times 0.40 \times 0.30 \times 2.8 = 8.40 \text{ KN}$ .

• Poids total des poutres :  $P_{pout} = P_{pp} + P_{ps} = 17.237 \text{ KN}$ .

• Poteaux :

- Pour les poteaux de 4<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup> étages:  $P_3 = 25 \times 0.40 \times 0.35 \times 3.06 = 10.71 \text{ KN}$ .

- Pour les poteaux de 2<sup>ème</sup> et 1<sup>er</sup> étages:  $P_4 = 25 \times 0.40 \times 0.35 \times 3.06 = 10.71 \text{ KN}$ .

- Pour les poteaux de RDC:  $P_5 = 25 \times 0.4 \times 0.4 \times 3.40 = 13.46 \text{ KN}$ .

**Tableau:** Tableau récapitulative des résultats de la descente de charge (poteau D-3)

Niveaux	Eléments	G (KN)	Q	G <sub>t</sub> (KN)	Q <sub>t</sub> (KN)
<b>N<sub>0</sub></b>	Plancher terrasse inaccessible	99.45	15.54	<b>127.39</b>	<b>15.54</b>
	Poteau	10.71			
	Poutres	17.237			
<b>N<sub>1</sub></b>	N <sub>0</sub>	<b>127.39</b>	15.54	<b>236.137</b>	<b>26.14</b>
	Plancher étage courant	80.80	10.6		
	Poutres	10.71			
	Poteau	17.237			
<b>N<sub>2</sub></b>	N <sub>1</sub>	<b>236.137</b>	26.14	<b>344.88</b>	<b>36.74</b>
	Plancher courant	80.80	10.6		
	Poutres	10.71			
	Poteau	17.237			
<b>N<sub>3</sub></b>	N <sub>2</sub>	<b>344.88</b>	36.74+	<b>453.637</b>	<b>47.334</b>
	Plancher courant	80.80	10.6		
	Poutres	10.72			
	Poteau	17.237			
<b>N<sub>4</sub></b>	N <sub>3</sub>	<b>453.637</b>	47.334	<b>562.38</b>	<b>57.93</b>
	Plancher courant	80.80	10.6		
	Poutres	10.71			
	Poteau	17.237			
<b>N<sub>5</sub></b>	N <sub>4</sub>	<b>326.28</b>	57.93 +	<b>431.25</b>	<b>96.78</b>
	Plancher courant	80.80	38.85		
	Poutres	10.71			
	Poteau	13.46			

**Tableau II.9.** Tableau récapitulative des résultats de la descente de charge (poteau D-3)**Calcul de l'effort normal (N)**

**à l'ELU**

$$N_U = 1.35G + 1.5Q$$

$$N_U = 1,35(431.25) + 1,5(96.78)$$

$$N_U = 727.35 \text{ KN}$$

**à l'ELS**

$$N_S = G + Q$$

$$N_S = (431.25) + (96.78)$$

$$N_S = 528.03 \text{ KN}$$

$$s = s_1 + s_2 + s_3$$

$$s = 1.52 + 1.16 + 0.758$$

$$s = 3.438 \text{ m}^2$$

$$s_{esc} = s_4 = 1.905 \text{ m}^2$$

**Remarque :** pour le plancher terrasse

$$s = 5.406 \text{ m}^2$$

**➤ Les charges et surcharges**

$$\text{Plancher terrasse inaccessible : } \begin{cases} G = 6.40 \times 5.406 = 34.60 \text{ KN} \\ Q = 1.00 \times 5.406 = 5.406 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Plancher étages RDC (1 à 4) : } \begin{cases} G = 5.20 \times 3.438 = 17.878 \text{ KN} \\ Q = 1.50 \times 3.438 = 5.157 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Plancher : } \begin{cases} G = 5.20 \times 3.438 = 17.878 \text{ KN} \\ Q = 2.50 \times 3.438 = 8.60 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Escalier : } \begin{cases} G = 8.13 \times 1.905 = 15.49 \text{ KN} \\ Q = 2.50 \times 1.905 = 4.762 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ Poutres :

-Poutres principales :  $P_{pp} = 25 \times 0,35 \times 0,35 \times 2.02 = 6.186 \text{ KN}.$

-Poutres secondaires :  $P_{ps} = 25 \times 0.35 \times 0,35 \times 2.56 = 7.84 \text{ KN}.$

-Poids total des poutres :  $P_{pout} = P_{pp} + P_{ps} = 14.026 \text{ KN}.$

➤ Poteaux :

- Pour les poteaux de 4<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup> étages:  $P_3 = 25 \times 0.40 \times 0.40 \times 3.06 = 12.24 \text{ KN}.$

- Pour les poteaux de 2<sup>ème</sup> et 1<sup>er</sup> étages:  $P_4 = 25 \times 0.40 \times 0.45 \times 3.06 = 13.77 \text{ KN}.$

- Pour les poteaux de RDC et entre sol :  $P_5 = 25 \times 0.4 \times 0.5 \times 3.40 = 17 \text{ KN}.$

**Tableau II.2 :** Tableau récapitulatif des résultats de la descente de charge (poteau G-3)

Niveaux	Eléments	G (KN)	Q	G <sub>t</sub> (KN)	Q <sub>t</sub> (KN)
<b>N0</b>	Plancher terrasse inaccessible	34.60	5.406	<b>580</b>	<b>5.406</b>
	Poteau	9.371			
	Poutres	14.026			
<b>N1</b>	N <sub>0</sub>	<b>58</b>	5.406	<b>114.76</b>	<b>15.325</b>
	Plancher étage courant	17.88	5.157		
	Poteau	9.371			
	Poutres	14.026	4.762		
	Escalier	15.49			
<b>N2</b>	N1	<b>114.76</b>	15.325	<b>172.86</b>	<b>25.244</b>
	Plancher étage courant	17.88	5.157		
	Poutres	14.026			
	Poteau	10.71			
	Escalier	15.49	4.762		
<b>N3</b>	N2	<b>172.86</b>	25.244	<b>230.96</b>	<b>35.163</b>
	Plancher étage courant	17.8814.026	5.157		
	Poutres	10.71			
	Poteau	15.49			

	Escalier		4.762		
<b>N4</b>	N3	<b>230.96</b>	35.163	<b>290.59</b>	<b>45.082</b>
	Plancher étage courant	17.88	5.157		
	Poutres	14.026			
	Poteau	12.24	4.762		
	Escalier	15.49			
<b>N5</b>	N4	<b>290.59</b>	45.082	<b>350.22</b>	<b>55.001</b>
	Plancher étage courant	17.88	5.157		
	Poutres	14.026			
	Poteau	12.24	4.762		
	Escalier	15.49			

**Tableau II.10.** *Tableau récapitulatif des résultats de la descente de charge (poteau G-3)*

➤ **Calcul de l'effort normal (N)**

à l'ELU :

$$N_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$N_u = 1.35(601.32) + 1.5(98.12)$$

$$N_u = 958.96 \text{ KN}$$

à l'ELS :

$$N_s = G + Q$$

$$N_s = 601.32 + 98.12$$

$$N_s = 799.44 \text{ KN}$$

**II.4.3. Poteau I-3 :** (poteau de rive)

➤ **La surface afférente :**

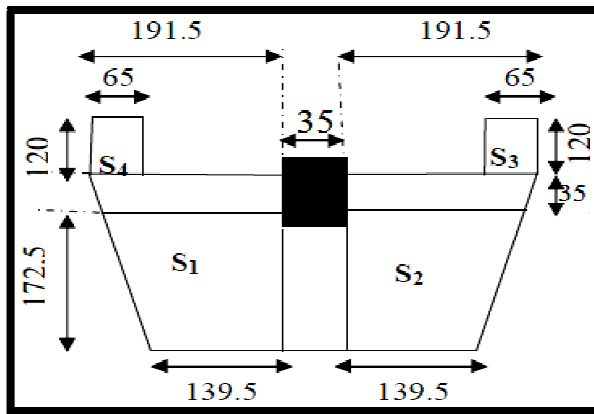


Figure II.20: Surface revenant au poteau de la cage d'escalier

$$s = s_1 + s_2$$

$$s = 2.85 + 2.88$$

$$s = 5.73 \text{ m}^2$$

$$s_{dp} = s_3 + s_4$$

$$s_3 = s_4 = 1.20 \times 0.65 = 0.78 \text{ m}$$

$$s_{dp} = 0.78 + 0.78 \Rightarrow s_{dp} = 1.56 \text{ m}^2$$

➤ **Les charges et surcharges :**

L'acrotère : ( $g = 2.133 \text{ KN/m}^2$ )  $\Rightarrow G = 2.133 \times 4.23 = 9.02 \text{ KN}$

Dalle pleine : ( $g = 5.90 \text{ KN/m}^2$ )

Murs extérieurs : ( $g = 2.85 \text{ KN/m}^2$ )

Plancher terrasse inaccessible :

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 6.40 \times 5.73 + 5.9 \times 1.56 = 45.874 \text{ KN} \\ Q = 1.00 \times 5.73 + 3.5 \times 1.56 = 11.190 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Plancher étages RDC; 1 à 4 :

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 5.20 \times 5.73 + 5.9 \times 1.56 = 39.00 \text{ KN} \\ Q = 1.50 \times 5.73 + 3.5 \times 1.56 = 14.05 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Plancher :

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 5.20 \times 5.73 + 5.9 \times 1.56 = 39.00 \text{ KN} \\ Q = 2.50 \times 5.73 + 3.5 \times 1.56 = 19.790 \text{ KN} \end{array} \right.$$

## ➤ Les Poutres :

- Poutres principales :  $P_{pp} = 25 \times 0,40 \times 0,35 \times 1,725 = 6.282 \text{ KN}$ .

- Poutres secondaires :  $P_{ps} = 25 \times 0,35 \times 0,35 \times 3,83 = 11.729 \text{ KN}$ .

- Poids total des poutres :  $P_{pout} = P_{pp} + P_{ps} = 18.011 \text{ KN}$ .

## ➤ La maçonnerie :

- Pour l'étage courant :  $P_{e1} = (6.23) \times (3.06 - 0.35) \times 2.85 = 48.117 \text{ KN}$ .

- Pour le RDC :  $P_{e2} = (6.23) \times (3.91 - 0.35) \times 2.85 = 54.654 \text{ KN}$ .

## ➤ Poteaux :

- Pour les poteaux de 4<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup> étages :  $P_3 = 25 \times 0.40 \times 0.30 \times 3.06 = 9.18 \text{ KN}$ .

- Pour les poteaux de 2<sup>ème</sup> et 1<sup>er</sup> étages :  $P_4 = 25 \times 0.40 \times 0.30 \times 3.06 = 9.18 \text{ KN}$ .

- Pour les poteaux de RDC et entre sol :  $P_5 = 25 \times 0.4 \times 0.35 \times 3.91 = 13.685 \text{ KN}$ .

Niveaux	Eléments	G (KN)	Q	G <sub>t</sub> (KN)	Q <sub>t</sub> (KN)
<b>N0</b>	Acrotère	9.02	11.190	<b>129.39</b>	<b>11.190</b>
	Plancher terrasse inaccessible	45.874			
	Poteau	9.371			
	Poutres	17.011			
	Maçonnerie	48.117			
<b>N1</b>	N <sub>0</sub>	<b>129.39</b>	11.19	<b>242.88</b>	<b>25.24</b>
	Plancher étage courant	39	14.05		
	Poutres	17.011			
	Poteau	9.371			
	Maçonnerie	48.117			
<b>N2</b>	N1	<b>242.88</b>	25.24	<b>357.71</b>	<b>37.88</b>
	Plancher étage courant	39	14.05		
	Poutres	17.011			
	Poteau	10.71			
	Maçonnerie	48.117			
<b>N3</b>	N2	<b>357.71</b>	37.88	<b>472.54</b>	<b>49.12</b>
	Plancher étage courant	39	14.05		

	Poutres	17.011			
	Poteau	10.71			
	Maçonnerie	48.117			
<b>N4</b>	N3	<b>472.54</b>	49.12	<b>588.90</b>	<b>58.95</b>
	Plancher étage courant	39	14.05		
	Poutres	17.011			
	Poteau	12.24			
	Maçonnerie	48.117			
<b>N5</b>	N4	<b>588.90</b>	58.95	<b>705.26</b>	<b>67.38</b>
	Plancher étage courant	39	14.05		
	Poutres	17.011			
	Poteau	12.24			
	Maçonnerie	48.117			

**Tableau II.11.** Tableau récapitulatif des résultats de la descente de charge (poteau I-3)

➤ **Calcul de l'effort normal (N)**

à l'ELU :

$$N_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$N_u = 1.35(1195.36) + 1.5(129.32)$$

$$N_u = 1807.71 \text{ KN}$$

à l'ELS :

$$N_s = G + Q$$

$$N_s = 1195.36 + 129.32$$

$$N_s = 1324.68 \text{ KN}$$

<i>Poteau</i>	<i>G(KN)</i>	<i>Q(KN)</i>	<i>N<sub>u</sub>=1,35G+1,5Q</i>	<i>N<sub>s</sub>=G+Q</i>
<b>D-3</b>	666.98	74.20	1011.72	741.18
<b>G-3</b>	601.32	98.120	958.96	799.44
<b>I-3</b>	1195.36	129.32	1807.71	1324.68

**Tableau. II.12.** Vérification de section pour le poteau

Donc :  $N_{U_{max}} = 1807.71 \text{ KN}$  (pour le poteau de rive)

Selon le CBA 93 (article B.8.11) on doit majorer l'effort normal de compression ultime  $N_u$  de 10% tel que :  $N_u = 1.1 \times (1.35G + 1.5Q)$

Donc  $N_u = 1.1 \times 1807.71 = 1988.48 \text{ KN}$

L'effort normal maximum  $N_U = 1988.48 \text{ KN}$

## II.5. Vérification des poteaux

### II.5.1. Vérification à la compression simple du poteau entre sol et rez de chaussé

On doit vérifier la condition suivante :

$N_u \leq 0.6 \times f_{c28}$  Avec B: section du béton.

$$B \geq \frac{N_u}{0.6 \times f_{c28}} \Rightarrow B \geq \frac{1988.48 \times 10^{-3}}{0.6 \times 25} = 0.132 \text{ m}^2$$

On a  $B = 0.40 \times 0.50 = 0.200 \text{ m}^2$

$B = 0.200 \geq 0.132 \text{ m}^2$ . Condition vérifiée.

Poteau	$N_u$ (KN)	B c a l (m <sup>2</sup> )	B a d p (m <sup>2</sup> )	B a d p (m <sup>2</sup> ) ≥ B c a l (m <sup>2</sup> )
4 <sup>eme</sup> et 3 <sup>eme</sup> étages	1158.48	0.077	0.160	Vérifié
2 <sup>eme</sup> et 1 <sup>eme</sup> étages	1554.98	0.103	0.180	Vérifié
RDC	<b>1988.48</b>	<b>0.132</b>	<b>0.200</b>	Vérifié

**Tableau II.13.** Résultat de vérification à la compression simple

### II.5.2. Vérification au flambement

D'après le (CBA 93), on doit faire la vérification suivante :

$$N_u \leq \bar{N} = \alpha \left[ \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \quad \text{CBA 93 (Article B.8.4.1)}$$

$$N_u = 1.35G + 1.5Q$$

➤ D'après RPA 99 V-2003 (art 7.4.2.1) :

La section des armatures minimales est : 0.7% ( $B_r$ ) En zone (I)

$$A = 0.7\% \times (b_1 - 2)(h_1 - 2)$$

$B_r$  : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie.

$$B_r = (h_1 - 2)(b_1 - 2)$$

$\gamma_b$  : coefficient de sécurité de béton.

$$\gamma_b = 1.5$$

$\gamma_s$  : coefficient de sécurité des aciers

$$\gamma_s = 1.15$$

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

$$f_c = 400 \text{ Mpa}$$

$\alpha$  : Coefficient en fonction de l'élanement  $\lambda$

qui prend les valeurs :

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad \text{pour } \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \quad \text{pour } 50 < \lambda \leq 70$$

On calcule l'élanement  $\lambda = \frac{l_f}{i}$

Avec :

$l_f$  : Longueur de flambement.

$l_0$  : Longueur du poteau.

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

$I$  : Moment d'inertie:  $I = \frac{b \times h^3}{12}$

#### a. Vérification du poteau du rez de chaussée

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 3.40 = 2.38 \text{ m}$$

$$B = 0.40 \times 0.50 = 0.200 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{0.4 \times 0.5^3}{12} = 4.16 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{4.16 \times 10^{-3}}{0.12}} = 0.186$$

$$\lambda = \frac{2.38}{0.186} = 12.79 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{12.79}{35} \right)^2} = 0.82$$

D'après le BAEL91 on doit vérifier :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left[ \frac{F_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{F_e}{100\gamma_s} \right]}$$

$$\Rightarrow \frac{1988.48 \times 10^{-3}}{0.82 \left[ \frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.110 \text{ m}^2$$

$$B_r = (0.4 - 0.02) \times (0.5 - 0.02) = 0.182 \text{ m}^2$$

0.182 > 0.110 donc le poteau ne risque pas de flamber.

Poteau	4 <sup>eme</sup> et 3 <sup>eme</sup> étages	2 <sup>eme</sup> et 1 <sup>eme</sup> étages	RDC
$N_u$ (KN)	1158.48	1554.98	1988.48
$B_{adp}$ (m <sup>2</sup> )	0.160	0.180	0.200
$L_0$ (m)	3.06	3.06	3.40
$L_f$ (m)	2.14	2.14	2.14
$I \times 10^{-3}$ (m <sup>4</sup> )	$1.25 \times 10^{-3}$	$1.86 \times 10^{-3}$	$2.13 \times 10^{-3}$
$i$ (m)	0.102	0.124	0.133
$\lambda$	20.98	17.25	16.09
$\alpha$	0.79	0.81	0.81
$B_{r\text{ cal}}$ (m <sup>2</sup> )	0.022	0.043	0.064
$B_{r\text{ adp}}$ (m <sup>2</sup> )	0.108	0.125	0.144

*Tableau II.14. Résultat de vérification au flambement*

Après que nous avons fini le pré dimensionnement des éléments structuraux et que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté pour les éléments les sections suivantes :

-Poutres principales :  $40 \times 35 \text{ cm}^2$ .

-Poutres secondaires :  $35 \times 35 \text{ cm}^2$ .

- - Pour les poteaux de 4<sup>eme</sup> et 3<sup>eme</sup> étages:  $40 \times 35 \text{ cm}^2$  .- Pour les poteaux de 2<sup>eme</sup> et 1<sup>er</sup> étages:  $40 \times 35 \text{ cm}^2$  .- Pour les poteaux de RDC :  $40 \times 35 \text{ cm}^2$  .

*CHAPITRE III*  
*Étude*  
*Des*  
*Éléments Secondaires*

L'ACROTÈREIII.1.Introduction

L'acrotère est un élément complémentaire de la structure, assimilé à une console encastrée à la base du plancher terrasse, ayant pour objectif l'étanchéité et notamment la protection.

Elle est soumise à son poids propre  $G$  qui donne un effort normal  $N$  et une surcharge  $Q$  (1kn/m) due à la main courante qui donne une poussée horizontale et un moment  $M$  au niveau de l'encastrement.

Elle doit être calculée sous l'action du séisme et du vent, mais le calcul se donne généralement des sections d'acier très faibles vu à la hauteur faible, donc le calcul se fait à la flexion composée.

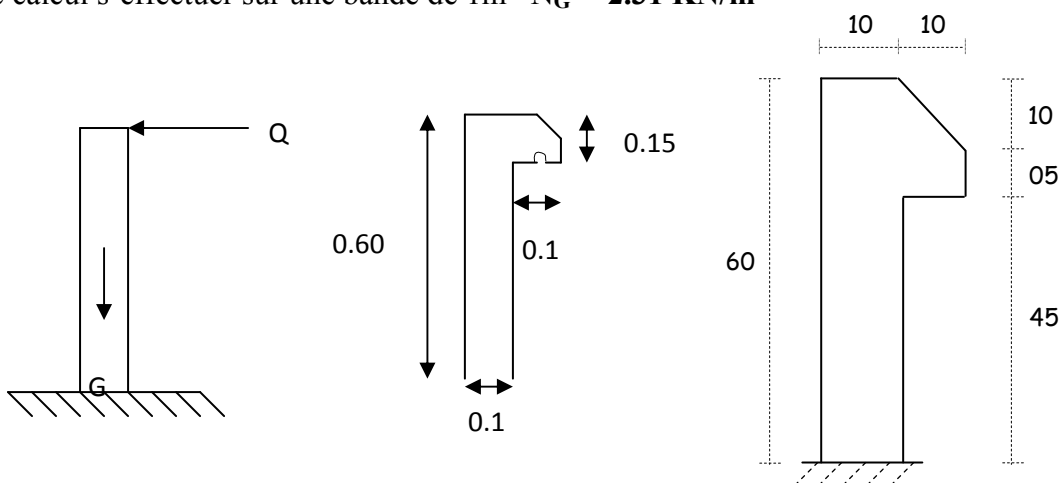
III.2.Calcul de l'acrotère :

$$G_1 = \{ 25 \times ( 0.60 \times 0.1 + \frac{0.1 \times 0.1}{2} + 0.05 \times 0.1) \} = 1.75 \text{ Kn/m}^2$$

$$G_2 = [(0.02 \times (0.6 + 0.10 + 0.10 + 0.05 + 0.10 + 0.45) \times 20] = 0.56 \text{ kn/m}^2$$

$$G = G_1 + G_2 = 1.75 + 0,56 = 2.31 \text{ Kn/m}^2$$

Le calcul s'effectue sur une bande de 1m  $N_G = 2.31 \text{ KN/m}^2$



*Figure III.1. Schéma de l'acrotère*

D'après le **RPA99 page 43** l'élément secondaire doit être calculé sous l'action de la force horizontale donnée par la formule :  $F_p = 4 A C_p W_p$

Avec:

A : coefficient d'accélération obtenu suivant la zone et le groupe d'usage donc  $A=0,10$

**(Groupe d'usage 2, zone 1 d'après RPA99 page 26 tableau 4.1)**

$C_p$  : facteur de forces horizontales varie entre 0,3 et 0,8 donc  $C_p=0,8$

**(D'après RPA99 page 43 tableau 6.1)**

$W_p$  : poids propre de l'acrotère  $W_p = N_G \cdot 1 \text{ m} = 2,31 \text{ KN/ml}$

$F_p = 4 \times 0,10 \times 0,8 \times 2,31 = 0,73 \text{ KN/ml} \implies F_p = 0,73 \text{ KN/ml}$

Effort du au surcharge  $\implies Q = 1 \text{ KN/ml}$

$F = \max(Q, F_p) \implies F = 1 \text{ KN/ml}$

### III.2.1. Sollicitation et combinaison :

#### Sous l'action de surcharge

$N_G$  : effort de compression du au poids propre  $G = 2,31 \text{ KN/ml}$

$M_G$  : moment crié par  $N_G$ ,  $M_G = N_G \times L = 0 \quad (L=0)$

$N_Q$  : effort du au surcharge  $Q = 1 \text{ KN/ml}$

$M_Q$  : moment crié par  $N_Q$ ,  $M_Q = Q \times L = 1 \times 0,60 = 0,60 \text{ KN} \cdot \text{m}$

### III.2.2. Combinaison :

On ne majore pas par puisque le poids du béton travail dans le sens favorable

**E.L.U :**  $N_U = 1,35N_G + 1,5 N_Q = 1,35 \times 2,31 + 1,5(0) \implies N_U = 3,11 \text{ KN}$

$M_U = M_G + 1,5M_Q = 1,35(0) + 1,5 \times 1 \times 0,6 \implies M_U = 0,90 \text{ KN} \cdot \text{m}$

$$\text{E.L.S : } N_S = N_G + N_Q = 2,31 + 0 = 2,31 \quad \Rightarrow \quad N_S = 2,31 \text{ KN}$$

$$M_S = M_G + M_Q = 0 + 1 \times 0,6 = 0,60 \quad \Rightarrow \quad M_S = 0,60 \text{ KN.m}$$

### III.2.3. Détermination de l'excentricité:

E.L.U:

$$e = \frac{M_U}{N_U} = \frac{0,90}{3,11} = 0,28\text{m} = 28\text{cm}$$

$$\text{Centre de gravite du béton : } e_0 = \frac{h}{2} = \frac{0,10}{2} = 0,05 \quad \Rightarrow \quad \text{CG} = 0,50\text{m} > 0,05\text{m}$$

$$e = 0,50 \text{ m} > e_0 = 0,05\text{m}$$

donc l'effort normal étant un effort de compression et le centre de pression se trouve à l'excentricité de la section, celle-ci est partiellement comprimée, donc elle va être calculé comme une section soumise à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif  $M_a$  calculé par rapport aux armatures tendues.

### III.2.4. Ferrailage à l'E.L.U:

Tous les problèmes de flexion composée, lorsque la section est partiellement comprimée, se ramener à un calcul de flexion simple en prenant comme moment fictif, avec :

$$M_{uA} = N_u \cdot e_A$$

On obtient une section fictive d'acier  $A_{lu}$ , dont on déduit la section d'acier tendu :

$$A_u = A_{lu} - \frac{N_u}{100 \bar{\sigma}_s} (\text{cm}^2)$$

Avec:

$e_A$  : Distance entre le point d'application de centre de pression « C » et le centre de gravité des armatures tendus.

$$e_A = e_U + (d - h_t/2)$$

et :

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

$$e_A = 28 + (9 - 10/2) = 32 \text{ cm.}$$

$$M_{UA} = 3,11 \times 32 = 99,52 \text{ KN.cm.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{AU}}{bd^2 f_{bu}} = 0,086$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = 1,5$$

$$\mu_{lu} = 0,3584$$

$\mu_{bu} < \mu_{lu} \Rightarrow A' = 0$  (Pas d'armature comprimée).

$$\alpha_u = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,113$$

$$A_{u1} = \frac{0,8 \cdot \alpha_u \cdot b \cdot d \cdot f_{bu}}{f_e / \gamma_s} \Rightarrow A_{u1} = 3,46 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$A_u = A_{u1} \cdot \frac{N_u}{\bar{\sigma}_s} \Rightarrow A_{u1} = 3,37 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Condition de non fragilité:

$$A_{\min} = 0,23 \frac{b \cdot d \cdot f_{tj}}{f_e} = 1,08 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max \{A_{\min}; A_u\} = 3,37 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

On adopte :  $A_s = 5HA 10/\text{ml} = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Soit :  $S_t = 20 \text{ cm.}$

❖ Vérification de l'espacement :

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq \min (3h, 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{cv.}$$

- Les armatures de répartitions :

$$A_r = A_s / 4 = 0.98 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte :  $A_r = 4 \text{ HA } 6/\text{ml} = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Soit :  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

- ❖ Vérification de l'espacement :

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{cv.}$$

### III.2.5. Vérification à l'E.L.S :

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\frac{b}{2} y_{\text{ser}}^2 + 15(A' + A)y_{\text{ser}} - 15(A'_c + Ad) = 0 \quad \text{et on a: } A' = 0$$

$$\frac{b}{2} y_{\text{ser}}^2 + 15A y_{\text{ser}} - 15 Ad = 0$$

$$50 y_{\text{ser}}^2 + 15(3.93)y_{\text{ser}} - 15(3.93 \times 13.5) = 0$$

$$50 y_{\text{ser}}^2 + 58.95 y_{\text{ser}} - 795.83 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = \sqrt{b^2 - 4ac} = 403.18.$$

$$y = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a}$$

$$y_{\text{ser}} = 3,44 \text{ cm.}$$

- Le moment d'inertie de la section homogène par rapport l'axe neutre s'écrit:

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot [A(d - y_1)^2 + A'(y_1 - d')^2] \Rightarrow I = 2723.54 \text{ cm}^4.$$

❖ Vérification des contraintes :

- Contraintes maximale de compression de béton:  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{y_c \cdot M_{ser}}{I} = 10.42 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 10.42 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{cv.}$$

- Contraintes maximales de traction des aciers:  $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} \times F_e E, \max\left[110 \sqrt{nf_{tj}}; \frac{F_e}{2}\right]\right] = 201,66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_s}{I} (d - y_1) = 183.8 \text{ MPa}$$

$$183.8 \text{ MPa} < 201.66 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{cv}$$

III.2.6. Vérification au cisaillement :

Dans le cas où les armatures d'âme sont droites (c'est-à-dire perpendiculaire à la fibre moyenne ( $\alpha = 90^\circ$ )) et dans celui où elles comportent à la fois des barres relevées et des armatures droites, la contrainte  $\tau_u$  doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs suivantes:

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 2.50 \text{ MPa} \\ 4 \text{ MPa} \end{array} \Rightarrow \tau_u \leq \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa.} \right.$$

Ces valeurs sont valables lorsque la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable.

$$\text{Avec : } \tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

$$V_u = 1.5 Q = 1,50 \text{ KN/ml.}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 0.016 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{cv}$$

**a) la contrainte de traction de armature**

Dans le cas on la fissuration est préjudiciable d'après le **B.A.E.L91A-4-5,33** la vérification de contrainte des armatures tendues :

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} f_e \\ \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 0,5 f_e (\text{M P a}) \\ 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} (\text{M P a}) \end{array} \right. \end{array} \right. \quad \text{Avec } \eta : \text{coefficient de fissuration}$$

$$\eta = \left\{ \begin{array}{l} 1 : \text{rends lisse} \\ 1,60 : \text{hautes adhérence} \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} \times 400 = 266,67 \\ 200 \\ 110 \sqrt{1,60 \times 2,10} = 201,63 \end{array} \right. \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

**b) la contrainte de compression de béton :**

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

Avec:  $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

$$e = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,60}{2,31} = 0,33 \text{ m}$$

Centre de gravite du béton :  $e_0 = \frac{h}{2} = \frac{0,10}{2} = 0,05 \Rightarrow \text{CG} = 0,082 \text{ m} > 0,05 \text{ m}$

$e = 0,082 \text{ m} > e_0 = 0,05 \text{ m}$  donc l'effort normal étant un effort de compression et le centre de pression ce trouve à l'excentricité de la section, celle-ci est partiellement comprimée, donc elle va- être calculé comme une section soumise à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif  $M_a$  calculé par rapport aux armatures tendues.

$$\mu_l = 0,392$$

$$\mu_{du} = 0,00084 \Rightarrow \beta = 0,956 \Rightarrow k = 0,0095$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = k \times \sigma_s = 0,0095 \times 201,63 = 1,91 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,91 \text{ Mpa} \quad \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad \Rightarrow \quad A=0$$

On a pas besoin d'armatures comprimées ( $A'=0$ )

$$\alpha = 1,25 \left[ 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right] = 1,25 \left[ 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,00084} \right] = 0,00125 \Rightarrow \alpha = 0,00125$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) = 0,08(1 - 0,4 \times 0,00125) = 0,08 \quad \Rightarrow \quad Z_b = 0,08 \text{ cm}$$

$$A_u = \frac{M_a}{Z_b \times \sigma_s} = \frac{1,09}{0,08 \times 201,63 \times 1000} = 0,000068 \quad \Rightarrow \quad A_u = 0,68 \text{ cm}^2$$

• **détermination de la section des armatures a la flexion composée**

$$A = A_f - \frac{N_s}{\sigma_s} = 0,68 - \frac{2,73}{201,63} = 0,67 \text{ cm}^2$$

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

Contrainte tangente conventionnelle (BEAL91 page 155).

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \quad \text{Avec :} \quad V_u : \text{effort tranchant ultime en compte a L'E.L.U}$$

$$V_u = Q + F_p = 1 + 0,88 = 1,88 \text{ KN/ml}$$

$$b = 1,00 \text{ m} \quad d = 0,10 - 0,02 = 0,08 \text{ m}$$

$$\tau_u = \frac{1,50}{1,00 \times 0,08} = 18,75 \quad \Rightarrow \quad \tau_u = 187,5 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Pour une fissuration préjudiciable**

$$\tau = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,10 f_{c28} = 0,10 \times 25 = 2,50 \text{ MPa} \\ 3 \text{ MPa} \end{array} \right. \Rightarrow \quad \tau = 2,50 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,1875 \text{ MPa} < \tau = 2,50 \text{ MPa}$$

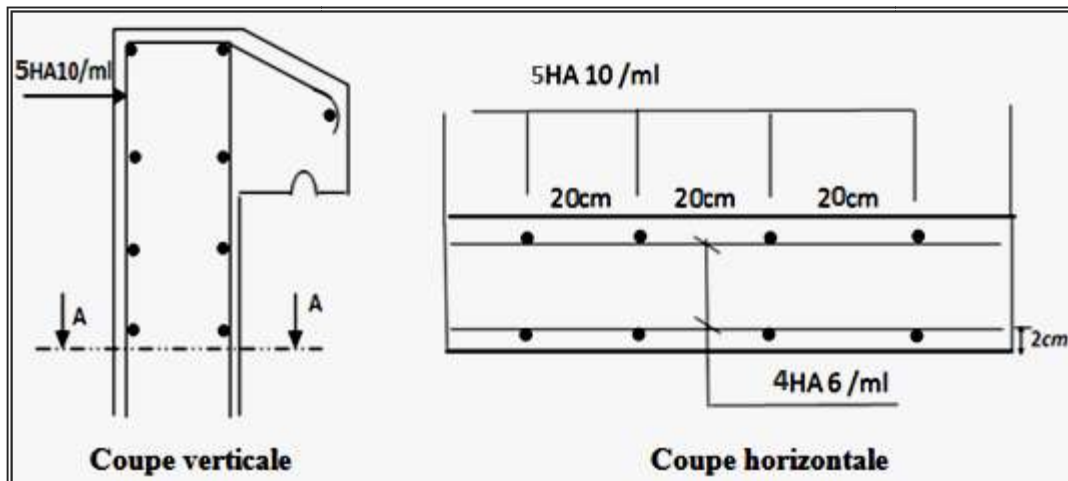


Figure III.2. Schéma de ferrailage

### III.3. Etude des dalles pleines

Une dalle pleine est définie comme une plaque horizontale, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions. Cette plaque peut être encastrée sur deux ou plusieurs appuis, comme elle peut être assimilée à une console.

#### III.3.1. dalle sur 04 appuis

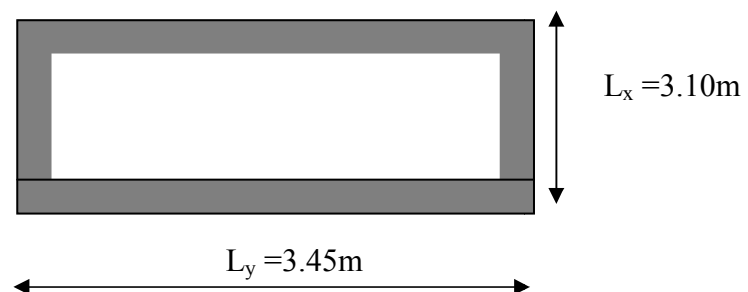


Figure III.3. Schéma d'une dalle sur 4 appuis

$$l_x = 3.10$$

$$l_y = 3.40$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.90 \geq 0.4$$

=> la dalle travaille dans les deux sens.

**III.3.1.1. Calcul des sollicitations****A l'ELU**

On a :  $G = 5.9 \text{ KN/m}^2$  ;  $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$ .

$$\triangleright 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 13.21 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 0.90 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0456 \\ \mu_y = 0.7843 \end{cases}$$

D'après le BAEL 91 (annexe E.3) :

$$M_{0x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0.0456 \times 13.21 \times 3.10^2 = 5.79 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_x = 0.7834 \times 5.79 = 4.54 \text{ KN.m}$$

**En travée**

$$M_x^t = 0.85 \times M_{0x} = 0.85 \times 5.79 = 4.93 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 \times M_{0y} = 0.85 \times 4.54 = 3.86 \text{ KN.m}$$

**En appui**

$$M_x^a = M_y^a = -0.5 \times M_{0x} = 2.90 \text{ KN/m}^2$$

**III.3.1.2. Ferrailages :**

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple pour une bande de largeur 1m.

On a :  $b = 100 \text{ cm}$  .  $e = 15 \text{ cm}$  .  $d = 12 \text{ cm}$  .  $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$  et  $f_e = 400 \text{ Mpa}$

**• la condition de non fragilité**

$$e \geq 12 \text{ cm et } \rho > 0.4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{min} = \rho_0 \times \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times e \\ A_y^{min} = A_a^{min} = \rho_0 \times b \times e \end{cases}$$

avec  $f_e E 400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$

$$A_x^{min} = 1.260 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifié}$$

$A_y^{min} = A_a^{min} = 1.2 > A^y = A^a$  n'est pas vérifiée, donc on ferraille avec  $A^{min}$

Sens		$M_t$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{cal}(\text{cm}^2 / ml)$	$A_{adp}(\text{cm}^2 / ml)$
travée	x-x	4.93	0.0241	0.03	0.1185	1.2	4HA10=3.14
	y-y	3.86	0.0189	0.024	0.1188	0.934	4HA10=3.14
appui	x-x	2.90	0.0142	0.018	0.119	0.7	4HA10=3.14
	y-y						

Tableau III.1. Calcul des armatures principales

• **Espacement des armatures**

Sens x-x :  $s_t \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow St = 25 \text{ cm}$  .

Sens y-y :  $s_t \leq \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \Rightarrow St = 45 \text{ cm}$  .

• **Vérification l'effort tranchant**

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05f_{c28} = 1.25 \text{ Mpa}$  .

$$\rho > 0.4 \Rightarrow V_u = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = \frac{13.21 \times 3.45}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0.9}{2}} = 15.72 \text{ KN} .$$

$$\tau_u = \frac{15.72 \times 10^3}{1 \times 0.12} = 0.131 \text{ Mpa} < 1.25 \text{ Mpa} \text{ condition vérifiée} .$$

■ **à l'ELS :**

• **Calcul les sollicitations :**

$$q = G + Q = 5.9 + 3.5 = 9.4 \text{ KN/m}$$

$$\rho = 0.90 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0528 \\ \mu_y = 0.8502 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 4.77 \text{ KN.m} . \\ M_{0y} = \mu_y \times M_x = 4.055 \text{ KN.m} . \end{cases}$$

**En travée**

$$M_x^t = 0.85 \times M_{0x} = 0.85 \times 4.77 = 4.06 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 \times M_{0y} = 0.85 \times 4.055 = 3.45 \text{ KN.m}$$

**En appui**

$$M_x^a = M_y^a = -0.5 \times M_{0x} = -2.03 \text{ KN/m}^2$$

On doit vérifier que :  $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_b \text{ adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa} .$

$$\sigma_b = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} f_e ; (110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}) \right] = 201.6 \text{ Mpa} .$$

Calcul de y  $\frac{b \times y^2}{2} + 15 (A_s - A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s)$

Calcul de I  $I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Sens	Moments	Valeurs (KN. m)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
x-x	$M_t$	4.06	10.54	15	131.55	201.6
	$M_a$	2.03	5.27	15	65.77	201.6
y-y	$M_t$	3.45	8.96	15	111.78	201.6
	$M_a$	2.03	5.27	15	65.77	201.6

**Tableau III.2** : vérification des contraintes à l'ELS

➤ **Etat limite de déformation :**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'un des conditions suivantes n'est pas satisfait

$$1) \frac{h}{l} > \frac{1}{16} \quad ; \quad 2) \frac{h}{l} > \frac{Mt}{10M_0} \quad ; \quad 3) \frac{A}{b \times d} > \frac{4.2}{f_e} \quad (\text{BAEL 91 R 99 B.7.5})$$

**Sens x-x :**

$$\frac{h}{l_x} = 0.045 < \frac{1}{16} = 0.0625$$

La 1<sup>ère</sup> condition n'est pas vérifiée, donc on doit calculer la flèche.

**Sens y-y :**

$$\frac{h}{l_y} = 0.04 < \frac{1}{16} = 0.0625$$

La 1<sup>ère</sup> condition n'est pas vérifiée, donc on doit calculer la flèche.

		Sens x-x	Sens y-y
$q_{ser}$ (KN/m)	$q_{jser}$ (KN/m)	3.5	3.5
	$q_{gser}$ (KN/m)	5.9	5.9
	$q_{pser}$ (KN/m)	9.4	9.4
$M_{ser}$ (KN.m)	$M_{jser}$ (KN.m)	1.3	1.02
	$M_{gser}$ (KN.m)	2.19	1.72
	$M_{pser}$ (KN.m)	3.5	2.74
$I_0$ (Cm) <sup>4</sup>		24044.2	24044.2
$\rho$		0.0026	0.0026
$\lambda_i$		8.0254	8.0254

$\lambda_V$	3.21	3.21
$\sigma_{sj}$ (Mpa)	37.65	29.5
$\sigma_{sg}$ (Mpa)	63.48	49.73
$\sigma_{sp}$ (Mpa)	101.14	79.23
$\mu_j$	0	0
$\mu_g$	0	0
$\mu_p$	0	0
$I_{f_{ij}}$ (m <sup>4</sup> )	0.0002645	0.0002645
$I_{f_{ig}}$ (m <sup>4</sup> )	0.0002645	0.0002645
$I_{f_{ip}}$ (m <sup>4</sup> )	0.0002645	0.0002645
$I_{f_{vg}}$ (m <sup>4</sup> )	0.0002645	0.0002645
$f_{ji}$ (mm)	0.1459	0.1416
$f_{gi}$ (mm)	0.2460	0.2387
$f_{pi}$ (mm)	0.3919	0.3803
$f_{gv}$ (mm)	0.7380	0.7161
$\Delta f$ (mm)	0.738	0.716
$f_{adm}$ (mm)	6.2	0.69
$\Delta f < f_{adm}$	Vérifié	Vérifié

Tableau III.3. Vérification de la flèche à l'E.L.S

III.3.1.3. Schéma de ferrailage :

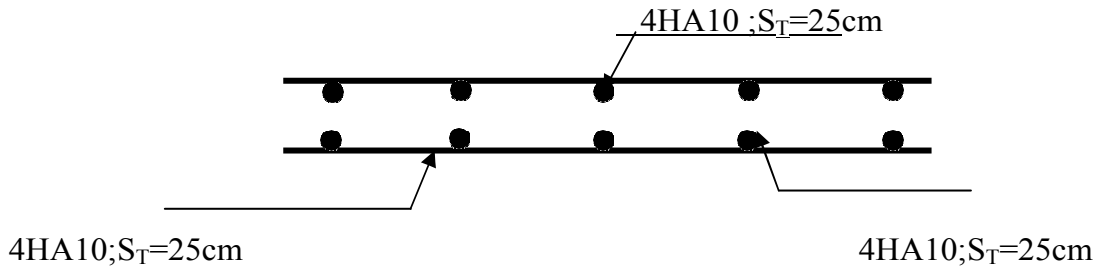


Figure III.4. Schéma de ferrailage de la dalle sur 4 appuis

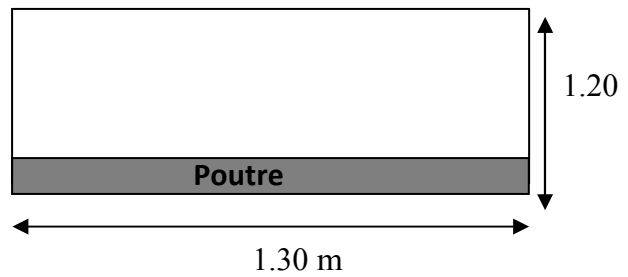
III.3.2. Dalle pleine sur un seul appui (type 1)

III.3.2.1. Evaluation des charges :

Charges permanentes :  $G = 5.9 \text{ KN/m}^2$  .

$P = 2.85 \text{ KN/m}^2$  .

Charge d'exploitation :  $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$  .



III.3.2.2. Les sollicitations à l'ELU

$$P_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$P_u = 1.35 \times 5.9 + 1.5 \times 3.5 = 13.215 \text{ KN/m}^2$$

$$P = 1.35 \times 2.85 = 3.85 \text{ KN/m}^2$$

$$M_u = -\frac{P_u \times l^2}{2} \times -P \times l$$

$$M_u = 14.135 \text{ KN.m}$$

$$V_u = \frac{P_u \times l}{2} + P$$

$$V_u = 11.78 \text{ KN}$$

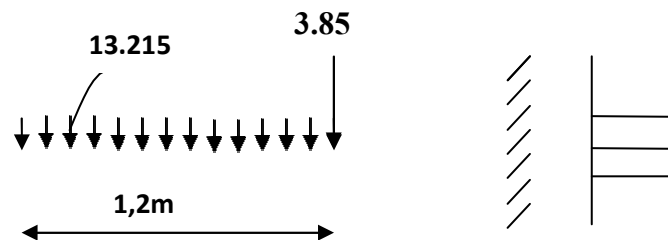


Figure III.5. schéma statique de la dalle type 1

Sens x-x :

➤ Les armatures principales :

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple pour une bande de largeur 1m.

On a :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2 \text{ Mpa.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{14.135 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 14.2} =$$

$$\mu_{bu} = 0.0691 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

Donc pas d'aciers comprimé

$$\alpha = 1.25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0.0895 .$$

$$z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.116 \text{ m} .$$

$$\mu_{bu} = 0.0691 < \mu_{ab} = 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A} .$$

$$\text{Donc : } f_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa} .$$

$$A_s = \frac{M_U}{z \times f_s} = \frac{14.135 \times 10^{-3}}{0.116 \times 348} = 3.501 \text{ cm}^2$$

	$M_u(\text{KN.m})$	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$z$ (m)	$A_{\text{cal}}(\text{cm}^2 / \text{ml})$	$A_{\text{adp}}(\text{cm}^2 / \text{ml})$
Armatures principales	14.135	0,0691	0,0895	0,116	3,501	5HA10 = 3,93

**Tableau III.4.** Ferrailage de la dalle en console

Sens y-y :

➤ Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 0.98 \text{ cm}^2 ; \text{ Soit } A_r = 4\text{HA}8 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

➤ **Calcul des espacements :**

$$S_{tx} = \min(3e ; 33 \text{ cm}) = (3 \times 14 ; 33 \text{ cm}) ; \text{ soit } S_{tx} = \frac{100}{5} \Rightarrow St = 20 \text{ cm} .$$

$$S_{ty} = \min(4e ; 33 \text{ cm}) = (4 \times 14 ; 33 \text{ cm}) ; \text{ soit } S_{ty} = \frac{100}{4} \Rightarrow St = 25 \text{ cm} .$$

➤ **Vérifications:[BAEL91] :**➤ **l'effort tranchant :**

$$b = 100 \text{ cm}, d = 12 \text{ cm}, V_u = 11.4 \text{ KN}.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{11.78 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.98 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.12 \times \frac{2.1}{400} = 1.45 \text{ cm}^2 < A_s \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

**III.3.2.3. Les sollicitations à l'ELS**

$$P_s = G + Q$$

$$P_s = 5.9 + 3.5 = 9.4 \text{ KN/m}^2$$

$$P = 2.85 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{ser} = \frac{P_s \times l^2}{2} + P \times l \Rightarrow M_{ser} = 10.188 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{1}{2} \times b \times y^2 + 15 \times A \times (y - d) = 0 \Rightarrow y = 3.22 \text{ cm} .$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{1}{3} \times b \times y^3 + 15 \times A \times (y - d)^2 = 5657.24 \text{ m}^4$$

**Etat limite de compression du béton**

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{10.188 \times 10^{-3}}{5657.24 \times 10^{-8}} \times 0.0322 = 5.798 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures**

**On à :** Fissuration nuisible :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} \times f_e, \max \left[ 110 \sqrt{nf_{tj}}; \frac{f_e}{2} \right] \right] = 201.6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} \times (d - Y_{ser}) \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{10.188 \times 10^{-3}}{5657.24 \times 10^{-8}} \times (0.12 - 0.0322)^2 = 20.82 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_s = 201.6 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

➤ **Etat limite de déformation**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'un des conditions suivantes n'est pas satisfait

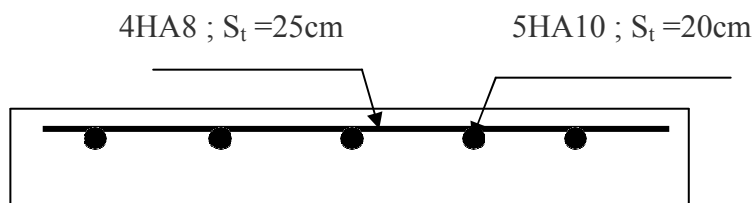
$$\frac{h_t}{l} = \frac{0.15}{1.2} = 0.125 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.125 \geq 0.101 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = 0.00267 \leq \frac{2.4}{f_e} = 0.006 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

Les conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

**III.3.2.4. Schéma de Ferrailage :**



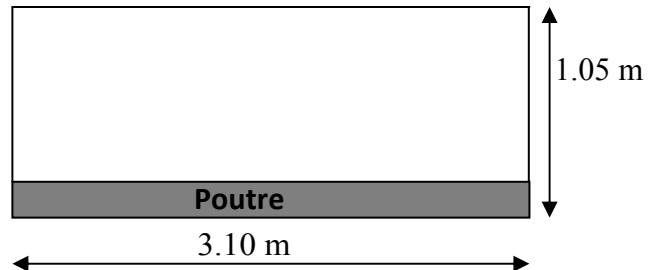
**Figure III.6.** Schéma de ferrailage de la dalle en console

### III.2.3. Dalle pleine un seul appui (type 2)

#### III.2.3.1. Evaluation des charges :

Charges permanentes :  $G = 5.36 \text{ KN/m}^2$ .

$$P = 2.85 \text{ KN/m}^2.$$



Charge d'exploitation :  $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$ .

#### III.2.3.2. Les sollicitations à l'ELU

$$P_U = 1.35G + 1.5Q$$

$$P_U = 1.35 \times 5.36 + 1.5 \times 2.5 = 10.986 \text{ KN/m}^2$$

$$P = 1.35 \times 2.85 = 3.85 \text{ KN/m}^2$$

$$M_u = -\frac{P_u \times l^2}{2} \times -P \times l$$

$$M_u = -10.1 \text{ KN.m}$$

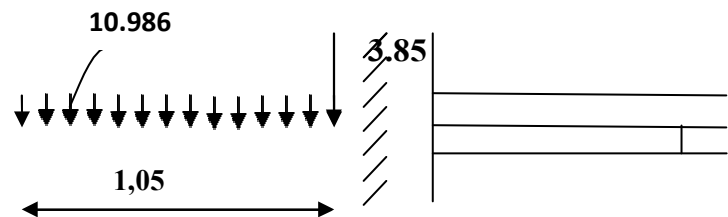


Figure. III.7. schéma statique de la dalle type 2

$$V_u = \frac{P_u \times l}{2} + P$$

$$V_u = 9.62 \text{ KN}$$

Sens x-x :

#### ➤ Les armatures principales

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple pour une bande de largeur 1m.

On a :  $b = 100\text{cm}$ ,  $d = 12\text{cm}$ ,  $f_{c28} = 25\text{Mpa}$  et  $f_e = 400\text{Mpa}$

	$M_u(\text{KN.m})$	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$z \text{ (m)}$	$A_{cal}(\text{cm}^2 / \text{ml})$	$A_{adp}(\text{cm}^2 / \text{ml})$
Armatures principales	10.1	0,0343	0,0436	0,141	2.058	4HA10 = 3,14

Tableau III.5. Ferrailage de la dalle en console

Sens y-y :

➤ Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 0.785 \text{ cm}^2 ; \text{ Soit } A_r = 4\text{HA}8 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Calcul des espacements :

$$S_{tx} = \min (3e ; 33 \text{ cm}) = (3 \times 14 ; 33 \text{ cm}) ; \text{ soit } S_{tx} = \frac{100}{5} \Rightarrow St = 20 \text{ cm} .$$

$$S_{ty} = \min (45 \text{ cm}; 4e) = (4 \times 14 ; 45 \text{ cm}) ; \text{ soit } S_{ty} = \frac{100}{4} \Rightarrow St = 25 \text{ cm} .$$

➤ Vérifications:[BAEL91] :

➤ l'effort tranchant

$$b = 100 \text{ cm}, d = 12 \text{ cm}, V_u = 9.62 \text{ KN}.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{9.62 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.080 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

➤ Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.12 \times \frac{2.1}{400} = 1.74 \text{ cm}^2 < A_s \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

III.2.3.3. Les sollicitations à l'ELS

$$P_s = G + Q$$

$$P_s = 5.36 + 2.5 = 7.86 \text{ KN/m}^2$$

$$P = 2.85 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{ser} = \frac{P_s \times l^2}{2} + P \times l \Rightarrow M_{ser} = 7.33 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{1}{2} \times b \times y^2 + 15 \times A \times (y - d) = 0 \Rightarrow y = 3.24 \text{ cm .}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{1}{3} \times b \times y^3 + 15 \times A \times (y - d)^2 = 6999.84 \text{ m}^4$$

### Etat limite de compression du béton

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{7.33 \times 10^{-3}}{6999.84 \times 10^{-8}} \times 0.0324 = 3.39 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

### ➤ Etat limite d'ouverture des fissures

On a : Fissuration nuisible :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} \times f_e, \max \left[ 110 \sqrt{nf_{tj}}; \frac{f_e}{2} \right] \right] = 201.6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} \times (d - Y_{ser}) \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{7.33 \times 10^{-3}}{6999.84 \times 10^{-8}} \times (0.144 - 0.0324)^2 = 20.82 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_s = 201.6 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

### ➤ Etat limite de deformation

La vérification de la flèche est nécessaire si l'un des conditions suivantes n'est pas satisfait

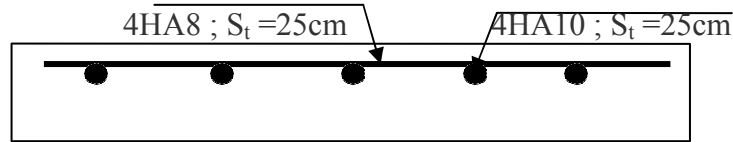
$$\frac{h_t}{l} = \frac{0.15}{1.05} = 0.142 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.142 \geq 0.085 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = 0.00218 \leq \frac{2.4}{f_e} = 0.006 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

Les conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

### III.2.3.4. Schéma de Ferrailage



*Figure III.8. Schéma de ferrailage de la dalle en console*

## III.4. Etude des escaliers

L'escalier travaille à la flexion simple en considérant la dalle comme une poutre uniformément chargée et en tenant des types d'appuis sur les quels elle repose. Le calcul des sollicitations se fait par la méthode RDM.

### III.4.1. Evaluation des charges et surcharges

$$\text{La volée : } \begin{cases} G = 8.13 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \\ Q = 2.50 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \end{cases} \quad - \quad \text{Le palier : } \begin{cases} G = 5.36 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \\ Q = 2.50 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \end{cases}$$

### III.4.2. Combinaisons de charge

#### A l'ELU

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

#### A l'ELS

$$q_u = G + Q$$

$$\begin{aligned} - \text{ La volée : } & \begin{cases} q_u = 1.35 \times 8.13 + 1.5 \times 2.5 = 14.72 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \\ q_s = 8.13 + 2.5 = 10.63 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \end{cases} \\ - \text{ Le palier : } & \begin{cases} q_u = 1.35 \times 5.36 + 1.5 \times 2.5 = 10.98 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \\ q_s = 5.36 + 2.5 = 7.86 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \end{cases} \end{aligned}$$

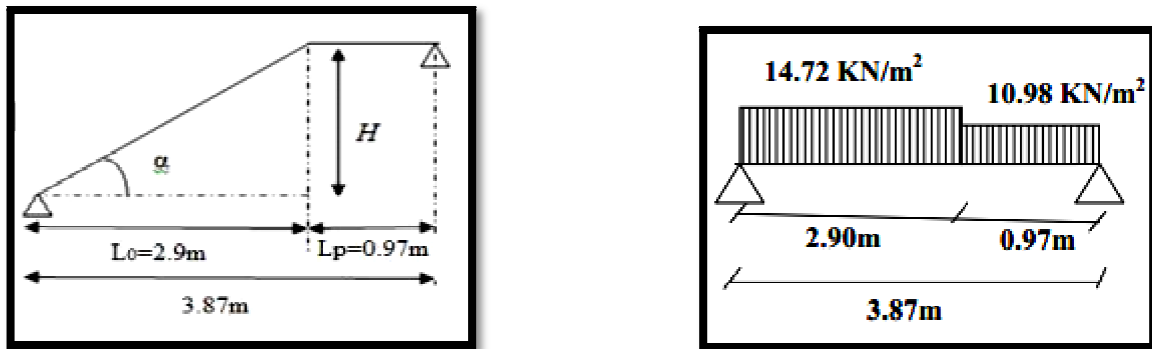


Figure III. 9. Schéma statique de l'escalier

La poutre est isostatique, alors on utilise la méthode de la résistance des matériaux pour calculer les efforts tranchants et les moments fléchissant.

$$\sum F = 0 \Leftrightarrow R_A + R_B = 14.72 \times 2.9 + 10.98 \times 0.97$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 53.34 \text{KN}$$

$$\sum \frac{M}{A} = 0 \Leftrightarrow \left(14.72 \times 2.9 \times \frac{2.9}{2}\right) + 10.98 \times 0.97 \left(\frac{0.97}{2} + 2.9\right) = R_B \times 3.87$$

$$\Rightarrow R_B = 25.31 \text{KN}$$

$$R_A = 53.34 - R_B \Rightarrow R_A = 28.03 \text{KN}$$

### III.4.3. Calcul des sollicitations

#### • Effort tranchant

$$\bullet 0 \leq x \leq 2.9 \text{ m}$$

$$T_Y(x) = -28.03 + 14.72x$$

$$\begin{cases} T_Y(0) = -28.03 \text{KN} \\ T_Y(2.9) = 14.65 \text{KN} \end{cases}$$

$$\bullet 0 \leq x \leq 0.97 \text{ m}$$

$$T_Y(x) = 25.31 - 10.98x$$

$$T_Y(x) = -10.98x + 25.31$$

$$\begin{cases} TY(0) = 25.31\text{KN} \\ TY(0.97) = 14.65\text{KN} \end{cases}$$

• **Moment fléchissant**

$$\bullet 0 \leq x \leq 2.9 \text{ m}$$

$$M(x) = 28.03x - 14.71x^2/2$$

$$M(x) = -7.36x^2 + 28.03x$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(2.9) = 19.38\text{KN.m} \end{cases}$$

Le moment max à 'x<sub>0</sub>' tel que :

$$T(x_0) = 0 \Rightarrow x_0 = 1.9\text{m}$$

$$M(1.9) = 26.69\text{KN.m}$$

$$M_{\text{max}} = 26.69\text{KN.m}$$

$$\bullet 0 \leq x \leq 1.2 \text{ m}$$

$$M(x) = -10.98x^2/2 + 25.31x$$

$$M(x) = -5.49x^2 + 25.31x$$

$$\begin{cases} M(0) = 0\text{KN.m} \\ M(1.2) = 19.38\text{KN.m} \end{cases}$$

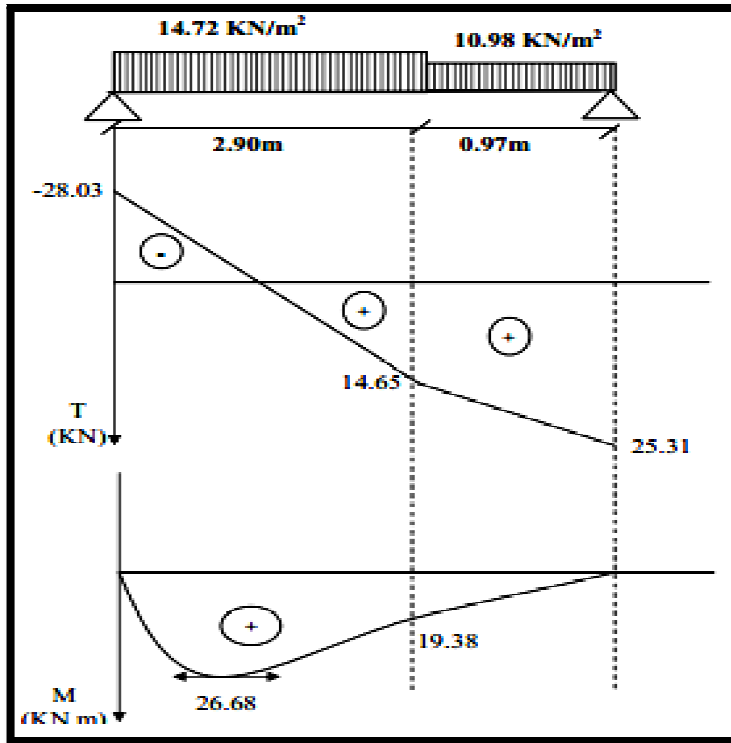


Figure III.10. Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU

Le moment max et l'effort tranchant max sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{\max} = 26.68 \text{ KN.m} \\ V_{\max} = -28.03 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Donc on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} M^t = 0.75 M_{\max} = 20.01 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{ en travée} \\ M^a = -0.5 M_{\max} = -13.34 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{ en appui} \end{array} \right.$$

III.4.4.Ferraillage des escaliers

Le ferraillage se fera pour une bande d'un mètre en flexion simple pour une sollicitation maximale à l'ELU. Et la vérification se fera à l'ELS.

$b = 100\text{cm} \quad h = 16\text{cm} \quad d = 14\text{cm} \quad f_{c28} = 25\text{Mpa} \quad f_{bu} = 14,2\text{Mpa} \quad f_{st} = 400\text{Mpa}$

$\lambda = 0$  ; avec :  $\mu = \frac{M^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} \quad A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d}$

$\beta = (1 - 0,4 \alpha) \quad , \quad \alpha = (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) / 0,8$

$\mu_e = 0.392 \quad , \quad \mu < \mu_e$

On résume les calculs dans le tableau ci après :

Elément	Moment (KN.m)	$\mu_{bu}$	A	Z (m)	$A_{Cal}(\text{cm}^2)$	$A_{Adopte}(\text{cm}^2)$	St (cm)
Travée	20.01	0.072	0.0935	0.135	4.26	4HA12 = 4.52	25
Appui	13.34	0.048	0.0615	0.136	2.82	4HA10 = 3.14	25

Tableau III.6. Calcul des armatures principales

• Armatures de répartition (secondaire) :

Selon l'article E. 8. 2. 41 du BAEL91 lorsque les charges appliquées ne comprennent pas des efforts concentrés les armatures de répartition sont aux moins égale à A /4 alors :

En travée :  $A_{t \geq \frac{A_{sl}}{4}} = \frac{4.52}{4} = 1.13\text{cm}^2/\text{ml}$  on choisie :  $4\Phi 8 = 2.01\text{cm}^2/\text{ml}$ , avec ST=25 cm

En appuis :  $A_{a \geq \frac{A_{al}}{4}} = \frac{3.14}{4} = 0.785\text{cm}^2/\text{ml}$  on choisie :  $4\Phi 8 = 2.01\text{cm}^2/\text{ml}$ , avec ST=25 cm

• Vérifications à l'Etat Limite Ultime

• Vérification de la condition de non fragilité

$A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.12 \times \frac{2.1}{400} = 1.45\text{cm}^2$

En travée :  $A_t = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.45 \text{ cm}^2$  .....verifie

En appuis :  $A_a = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.45 \text{ cm}^2$  .....verifie

### Vérification des espacements

D'après Le BAEL91 les espacements sont :

- Armatures principales :

$$S_t \leq (3 \times e ; 33) \text{ cm}$$

$$S_t \leq (3 \times 16 ; 33) \text{ cm} \Rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

- Armatures secondaires :

$$S_t \leq (4 \times e ; 45) \text{ cm}$$

$$S_t \leq (4 \times 16 ; 45) \text{ cm} \Rightarrow S_t \leq 45 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

### Vérification de l'effort tranchant

L'escalier est à l'intérieur du bâtiment donc la fissuration est peu nuisible.

$$\bar{\tau}_u = \frac{0.07}{\gamma_b} = 1.25 \text{ MPA}$$

$$\text{Tel que : } \tau_u = \frac{V_{\max}}{b d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{28.55 \times 10^{-3}}{1 \times 0.14} = 0.20 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0.20 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

### Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

$$A_l = A_t + A_a = 3.93 + 3.14 = 7.07 \text{ cm}^2$$

$$A_l \geq \left( V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e}$$

$$A_l \geq \left( 28.55 \times 10^{-3} - \frac{10.44 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.14} \right) \times \frac{1.15}{400} = -1.56 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 7.07 \text{ cm}^2 \geq -1.56 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

### Vérification de la section à l'ELS

La poutre est isostatique, alors on utilise la méthode de la résistance des matériaux pour calculer les efforts tranchants et les moments fléchissant avec la même méthode précédant

$$\sum F = 0 \Leftrightarrow R_A + R_B = 10.63 \times 2.9 + 7.86 \times 0.97$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 38.45 \text{ KN}$$

$$\sum \frac{M}{A} = 0 \Leftrightarrow \left( 10.63 \times 2.9 \times \frac{2.9}{2} \right) + 7.86 \times 0.97 \left( \frac{0.97}{2} + 2.9 \right) = R_B + 3.87$$

$$\Rightarrow R_B = 18.22 \text{ KN}$$

$$R_A = 38.45 - R_B \Rightarrow R_A = 20.23 \text{ KN}$$

III.4.5. Calcul des sollicitations

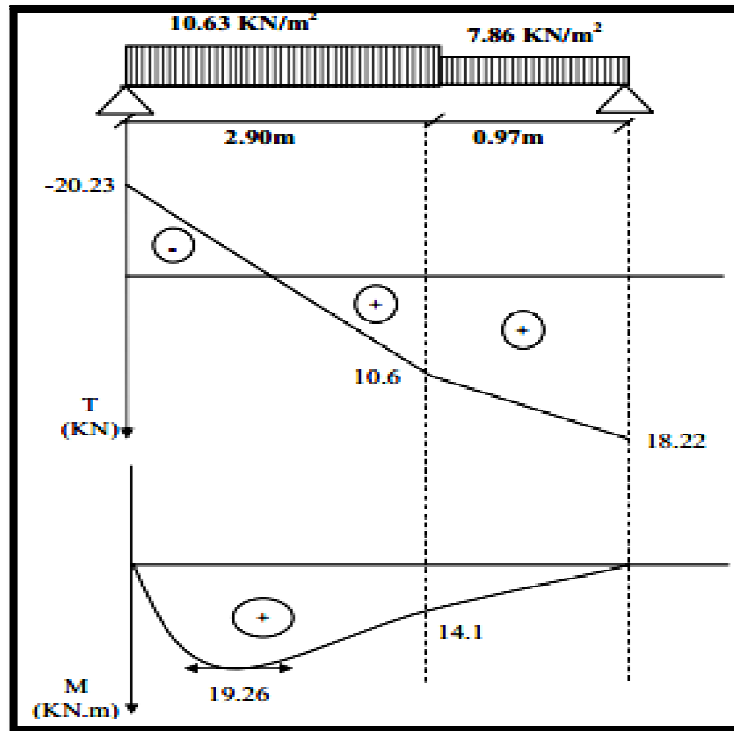


Figure III. 11. Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS

Le moment max et l'effort tranchant max sont :

$$\begin{cases} M_{\max} = 19.26 \text{ KN.m} \\ V_{\max} = -20.23 \text{ KN} \end{cases}$$

Donc on a : :  $\begin{cases} M^t = 0.75 M_{\max} = 14.45 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{ en travée} \\ M^a = -0.5 M_{\max} = -9.63 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{ en appui} \end{cases}$

**Contrainte d'adhérence**

$$\tau_{\text{ser}} < \bar{\tau}_{\text{ser}}$$

$$\bar{\tau}_{\text{ser}} = 0.6 \cdot \psi^2 \cdot f_{t28} \quad \text{avec : } \psi = 1.5 \rightarrow \text{pour les (HA)}$$

$$\bar{\tau}_{\text{ser}} = 2.835 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\text{ser}} = \frac{V_{\max}}{0.9 \cdot d \cdot \sum U_i}$$

$\sum U_i$  : étant la somme des périmètres des barres

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \varphi$$

$$b = 1\text{m}; St = 20\text{cm}; n = 4 \text{ barres. } \varphi = 10\text{mm}$$

$$\Rightarrow \sum U_i = 15.07 \text{ cm}$$

$$\tau_{\text{ser}} = 1.065\text{MPa} < \bar{\tau}_{\text{ser}} = 2.835\text{MPa} \quad \text{c'est vérifié}$$

### Etat limite de compression de béton

La fissuration est peu nuisible donc il faut juste vérifier que la contrainte de compression du béton est inférieure ou égale à la contrainte admissible du béton.

$$\sigma_{\text{bc}} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} y < \sigma_{\text{bc}}^-$$

La position de l'axe neutre est donnée par la résolution de l'équation suivante :

$$\frac{b}{2} y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$$

Moment d'inertie:

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A(d-y)^2$$

Contraintes  $\sigma_{\text{bc}}$  :

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

Contraintes  $\sigma_{\text{bc}}^-$ :

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

On résume les calculs dans le tableau ci après :

Elément	M <sub>ser</sub> (KN.m)	y(cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> < σ̄ <sub>bc</sub> vérifiée
Travée	14.45	3.73	8880.90	6.07	15	
Appui	9.63	3.20	6586.01	4.68	15	

Tableau III.7.Vérification des contraintes à l'E.L.S

III.4.6.État limite de déformation

• Vérification de la flèche

La vérification de la flèche est nécessaire si l'un des conditions suivantes n'est pas satisfait :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots (1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots \dots \dots (2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots \dots \dots (3) \end{array} \right. \quad \text{BAEL91}$$

$\frac{h}{L} = \frac{16}{387} = 0.0413 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots$ condition non vérifié

La première condition n'est pas vérifiée, donc on procède a la vérification la flèche.

La flèche totale est définie par le BAEL91 comme suit :

Pour une poutre simplement appuyé de portée inférieure à 5m, la flèche admissible est prise

égale à :  $f_{adm} = \frac{L}{500}$  ce qui donne pour notre cas :  $f_{adm} = 7.74\text{mm}$

M <sub>ser</sub> (KN. m)	M <sub>jser</sub> (KN.m)	18.14
	M <sub>gser</sub> (KN.m)	12.39
	M <sub>pser</sub> (KN.m)	16.37
I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )		36574
P		0.00323

$\lambda_i$	6.054
$\lambda_v$	2.601
$\sigma_{sj}$ (Mpa)	314.57
$\sigma_{sg}$ (Mpa)	214.87
$\sigma_{sp}$ (Mpa)	283.85
$\mu_j$	0.4036
$\mu_g$	0.2461
$\mu_p$	0.3626
$I_{f_{ij}}$ (m <sup>4</sup> )	0.00011097
$I_{f_{ig}}$ (m <sup>4</sup> )	0.00015467
$I_{f_{ip}}$ (m <sup>4</sup> )	0.00011979
$I_{f_{vg}}$ (m <sup>4</sup> )	0.00024525
$f_{ji}$ (mm)	7.54
$f_{gi}$ (mm)	3.69
$f_{pi}$ (mm)	6.30
$f_{gv}$ (mm)	6.99
$\Delta_f$ (mm)	2.06
$f_{adm}$ (mm)	7.74

*Tableau III.8. Vérification de la flèche à l'E.L.S*

III.4.7.Schéma de ferrailage de l'escalier

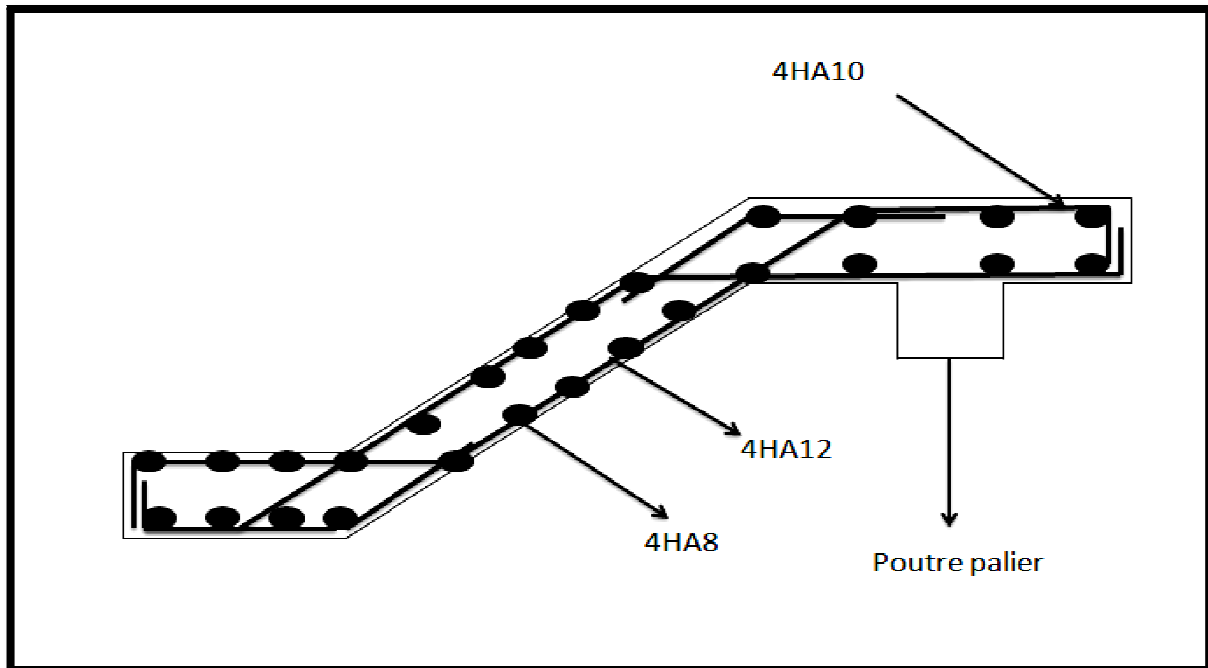


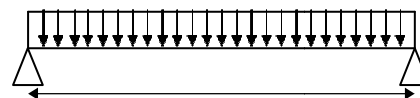
Figure III.12.Schéma de Ferrailage de l'escalier

III.4.8.Etude de la poutre palière

Cette poutre est soumise à son poids propre, aux charges transmises sous effort tranchants qu'on calcul à la flexion simple et aux moments de torsion qu'on calcul à la torsion.

•Dimensionnement

Condition de la flèche :



3.1m

Figure III.13. Schéma statique du la poutre palière

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \Rightarrow 20.66\text{cm} < h < 31\text{cm}$$

$$\begin{cases} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4 \end{cases}$$

( RPA.VII.7.5)

On prend :  $h=30\text{cm}$  ;  $b=30\text{cm}$ .

• **Les charges sur la poutre**

$G_0$  : Poids propre de la poutre  $G_0 = 0.3^2 \times 25 = 2.25\text{KN/m}$

• **Les sollicitations de la poutre palière**

ELU	ELS
$R_B = 25.31 \text{ KN}$	$R_B = 18.22 \text{ KN}$
$P_u = 1.35 G_0 + R_B$	$P_s = G_0 + R_B$
$P_u = 28.35 \text{ KN/m}$	$P_s = 20.47 \text{ KN/m}$
$M_0 = \frac{P_u \times L^2}{8} = 34.055 \text{ KN.m}$	$M_0 = \frac{P_s \times L^2}{8} = 24.59 \text{ KN.m}$
$M^t = 0.85 M_0 = 28.95 \text{ KN.m}$	$M^t = 0.85 M_0 = 20.9 \text{ KN.m}$
$M^a = -0.5 M_0 = -17.03 \text{ KN.m}$	$M^a = -0.5 M_0 = -12.3 \text{ KN.m}$
$V_u = \frac{P_u \times L}{2} = 43.95 \text{ KN}$	$V_u = \frac{P_s \times L}{2} = 31.73 \text{ KN}$

*Tableau III.9. Les sollicitations de la poutre palière*

**III.4.9. Ferrailage de la poutre palière en flexion simple**

$b=30\text{cm}$      $h=30\text{cm}$      $d=27\text{cm}$      $f_{c28}=25\text{Mpa}$      $f_{bu}=14,2\text{Mpa}$      $f_{st}=400\text{Mpa}$

On résume les calculs dans le tableau ci après :

Élément	Moment (KN.m)	$\mu_{bu}$	A	Z (m)	A (flex) <sup>cal</sup> cm <sup>2</sup>	A min (cm <sup>2</sup> )
Travée	34.055	0.109	0.145	0.254	3.85	4.5
Appui	17.03	0.055	0.071	0.262	1.86	4.5

Tableau III.10. Calcul des armatures principales

Exigence du RPA Art7.5.2.1 :  $A_{min} = 0.5\% b \times h \Rightarrow A_{min} = 4.5cm^2$

• Vérification à l'ELU

• l'effort tranchant

$$V_u = 43.95KN \Rightarrow \begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{43.95 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.27} = 0.54 \\ \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15}{\gamma_b} f_c 28 ; 4MPa\right) = 3.25MPa \end{cases} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{c'est vérifié.}$$

• Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

$$A > \left( V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} \Rightarrow A > \left( 43.95 \times 10^{-3} - \frac{28.35 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.27} \right) \times \frac{1.15}{400}$$

$A > -2.09cm^2$  .....vérifié.

• Calcul de l'espacement  $S_t$

$$S_t \leq \min(0,9d, 40cm) \Rightarrow S_t \leq 24.3.$$

On adopte :  $\begin{cases} S_t = 15 \dots \dots \dots \text{en travée} \\ S_t = 10 \dots \dots \dots \text{en appui} \end{cases}$

• Calcul des armatures transversales à la flexion simple

$$\Phi \leq \min\left(\frac{h}{30} ; \frac{b}{10} ; \Phi_1^{min}\right) \Rightarrow \Phi \leq 10mm \quad ; \text{ On prend } S_t=15cm$$

$$A_t \geq b \times S_t \times (\tau_u - 0.3 \times f_{tj}) / 0.8 \times f_e = 0.3 \times 0.15 \times (0.54 - 0.3 \times 2.1) / 0.8 \times 400$$

$$A_t \geq -0.126 \text{ cm}^2$$

On adopte  $A_t = 46.0 \text{ cm}^2$

#### III.4.10. Calcul de la section d'armature a la torsion

Le moment de torsion provoquer sur la poutre palière est transmis parle palier et la volée C'est le moment d'appui de l'escalier (*Figure III-16*).

$$M^{tortion} = M_{tu} = 13.34 \text{ KN.m}$$

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section

- U : périmètre de la section
- $\Omega$ : air du contour tracer ami hauteur
- e : épaisseur de la paroi
- $A_1$  : section d'acier

$$\Omega = (b - e) \times (h - e)$$

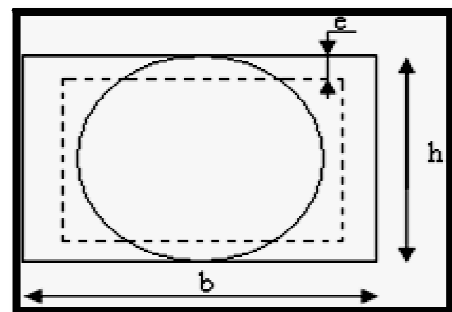


Figure III.14. Section creus équivalente

$$e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = (0.30 - 0.05) \times (0.30 - 0.05) = 0.0625 \text{ m}^2$$

$$U = 2 \times (b - e) + (h - e)$$

$$U = 2 \times [(0.30 - 0.05) + (0.30 - 0.05)] = 1 \text{ m}$$

$$A_{torsion} = \frac{M_{tu} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{13.34 \times 10^{-3} \times 1 \times 1.15}{2 \times 0.0625 \times 400} = 3.07 \text{ cm}^2$$

$$A_{torsion} = 3.07 \text{ cm}^2$$

• **Vérification de la de contraintes de cisaillement dû à la torsion**

$$\tau_{utor} = \frac{M_{Tu}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{13.34 \times 10^{-3}}{2 \times 0.0625 \times 0.05} = 2.13 \text{ MPa}$$

$$\tau_{adm} = \min(0.13 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa} \quad \text{vérifier}$$

$$\Rightarrow \tau_{utor} = 2.13 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 3.25 \text{ MPa} \quad \text{vérifier}$$

• **Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant**

$$\tau = \sqrt{\tau_{fS}^2 + \tau_T^2} = \sqrt{(0.54)^2 + (2.13)^2} = 2.20 \text{ MPa} < 3.25 \text{ MPa} \dots \text{vérifier.}$$

**BAEL91(artcleI.III)**

• **Calcul des armatures transversales à la torsion**

On fixe l'espacement comme suit :

- **En travée** :  $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_T = \frac{M_{Tor} \times S_T}{2 \times \Omega \times f_{St}} = \frac{13.34 \times 10^{-3} \times 0.15}{2 \times 0.0625 \times 348} = 0.46 \text{ cm}^2$$

- **En appuis** :  $S_t = 10 \text{ cm}$

$$A_T = \frac{M_{Tor} \times S_T}{2 \times \Omega \times f_{St}} = \frac{13.34 \times 10^{-3} \times 0.10}{2 \times 0.0625 \times 348} = 0.30 \text{ cm}^2$$

$$A_t^{min} = 0.003 \times S_T \times b = 0.003 \times 15 \times 30 \Rightarrow A_t^{min} = 1.35 \text{ cm}^2$$

• **Section d'armatures finale**

- **En travée**

$$A^t = A_{flexion} + \frac{A_{torsion}}{2} \Rightarrow A^t = 3.85 + \frac{3.07}{2} \Rightarrow A^t = 5.38 \text{ cm}^2 > A_{min} = 4.5 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec  $A^t$ , Soit :  $A^t = 3 \text{ HA}16 = 6.03 \text{ cm}^2$

- **En appui**

$$\text{Soit : } A^a = A_{flexion} + \frac{A_{torsion}}{2} \Rightarrow A^a = 1.86 + \frac{3.07}{2} \Rightarrow A^a = 3.39 \text{ cm}^2 < A_{min} = 4.5 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec  $A_{min}$ , Soit :  $A^a = 3HA14 = 4.62cm^2$

- La section d'armature transversale totale à prendre en travée et en appuis est :

$A_T = 0.5 + 1.35 = 1.85 \text{ cm}^2$  .On opte  $A_T = 4 \text{ H A } 8 = 2.01 \text{ cm}^2$  (cadre  $\Phi 8$  et épingle  $\Phi 8$ )

**Vérification à l'ELS**

**Etat limite de compression du béton**

La fissuration est peu nuisible donc il faut juste vérifier que la contrainte de compression du béton est inférieure ou égale à la contrainte admissible du béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma}_{bc}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Elément	Mser (KN.m)	y(cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ vérifiée
Travée	14.45	10.09	36136.44	4.03	15	
Appui	9.36	9.10	29740.12	2.86	15	

*Tableau III.11. Vérification des contraintes à l'E.L.S*

**État limite de déformation**

**• Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'un des conditions suivantes n'est pas satisfait :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{310} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.0967 > 0.0625 \dots \dots \dots \text{vérifié.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 0.096 > 0.075 \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{2.19 \times 10^{-4}}{0.30 \times 0.27} \leq \frac{4.2}{400} \Rightarrow 0.0027 < 0.01 \dots \dots \dots \text{vérifié.}$$

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

III.4.11.Schéma de ferrailage de la poutre palière

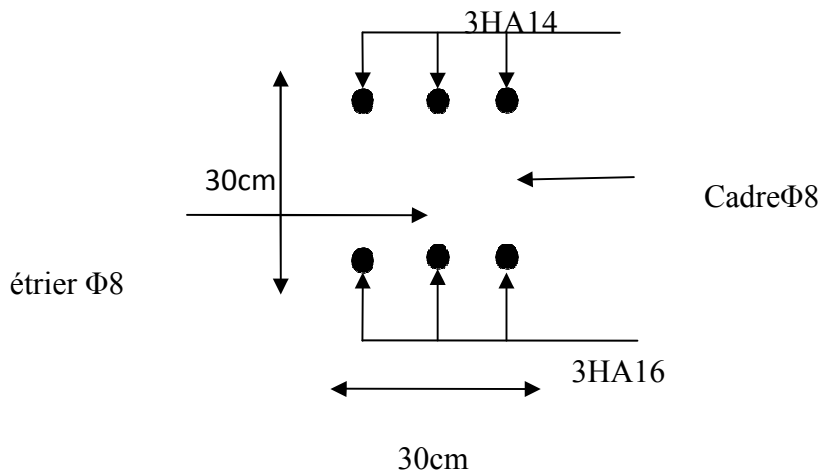


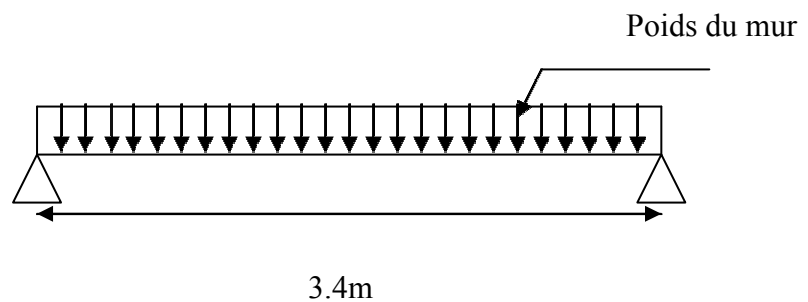
Figure III.15. Ferrailage de la Poutre palière

III.5.CALCUL DES CHAINAGES

III.5.1.Définition

C'est une ceinture en béton armé intégrée à l'ensemble des murs d'une construction pour les rendre solidaires à celle-ci.

III.5.2.Dimensionnement



On a :  $L_{max} = 3.4m$

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{10} \Rightarrow 22.67 \leq h_t \leq 34$$

Condition de flèche (RPA (Art 9.3.3))

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

$b = 30 \text{ cm}$

**Vérification**

$h_t \geq 15\text{cm}$ .....vérifiée.

$b \geq \frac{2h}{3} = 20\text{cm}$ ..... vérifiée.

**III.5.3.les sollicitations**

La poutre de chaînage est considérée comme étant simplement appuyée, soumise à une charge répartie due à son poids propre et au poids propre du mur.

- Poids propre :  $G_p = 25 \times 0.3 \times 0.3 = 2.25 \text{KN/m}^2$ .
- Poids du mur :  $G_M = 2.85 \times (3.06 - 0.30) = 7.87 \text{KN/m}^2$ .

Donc :  $G = 10.12 \text{KN/m}^2$

$P_u = 1.35 \times G \Rightarrow P_u = 13.66 \text{KN/m}$

$P_s = G = 10.12 \text{KN/m}$

**Calcul à l'E.L.U**

$$M_0 = P_u \frac{L_{max}^2}{8} \Rightarrow M_0 = 19.74 \text{KN} \cdot \text{m}$$

$$M_t = 0.75 M_0 \Rightarrow M_t = 14.80 \text{KN} \cdot \text{m}$$

$$M_a = -0.5 M_0 \Rightarrow M_a = -9.87 \text{KN} \cdot \text{m}$$

**III.5.4.Ferraillage de la poutre de chaînage en flexion simple**

$$b = 30\text{cm} \quad h = 30\text{cm} \quad d = 27\text{cm} \quad f_{C28} = 25\text{Mpa} \quad f_{bu} = 14,2\text{Mpa} \quad f_{st} = 400\text{Mpa}$$

On résume les calculs dans le tableau ci après :

<b>Élément</b>
----------------

Élément	Moment (KN.m)	$\mu_{bu}$	A	Z (m)	$A_{Cal}(cm^2)$	$A_{Adopte}(cm^2)$
Travée	14.8	0.0476	0.06	0.263	1.62	3HA10=2.36
Appui	9.87	0.0318	0.04	0.265	1.07	3HA10=2.36

Tableau III.12. Calcul des armatures principales

**Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.98cm^2$$

$A > A_{min}$  .....vérifiée.

**Vérifications à l'ELU**

**à l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}; \text{ avec } V_u = \frac{q_u \times l}{2} = 25.16KN$$

$$\tau_u = \frac{25.16 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.27} = 0.31MPa < \tau_u = 3.25MPa \text{ (F.P.N)} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

**calcul des armatures transversales**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{b}{10}, \frac{h}{35}, \phi_{min}\right) = 10mm$$

Soit cadres T8 plus étriers T8  $\Rightarrow A_t = 4HA8 = 01.2 cm^2$

**calcul des espacements**

$$St = \min \left\{ \begin{array}{l} (0.9 \times d; 40cm) = 24.3cm \\ \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = 67.3cm \\ \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0 (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} < 0 \end{array} \right.$$

On adopte: St =15 cm.

**Vérifications à l'ELS****Etat limite d'ouverture des fissures**

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

**Vérification de la contrainte dans le béton :**

$$M_0 = \frac{L_{max}^2}{8} \Rightarrow M_0 = 14.62 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 M_0 \Rightarrow M_t = 10.96 \text{ KN.m}$$

Calcul de la position de l'axe neutre y:

$$A = 2.36 \text{ cm}^2 ; \quad b = 30 \text{ cm} ; \quad d = 27 \text{ cm}$$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15Ay - 15Ad = 0 \Rightarrow y = 6.89 \text{ cm}$$

Calcul de I :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 15297.44 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = 4.94 \text{ MPA} < 15 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

**Evaluation de la flèche**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'un des conditions suivantes n'est pas satisfait :

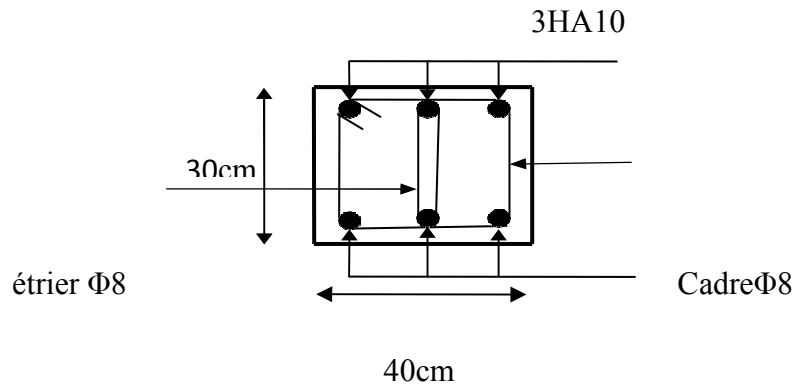
$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{340} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.088 > 0.0625 \dots \dots \dots \text{vérifié.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 0.088 > 0.075 \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{2.36 \times 10^{-4}}{0.30 \times 0.27} \leq \frac{4.2}{400} \Rightarrow 0.0029 < 0.01 \dots \dots \dots \text{vérifié.}$$

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

### III.5.5. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage



*Figure III.16. Ferrailage de la Poutre de chaînage*

## III.6. LES PLANCHERS

### III.6.1. INTRODUCTION

La construction est un ensemble des éléments qui sont classés en deux catégories : éléments principaux et éléments secondaires. Dans ce chapitre on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments secondaires (différents planchers, escalier, acrotère). Cette étude se fait en suivant le cheminement suivant :

évaluation des charge sur l'élément considéré, calcul des sollicitations les plus défavorables puis, détermination de la section des aciers nécessaire pour reprendre les charges en question toutes on respectant la réglementation en vigueur (BAEL91, CBA93, RPA99 addenda 2003...).

### III.6.2. ETUDE DES PLANCHERS

Le choix du type de plancher dépend de son utilisation pour satisfaire les conditions suivantes :

- Résistance mécanique en supportant les sollicitations externes.
- Limitation des flèches pour éviter les désordres dans les cloisons et revêtements.
- L'isolation thermique et acoustique.
- La résistance au feu.

### III.6.2.1. Calcul des planches à corps creux

#### III.6.2.1.1. Etude des poutrelles

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé, servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales, elles sont calculées en flexion simple en respectant les critères de continuité et d'inertie constante.

##### a. Pré dimensionnement

Dans le pré dimensionnement du plancher, on a adopté un plancher à corps creux telle

que :  $h = (16 + 4)cm$ .

- Hourdis de 16cm d'épaisseur et de 65cm de largeur.
- Table de compression de 4cm.

##### b. Méthodes de calcul des sollicitations

Pour le calcul des moments sur les poutrelles, les deux méthodes les plus utilisées sont :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de CAQUOT.

#### III.6.2.1.2. La méthode forfaitaire

Le BAEL91 (Article.III,4) propose une méthode simplifiée dite méthode forfaitaire.

Elle est applicable que si les 4 conditions suivantes sont vérifiées :

- Plancher à surcharge modérée,  $Q \leq (2G ; 5KN/m^2)$ .
- Le rapport des portées successives ( $L_i / L_{i+1}$ ) est compris entre 0.8 et 1.25.

avec  $L_i$ ,  $L_{i+1}$  longueur entre nu d'appui de deux portées successive.

- Le moment d'inertie est considéré constant dans toutes les travées.

• La fissuration est considérée peu nuisible (FPN) et ne comprend pas la tenue du béton armée ni celle de revêtement.

### a. Principe de la méthode forfaitaire

#### ➤ Les moments fléchissant

##### ▪ En travée

$$1) \quad M_u = M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0.3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1.05 M_0 \end{cases}$$

$\alpha = \frac{Q}{Q+G}$  : Le rapport des charges d'exploitations et permanentes.

$$2) \quad \begin{cases} M_t \geq \frac{1.2 \times 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \dots \dots \dots \text{Pour une travée de rive.} \\ M_t \geq \frac{1.2 \times 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \dots \dots \dots \text{Pour une travée intermédiaire} \end{cases}$$

$$\text{Avec : } M_0 = \frac{P \times l_i^2}{8}$$

P : La charge répartie à l'état limite considéré.

$M_0$  : Moment isostatique maximal de la travée indépendante.

$M_d$  : Moment sur l'appui de droite de la travée considérée.

$M_g$  : Moment sur l'appui de gauche de la travée considérée.

$M_t$  : Moment en travée de la travée considérée.

$L_i$  : Portée de la travée.

➤ **En appuis**

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

- $0.6 \times M_0$  : pour les appuis intermédiaires pour une poutre à deux travées.
- $0.5 \times M_0$  : pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- $0.4 \times M_0$  : pour les appuis intermédiaires pour une poutre à plus de trois travées.

**Remarques**

De part et d'autre de chaque appui intermédiaire. On retient pour la vérification des sections la plus grande des valeurs absolues des moments évalués à gauche et à droite de l'appui considéré. Ainsi que d'après le **RPA99** le moment des appuis de rive égal à 15% du moment isostatique encadrant de l'appui considéré ( $0.15M_0$ ).

➤ **Evaluation des efforts tranchants**

On peut évaluer l'effort tranchant par la méthode de RDM, en tenant compte de la continuité :

$$V = V_0 + \frac{M_d + M_g}{l_i}$$

$$V_0 = \frac{ql_i}{2}$$

$M_g$  et  $M_d$  sont des moments sur appuis, on les prend avec leurs signes (signe négatifs (-)).

$V_0$  : L'effort tranchant isostatique



*Figure III.17. Schéma statique de la poutrelle*

Forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique, sauf pour le premier appui

intermédiaire (voisin de rive) où on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique  $V_0$  :

1) De 15% si la poutre a deux travées :

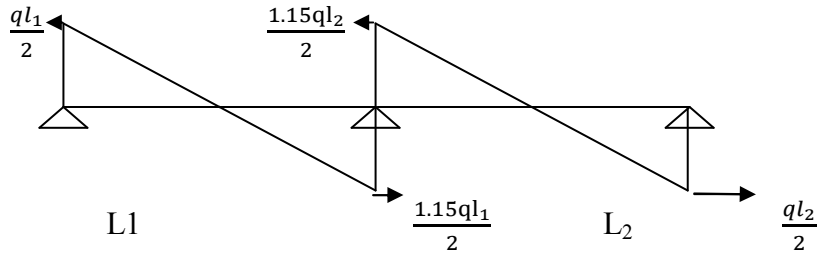


Figure III.18. Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre à deux travées

2) De 10% si une poutre a plus de deux travées :

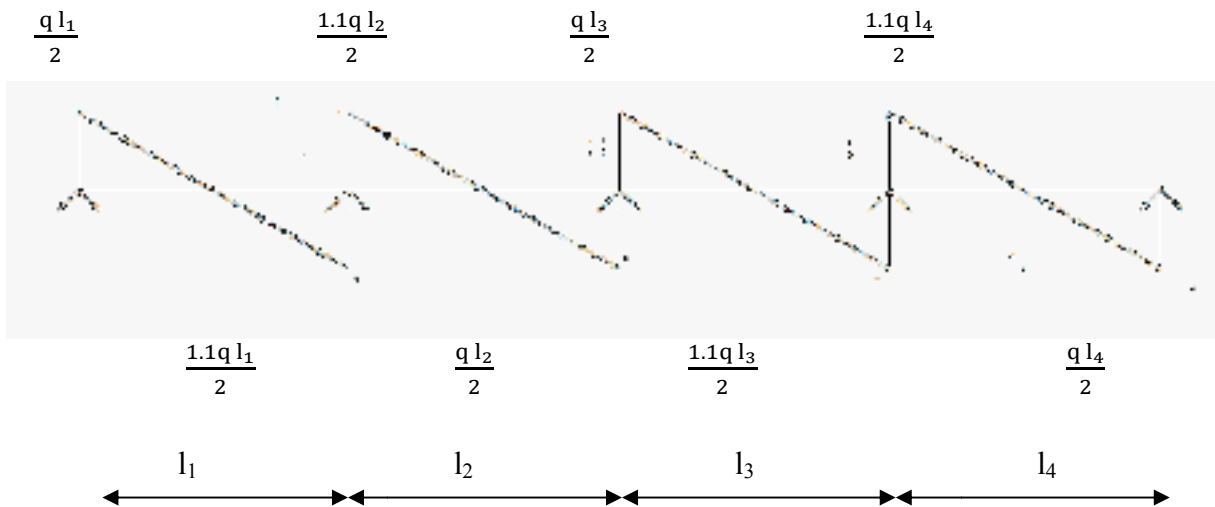


Figure III.19. Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre à plus de deux travées

**III.6.2.1.3.Méthode de Caquot**

**a. Conditions d'application**

Cette méthode s'applique pour les planchers à surcharge élevée mais peut également s'appliquer pour les planchers à surcharge modérée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite.

**b. Principe de la méthode**

D'autre part elle est basée sur la méthode des trois moments que Caquot a simplifiée et corrigé pour tenir compte de l'amortissement des effets de chargement des travées éloignées sur un appui donné, et de la variation du moment d'inertie des travées successives.

Elle est applicable généralement pour les planchers à surcharges élevées.

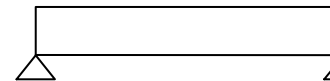
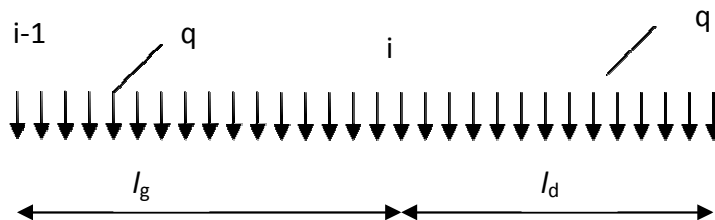
$Q > (2G ; 5KN/m^2)$  mais elle peut s'appliquer aussi à des planchers à surcharges modérées si une condition de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite.

➤ **Evaluation des moments**

**En appuis**

$$M_u = - \frac{q_g \times l'_g + q_d \times l'_d}{8.5(l'^3_g + l'^3_d)}$$

$$l' = \begin{cases} 1 \text{ travée de rive} \\ 0.8l \text{ travée intermédiaire} \end{cases}$$



*Figure III.20. Schéma statique de la poutrelle.*

$l'_g, l'_d$  : Longueurs fictives à gauche et à droite.

$q_g, q_d$  : Chargement à gauche et à droite de l'appui respectivement.

**En travée**

$$M(x) = M_0 + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \frac{x}{l}$$

$M_0$  : Moment statique.

$$M_0(x) = \frac{P_u \times x}{2} (1 - x)$$

$$M(x) = \frac{P_u \times x}{2} (1 - x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \frac{x}{l}$$

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \longrightarrow x = x_0$$

$$x_0 = \frac{l}{2} + \left[ \frac{M_g + M_d}{l \times P_u} \right]$$

$$M_{\max}^t = M(x_0)$$

➤ **Evaluation des efforts tranchants**

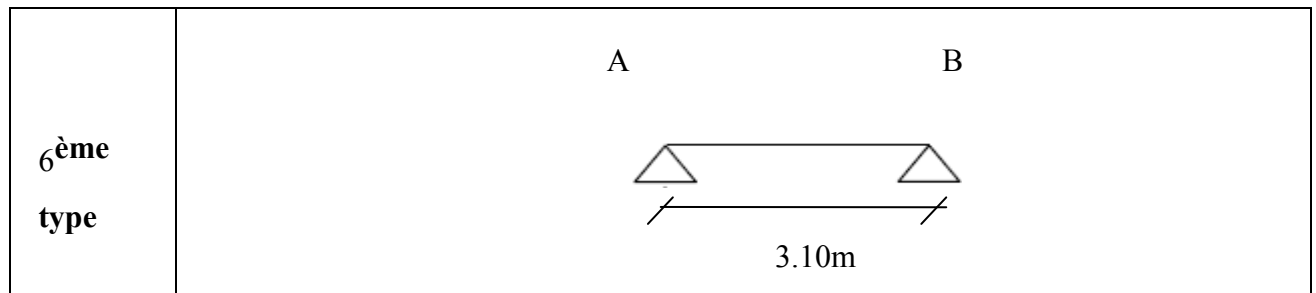
$$V_g = \frac{P_u \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i} \dots \dots \dots (BAEL ArtL III.3)$$

$$V_d = - \frac{P_u \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i} \dots \dots \dots (BAEL ArtL III.3)$$

**III.6.2.1.4. Différentes types de poutrelles**

Types	Schéma statique
1 <sup>ère</sup> type	<div style="text-align: center;"> <p><b>A    B    C    D    E    F    G    H    I    J    K</b></p> </div>

	<p>3.10m 4.13m 4.13m 3.40m 4.08 m 4.15m 3.10m 3.10 m 3.10 m 3.10 m</p>
<p>2<sup>ème</sup> type</p>	<p>A B C D E F G H I</p> <p>3.10m 3.45m 3.40m 3.00 m 3.10m 3.10m 3.10 m 3.10 m</p>
<p>3<sup>ème</sup> type</p>	<p>A B C D E F G</p> <p>4.08 m 4.15m 3.10m 3.10 m 3.10 m 3.10 m</p>
<p>4<sup>ème</sup> type</p>	<p>A B C D E</p> <p>3.10m 3.10m 3.10m 3.10m</p>
<p>5<sup>ème</sup> type</p>	<p>A B C D</p> <p>3.10m 4.13m 4.13m</p>



**Tableau .III.13.** Les différents types de poutrelles

**Remarques**

- Dans le plancher terrasse on trouve les types suivants (1,2,4 et 6)
- Dans le plancher des étages courants on trouve les types suivants (2,3,4,5 et 6)
- Dans le plancher RDC on trouve les types suivants (2,3 et 5)

**a. Calcul des charges et surcharges revenants aux poutrelles**

À l'ELU :  $q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q \Rightarrow p_u = 0.65 \times q_u$

À l'ELS :  $q_s = G + Q \Rightarrow p_s = 0.65 \times q_s$

Désignation	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	ELU		ELS	
			q <sub>u</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	P <sub>u</sub> (KN/ml)	q <sub>s</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	P <sub>s</sub> (KN/ml)
Terrasse inaccessible	6.40	1.00	10.14	6.59	7.40	4.81
Etages d'habitation	5.20	1.50	9.27	6.03	6.70	4.355
Entre sol	5.20	2.50	10.77	7	7.70	5

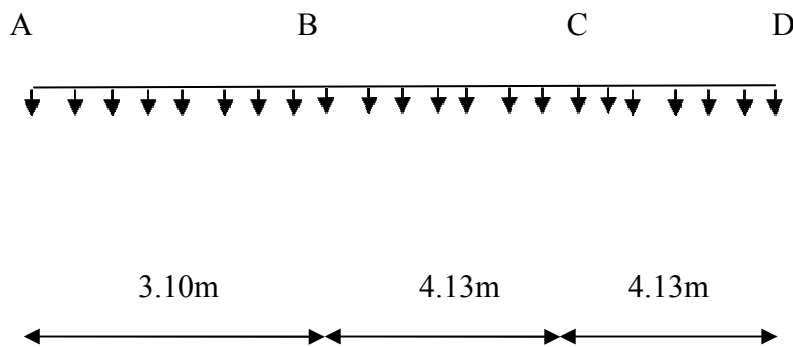
**Tableau III.14.** Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles

**b. Calcul des sollicitations**

Pour illustrer les deux méthodes de calcul on présente deux exemples.

On prendra comme exemple les poutrelles types 4 du plancher terrasse et types 5 du plancher étage courant, les résultats obtenus pour les autres types de poutrelles sont résumés sur des tableaux.

➤ **Exemple de calcul d'une poutrelle type 5 du plancher terrasse inaccessible**



*Figure III.21. Schéma statique de la poutrelle type 5*

• **Choix de la méthode de calcul**

Pour plancher d'étage courant :  $G=5.20\text{KN/m}^2$  ;  $Q=1.5\text{KN/m}^2$

$Q < 2 \times G$ .....Vérifiée.

$0.8 < (3.1 / 4.13) = 0.75 < 0.80$ .....n'est pas Vérifiée.

On voit que les conditions d'application de la méthode forfaitaire ne sont pas satisfaites, alors on applique la méthode de **Caquot**.

• **Calcul des sollicitations**

$P_u = 6.03 \text{ KN/m}$

$P_s = 4.355 \text{ KN/m}$

### •Moments aux appuis

Les moments aux appuis sont donnés par l'expression suivante :

$$M_i = - \frac{P_g \times L'_g{}^3 + P_d \times L'_d{}^3}{8.5(L'_g + L'_d)}$$

Avec :

$P_g, P_d$  : Étant le chargement à gauche (respectivement à droite) de l'appui.

$L'_d, L'_g$  : Étant les longueurs fictives des travées entourant l'appui considéré.

$$i' = \begin{cases} 1 & \text{travée de rive} \\ 0.81 & \text{travée intermédiaire} \end{cases}$$

### •Calcul des longueurs fictives

$$L'_{AB} = L_{AB} = 3.10 \text{ m}$$

$$L'_{BC} = L_{BC} \times 0.8 \Rightarrow L'_{BC} = 4.13 \times 0.8 = 3.30 \text{ m}$$

$$L'_{CD} = L_{CD} = 4.13 \text{ m}$$

### •Les moments aux appuis

✓ A l'ELU

$$P_u = 6.03 \text{ KN/m}^2$$

$$M_A = - \frac{6.03 \times (0^3 + 3.1^3)}{8.5(0 + 3.1)} = M_A = -6.81 \text{ KN.m}$$

$$M_B = - \frac{6.03 \times (3.1^3 + 3.3^3)}{8.5(3.1 + 3.3)} \Rightarrow M_B = -7.28 \text{ KN.m}$$

$$M_C = - \frac{6.03 \times (3.3^3 + 4.13^3)}{8.5(3.3 + 4.13)} \Rightarrow M_C = -10.16 \text{ KN.m}$$

$$M_D = - \frac{6.03 \times (4.13^3 + 0^3)}{8.5(4.13 + 0)} = M_D = -12.10 \text{ KN.m}$$

✓ A l'ELS

$$P_s = 4.355 \text{ KN/m}^2$$

$$M_A = -\frac{4.355 \times (0^3 + 3.1^3)}{8.5(0+3.1)} = M_A = -4.92 \text{ KN.m}$$

$$M_B = -\frac{4.355 \times (3.1^3 + 3.3^3)}{8.5(3.1+3.3)} \Rightarrow M_B = -5.26 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -\frac{4.355 \times (3.3^3 + 4.13^3)}{8.5(3.3+4.13)} \Rightarrow M_C = -7.33 \text{ KN.m}$$

$$M_D = -\frac{4.355 \times (4.13^3 + 0^3)}{8.5(4.13+0)} = M_D = -8.74 \text{ KN.m}$$

•Moments aux travées

Les moments aux travées sont donnés par l'expression suivante :

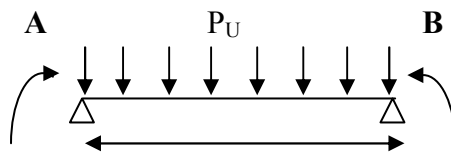
$$M(x) = M_0(x) - Mw + \frac{(M_W - M_e)}{l} x$$

$$M(x) = \frac{qlx}{2} - \frac{qx^2}{2} - Mw + \frac{(M_W - M_e)}{l} x$$

$$x_0 = \frac{l}{2} + \left[ \frac{M_g - M_d}{1 \times P_u} \right]$$

$$M_{\max}^t = M(x_0)$$

Travée AB



$$M_A = -6.81 \text{ KN.m}$$

$$L_1 = 3.10 \text{ m}$$

$$M_B = -7.28 \text{ KN.m}$$

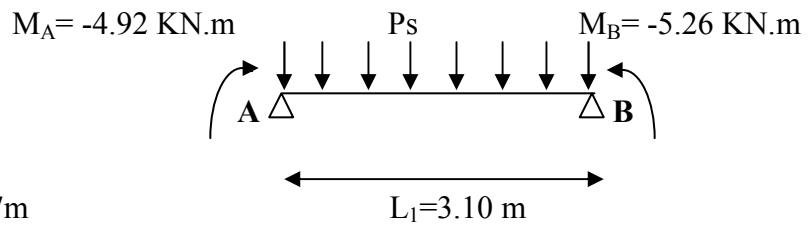
✓ A P' ELU

$$x = \frac{3.1}{2} + \frac{-6.81 + 7.28}{3.1 \times 6.03} = 1.57 \text{ m}$$

$$M(x) = \frac{6.03 \times 3.1 \times 1.57}{2} - \frac{6.03 \times (1.57)^2}{2} + 6.81 + \frac{(-6.81 + 7.28)}{3.1} 1.57$$

$$M_t^{\max}_{(AB)} = 14.48 \text{ KN.m}$$

✓ A P'ELS

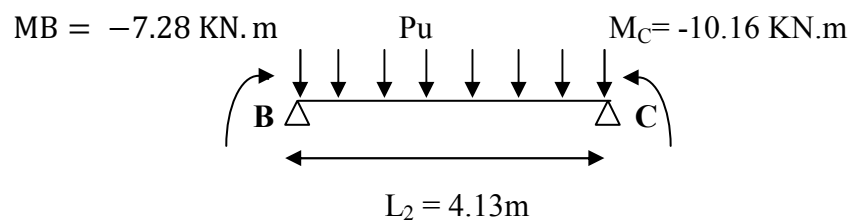


$$x = \frac{3.1}{2} + \frac{-4.92+5.26}{3.1 \times 4.355} = 1.57 \text{ m}$$

$$M(x) = \frac{4.355 \times 3.1 \times 1.57}{2} - \frac{4.355 \times (1.57)^2}{2} + 4.92 + \frac{(-4.92+5.26)}{3.1} 1.57$$

$$M_t^{\max}_{(AB)} = 10.32 \text{ KN.m}$$

Travée BC



• A P'ELU

$$x = \frac{4.13}{2} + \frac{-(-7.28)-(-10.16)}{6.03 \times 4.13} = 2.17 \text{ m}$$

$$M(x) = \frac{6.03 \times 4.13 \times 2.17}{2} - \frac{6.03 \times (2.17)^2}{2} + 7.28 + \frac{(-7.28+10.16)}{4.13} 1.95$$

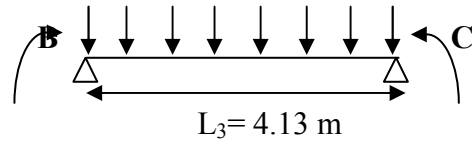
$$M_t^{\max}_{(BC)} = 21.62 \text{ KN.m}$$

•A P ELS

$$M_B = -5.26 \text{ KN.m}$$

Ps

$$M_C = -7.33 \text{ KN.m}$$



✓ A P ELS

$$x = \frac{4.13}{2} + \frac{-5.26 + 7.33}{4.13 \times 4.355} = 2.17 \text{ m}$$

$$M(x) = \frac{4.355 \times 4.13 \times 2.17}{2} - \frac{4.355 \times (2.17)^2}{2} + 5.26 + \frac{(-5.26 + 7.33)}{4.13} \times 2.17$$

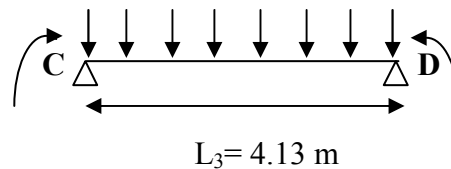
$$M_t^{\max}_{(BC)} = 15.60 \text{ KN.m}$$

Travée CD

$$M_c = -10.16 \text{ KN.m}$$

Pu

$$M_D = -12.20 \text{ KN.m}$$



•A P ELU

$$x = \frac{4.13}{2} + \frac{-10.16 + 12.20}{4.13 \times 6.03} = 2.14 \text{ m}$$

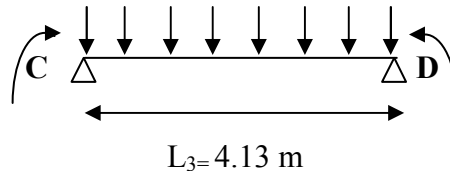
$$M(x) = \frac{6.03 \times 4.13 \times 2.14}{2} - \frac{6.03 \times (2.14)^2}{2} + 10.16 + \frac{(-10.16 + 12.20)}{4.13} \times 2.14$$

$$M_t^{\max}_{(CD)} = 24.05 \text{ KN.m}$$

$$M_c = -7.33 \text{ KN.m}$$

Ps

$$M_D = -8.74 \text{ KN.m}$$



•A P ELS

$$x = \frac{4.13}{2} + \frac{-7.33 + 8.74}{4.13 \times 4.355} = 2.13 \text{ m}$$

$$M(x) = \frac{4.355 \times 4.13 \times 2.13}{2} - \frac{4.355 \times (2.13)^2}{2} + 7.33 + \frac{(-7.33 + 8.74)}{4.13} \times 2.13$$

$$M_t^{\max}_{(CD)} = 17.33 \text{ KN.m}$$

➤ **Evaluation des efforts tranchants**

Les efforts tranchants sont calculés par les deux expressions suivantes :

$$V_g = \frac{Pu \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i}$$

$$V_d = -\frac{Pu \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i}$$

**Travée AB**

• **A'ELU**

$$V_A = \frac{6.03 \times 3.10}{2} + \frac{(-7.28) - (-6.81)}{3.10} = 9.19 \text{ KN.m}$$

$$V_B = -\frac{6.03 \times 3.10}{2} + \frac{(-7.28) - (-6.81)}{3.10} = -9.49 \text{ KN.m}$$

• **A'ELS**

$$V_A = \frac{4.355 \times 3.10}{2} + \frac{(-5.26) - (-4.92)}{3.10} = 6.41 \text{ KN.m}$$

$$V_B = -\frac{4.355 \times 3.10}{2} + \frac{(-4.92) - (-5.26)}{3.10} = -7.09 \text{ KN.m}$$

**Travée BC**

• **A'ELU**

$$V_B = \frac{6.03 \times 4.13}{2} + \frac{(-10.16) - (-7.28)}{4.13} = 11.75 \text{ KN.m}$$

$$V_C = -\frac{6.03 \times 4.13}{2} + \frac{(-10.16) - (-7.28)}{4.13} = -13.15 \text{ KN.m}$$

• **A'ELS**

$$V_B = \frac{4.355 \times 4.13}{2} + \frac{(-7.33) - (-5.26)}{4.13} = 8.49 \text{ KN.m}$$

$$V_C = -\frac{4.355 \times 4.13}{2} + \frac{(-7.33) - (-5.26)}{4.13} = -9.49 \text{ KN.m}$$

Travée CD

•A l'ELU

$$V_C = \frac{6.03 \times 4.13}{2} + \frac{(-12.10) - (-10.16)}{4.13} = 11.48 \text{KN.m}$$

$$V_D = -\frac{6.03 \times 4.13}{2} + \frac{(-12.10) - (-10.16)}{4.13} = -13.42 \text{KN.m}$$

•A l'ELS

$$V_C = \frac{4.355 \times 4.13}{2} + \frac{(-8.74) - (-7.33)}{4.13} = 8.65 \text{KN.m}$$

$$V_D = -\frac{4.355 \times 4.13}{2} + \frac{(-8.74) - (-7.33)}{4.13} = -9.33 \text{KN.m}$$

On résume les calculs dans les tableaux suivants:

Travée	L (m)	L'	P <sub>u</sub> (KN/m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sup>max</sup> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
A-B	3.10	3.10	6.03	-6.81	-7.28	14.48	9.19	-9.49
B-C	4.13	3.30	6.03	-7.28	-10.16	21.62	11.75	-13.15
C-D	4.13	4.13	6.03	-10.16	-12.10	24.05	11.48	-13.42

Tableau III.15. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant type 5

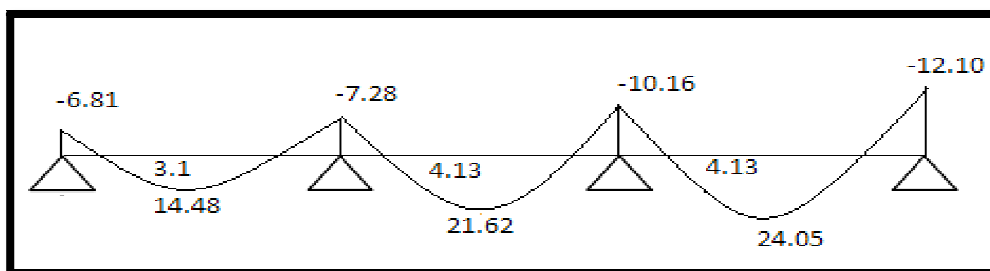


Fig III.22.: Diagramme des moments à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (type 5)

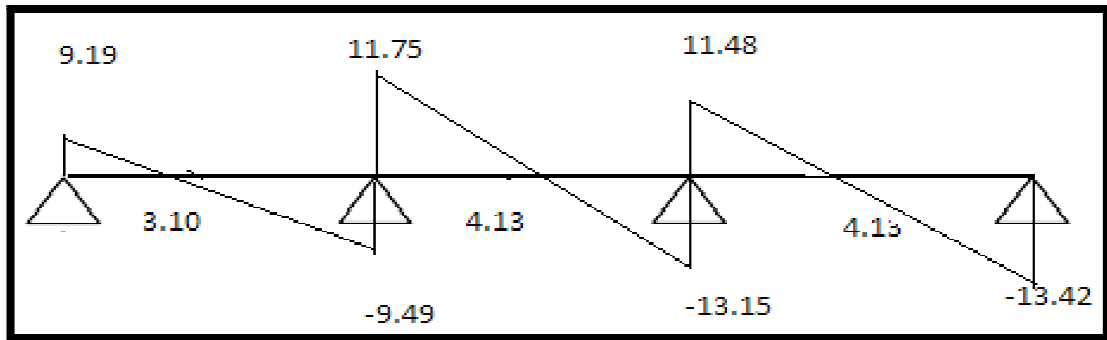


Fig III.23.:Diagramme des efforts tranchants à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (type 5)

Tableau III.16. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant type 5

Travée	L(m)	L'(m)	$P_s$ (KN/ m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M$ max (KN.m)	$V_g$ (KN)	$V_d$ (KN)
A-B	3.10	3.10	4.355	-4.92	-5.26	10.32	06.41	-07.06
B-C	4.13	3.30	4.355	-5.26	-7.33	15.60	08.49	-09.49
C-D	4.13	4.13	4.355	-7.33	-8.74	17.33	08.65	-09.33

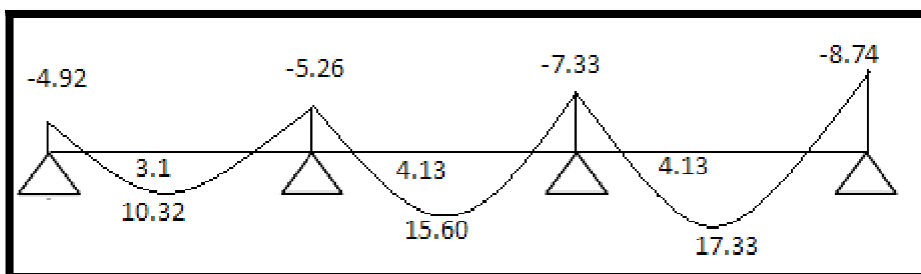


Fig III.24.:Diagramme des moments à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (type 5)

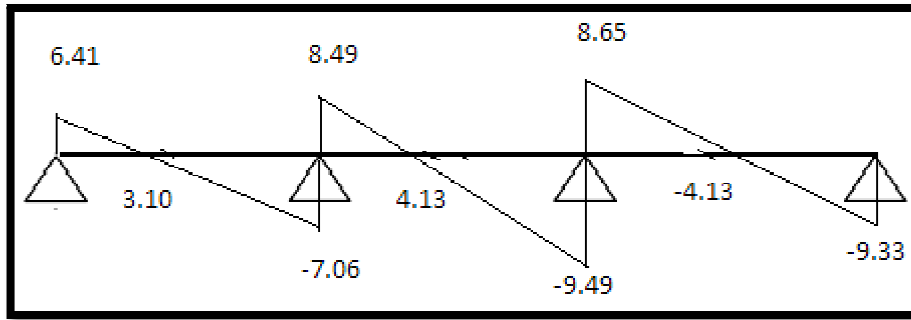


Fig III.25.: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (type 5)

**Exemple de calcul d'une poutrelle type 4 du plancher terrasse inaccessible**

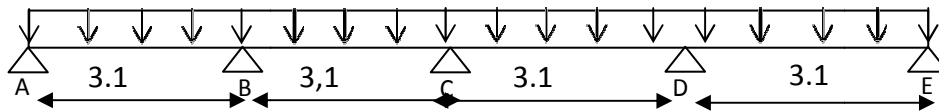


Figure III.30. Schéma statique de la poutrelle type 4

• **Choix de la méthode de calcul**

Pour plancher d'étage courant :  $G = 5.20 \text{ KN/m}^2$  ;  $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$

-  $Q < 2 \times G$ .....Vérifiée.

-  $0.8 < (3.1 / 3.1) < 1.25 \Rightarrow 0.8 < 1 < 1.25$ .....Vérifiée.

Les conditions d'applications de la méthode forfaitaire étant vérifiées, alors on utilise cette dernière pour le calcul des sollicitations dans les poutrelles de type 4

**Calcul des sollicitations :**

$P_u = 6.59 \text{ KN/m}$

$P_s = 4.81 \text{ KN/m}$

$G = 6.4 \text{ KN/m}^2$

$Q = 1 \text{ KN/m}^2$

➤ **Calcul les Moments isostatiques**• **A L'ELU**

**Travées AB .BC.CD.DE**

$$M_0 = \frac{P_u \times L^2}{8} \Rightarrow 7.91 \text{ KN.m}$$

$$M_{0(AB)} = M_{0(BC)} = M_{0(CD)} = M_{0(DE)} = 7.91 \text{ KN.m}$$

• **A L'ELS**

**Travées AB .BC.CD.DE**

$$M_0 = \frac{P_u \times L^2}{8} \Rightarrow 5.78 \text{ KN.m}$$

$$M_{0(AB)} = M_{0(BC)} = M_{0(CD)} = M_{0(DE)} = 5.78 \text{ KN.m}$$

➤ **Moments sur les appuis**• **Appuis de rive**

$$M_A = M_E = 0$$

**Remarque**

Sur les appuis de rive, le moment est nul, cependant il faut toujours disposer des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à  $0.15M_0$  .

➤ **Appuis intermédiaires**• **A L'ELU**

$$M_B = M_D = -0.5 \times M_0 \Rightarrow M_B = M_D = -3.95 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -0.4 \times M_0 \Rightarrow M_C = -3.16 \text{ KN.m}$$

• **A L'ELS**

$$M_B = M_D = -0.5 \times M_0 \Rightarrow M_B = M_D = -2.89 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -0.4 \times M_0 \Rightarrow M_C = -2.31 \text{ KN.m}$$

➤ **Les moments fléchissant en travées**

$$M_t + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0.3 \times \alpha) \times M_0 \\ (1.05 \times \alpha) \end{cases}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \frac{(1.2 + 0.3 \times \alpha)}{2} \times M_0 \dots\dots\dots \text{travées de rives.} \\ M_t \geq \frac{(1 + 0.3 \times \alpha)}{2} \times M_0 \dots\dots\dots \text{travées intermédiaires.} \end{array} \right.$$

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+6.4} \Rightarrow \alpha = 0.135$$

$$(1 + 0.3 \times \alpha) = 1.040 \quad ; \quad \frac{(1.2 + 0.3 \times \alpha)}{2} = 0.620 \quad ; \quad \frac{(1 + 0.3 \times \alpha)}{2} = 0.520$$

• **A L'ELU**

**Travée de rive AB**

$$M_t + \frac{0 + 3.95}{2} \geq \max [(1.04 \times 7.91); (1.05 \times 7.91)]$$

$$\Rightarrow M_t \geq 6.33 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{(1.2 + 0.3 \times \alpha) \times M_0}{2} \Rightarrow M_t \geq 0.620 \times 7.91$$

$$\Rightarrow M_t \geq 4.90 \text{ KN.m}$$

**On adopte :  $M_t = 6.33 \text{ KN. m}$**

**Travée intermédiaire BC**

$$M_t + \frac{3.95+3.16}{2} \geq \max [(1.04 \times 7.91); (1.05 \times 7.91)]$$

$$\Rightarrow M_t \geq 4.76 \text{KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{(1+0.3 \times \alpha) \times M_0}{2} \Rightarrow M_t \geq 0.520 \times 7.91$$

$$\Rightarrow M_t \geq 4.11 \text{KN.m}$$

**On adopte :**  $M_t = 4.67 \text{KN. m}$

### Travée intermédiaire CD

On à la même travée que (BC) donc on adopte le même moment :  $M_t = 4.67 \text{ KN.m}$

### Travée de rive DE

On à la même travée que (AB) donc on adopte le même moment :  $M_t = 6.33 \text{ KN.m}$

### • A L'ELS

#### • Travée de rive AB

$$M_t + \frac{0+2.89}{2} \geq \max [(1.04 \times 5.78); (1.05 \times 5.78)]$$

$$\Rightarrow M_t \geq 4.63 \text{KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{(1.2+0.3 \times \alpha) \times M_0}{2} \Rightarrow M_t \geq 0.620 \times 5.78$$

$$\Rightarrow M_t \geq 3.58 \text{KN.m}$$

**On adopte :**  $M_t = 4.63 \text{KN. m}$

### Travée intermédiaire BC

$$M_t + \frac{2.89+2.31}{2} \geq \max [(1.04 \times 5.78); (1.05 \times 5.78)]$$

$$\Rightarrow M_t \geq 3.47 \text{KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{(1+0.3 \times \alpha) \times M_0}{2} \Rightarrow M_t \geq 0.520 \times 5.78$$

$$\Rightarrow M_t \geq 3.01 \text{ KN.m}$$

**On adopte :**  $M_t = 3.47 \text{ KN.m}$

### Travée intermédiaire CD

On à la même travée que (BC) donc on adopte le même moment :  $M_t = 3.47 \text{ KN.m}$

### Travée de rive DE

On à la même travée que (AB) donc on adopte le même moment :  $M_t = 4.63 \text{ KN.m}$

## Les efforts tranchants

### A L'ELU

#### Travée AB

$$V_A = \frac{P_U \times L}{2} = \frac{6.59 \times 3.1}{2} = 10.22 \text{ Kn}$$

$$V_B = -1.1 \times V_A = -11.24 \text{ KN}$$

#### Travée BC

$$V_B = 1.1 \frac{P_U \times L}{2} = 1.1 \frac{6.59 \times 3.1}{2} = 11.22 \text{ Kn}$$

$$V_C = -\frac{P_U \times L}{2} = -\frac{6.59 \times 3.1}{2} = -10.22 \text{ Kn}$$

#### Travée CD

$$V_C = \frac{P_U \times L}{2} = \frac{6.59 \times 3.1}{2} = 10.22 \text{ Kn}$$

$$V_D = -1.1 \times V_C = -11.24 \text{ KN}$$

#### Travée DE

$$V_D = 1.1 \frac{P_U \times L}{2} = 1.1 \frac{6.59 \times 3.1}{2} = 11.22 \text{ Kn}$$

$$V_E = -\frac{P_U \times L}{2} = -\frac{6.59 \times 3.1}{2} = -10.22 \text{ Kn}$$

**A L'ELS****Travée AB**

$$V_A = \frac{P_S \times L}{2} = \frac{4.81 \times 3.1}{2} = 7.64 \text{ Kn}$$

$$V_B = -1.1 \times V_A = -8.2 \text{ KN}$$

**Travée BC**

$$V_B = 1.1 \frac{P_S \times L}{2} = 1.1 \frac{4.81 \times 3.1}{2} = 8.2 \text{ Kn}$$

$$V_C = -\frac{P_S \times L}{2} = -\frac{4.81 \times 3.1}{2} = -7.46 \text{ Kn}$$

**Travée CD**

$$V_C = \frac{P_S \times L}{2} = \frac{4.81 \times 3.1}{2} = 7.64 \text{ Kn}$$

$$V_D = -1.1 \times V_C = -8.2 \text{ KN}$$

**Travée DE**

$$V_D = 1.1 \frac{P_S \times L}{2} = 1.1 \frac{4.81 \times 3.1}{2} = 8.2 \text{ Kn}$$

$$V_E = -\frac{P_S \times L}{2} = -\frac{4.81 \times 3.1}{2} = -7.46 \text{ Kn}$$

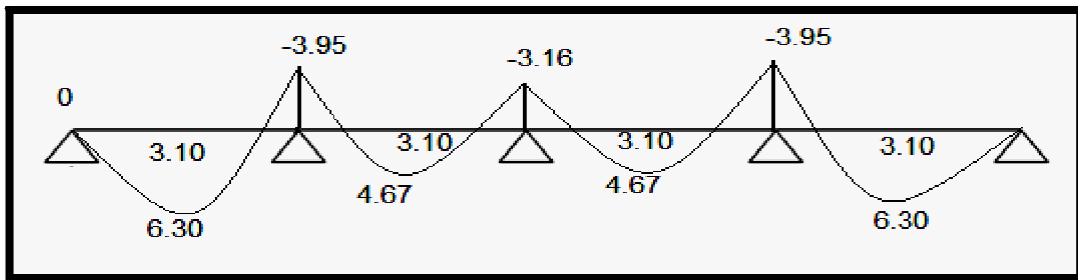
on résume les calculs dans les tableaux suivants :

**Plancher terrasse**

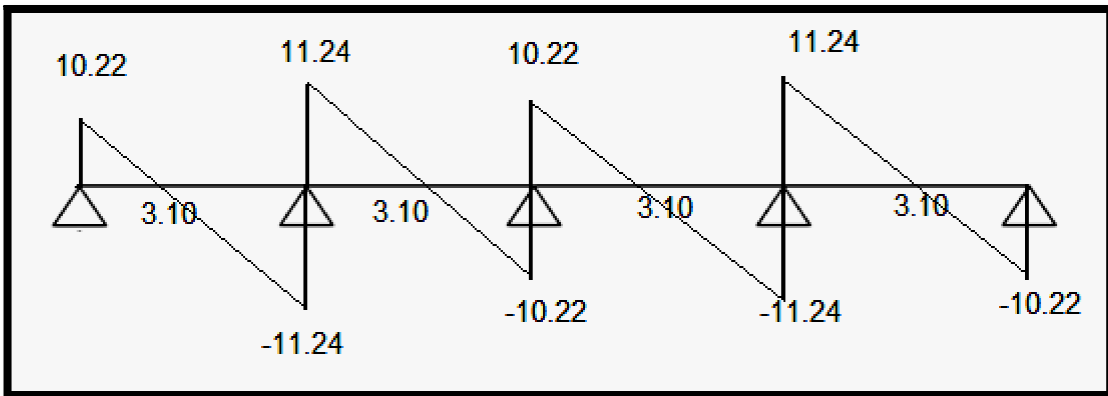
Travée	L (m)	P <sub>u</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
<b>A-B</b>	3.1	6.59	7.91	0	-3.95	6.30	10.22	-11.24
<b>B-C</b>	3.1	6.59	7.91	-3.95	-3.16	4.67	11.24	-10.22

<b>C-D</b>	3.1	6.59	7.91	-3.16	-3.95	4.67	10.22	-11.24
<b>D-E</b>	3.1	6.59	7.91	-3.95	0	6.30	11.24	-10.22

**Tableau III.19.** Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible type 4



**Fig III.31.:** Diagramme des moments à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 4)



**Fig III.32.:** Diagramme des efforts tranchants à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 4)

**Tableau III.20.** Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 4)

Travée	L	P <sub>S</sub>	M <sub>0</sub>	M <sub>g</sub>	M <sub>d</sub>	M <sub>t</sub>	V <sub>g</sub>	V <sub>d</sub>
--------	---	----------------	----------------	----------------	----------------	----------------	----------------	----------------

	(m)	(KN/ m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN)	(KN)
<b>A-B</b>	3.1	4.81	5.78	0	-2.89	4.63	7.46	-8.20
<b>B-C</b>	3.1	4.81	5.78	-2.89	-2.31	3.47	8.20	-7.46
<b>C-D</b>	3.1	4.81	5.78	-2.31	-2.89	3.47	7.46	-8.20
<b>D-E</b>	3.1	4.81	5.78	-2.89	0	4.63	8.20	-7.46

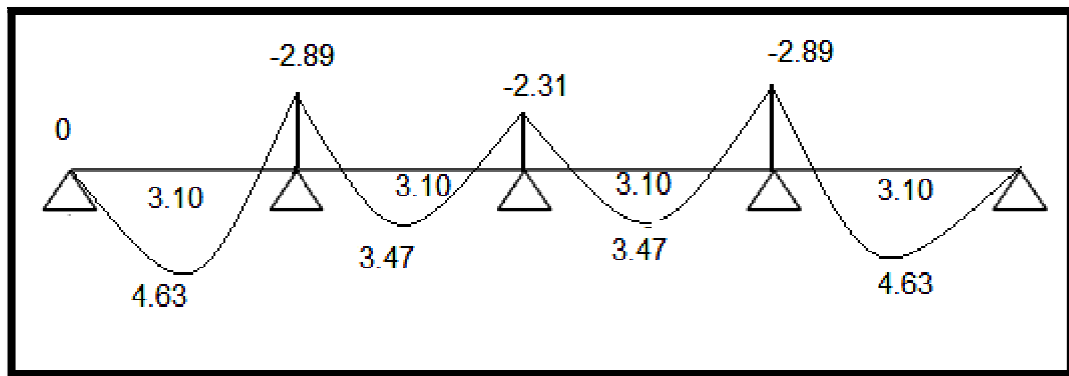


Fig III.33.:Diagramme des moments à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 4)

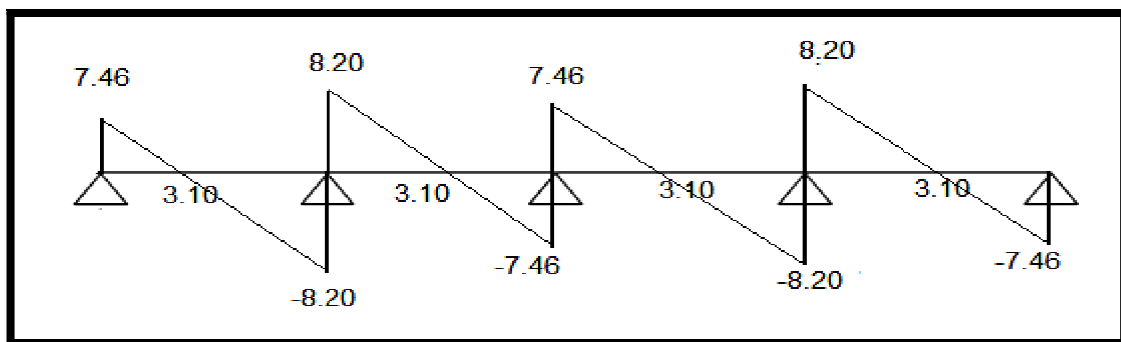


Fig III.34.:Diagramme des efforts tranchants à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 4)

**Plancher étage courant :**

Travée	L (m)	$P_u$ (KN/ m)	$M_0$ (KN.m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$V_g$ (KN)	$V_d$ (KN)
A-B	3.1	6.025	7.23	0	-3.62	5.91	9.34	-10.27
B-C	3.1	6.025	7.23	-3.62	-2.89	7.72	10.27	-9.34
C-D	3.1	6.025	7.23	-2.89	-3.62	7.72	9.34	-10.27
D-E	3.1	6.025	7.23	-3.62	0	5.91	10.27	-9.34

Tableau III.21. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant type4

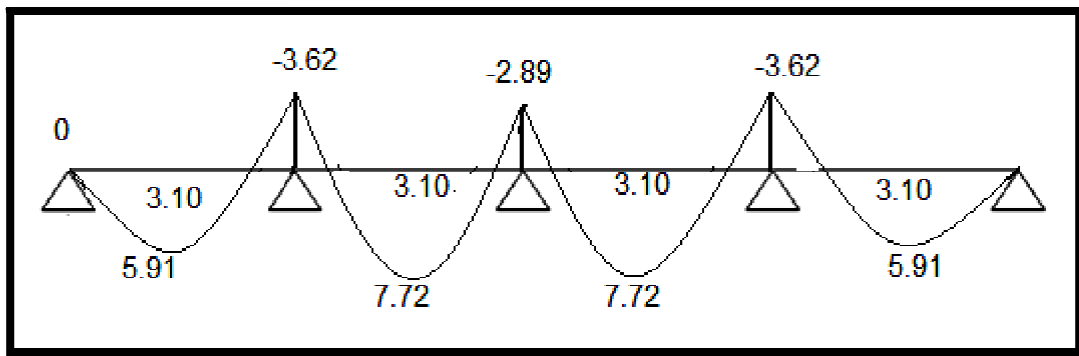


Fig III.35.:Diagramme des moments à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (type 4)

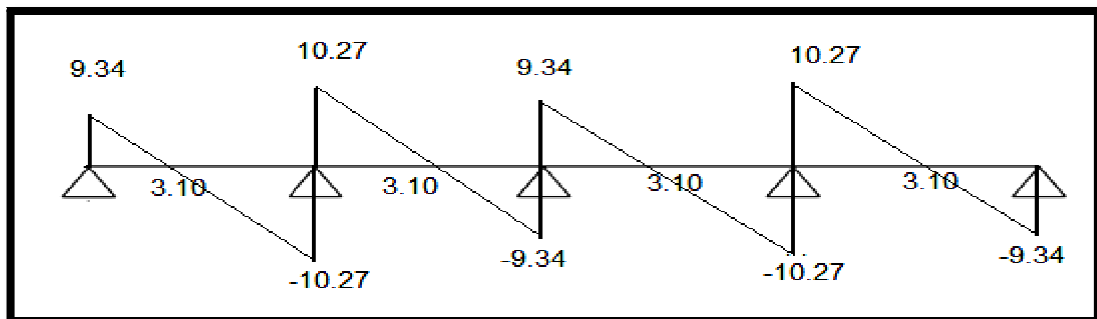


Fig III.36.:Diagramme des efforts tranchants à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (type 4)

Travée	L (m)	P <sub>s</sub> (KN/ m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
A-B	3.1	4.35	5.21	0	-2.60	4.25	6.72	-7.39
B-C	3.1	4.35	5.21	-2.60	-2.08	2.77	7.39	-6.72
C-D	3.1	4.35	5.21	-2.08	-2.60	2.77	6.72	-7.39
D-E	3.1	4.35	5.21	-2.60	0	4.25	7.39	-6.72

Tableau III.22.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant type 4

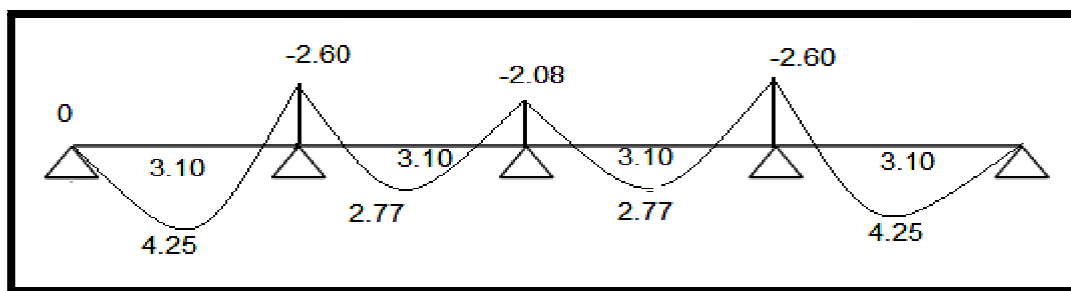


Fig III.37.:Diagramme des moments à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (type 4)

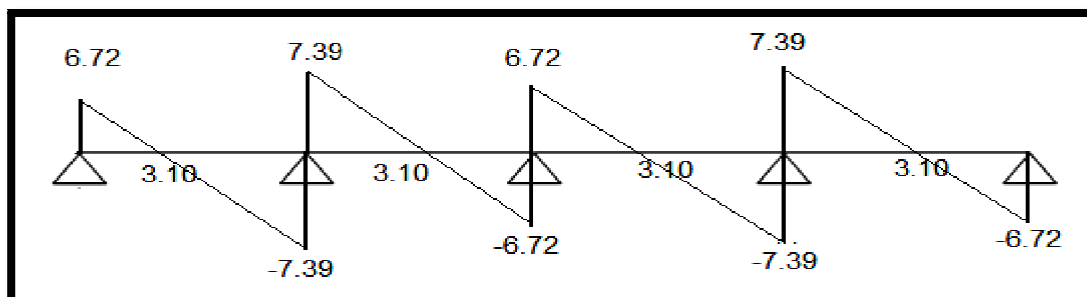


Fig III.38.:Diagramme des efforts tranchants à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (type 4)

Remarque :

Sur les appuis de rive, le moment est nul, cependant il faut toujours disposer des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à  $0.15M_0$ .

Poutrelle de type 6

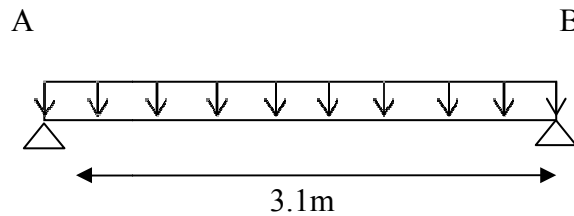


Figure III.39. Schéma statique de la poutrelle type 6

**Choix de la méthode de calcul**

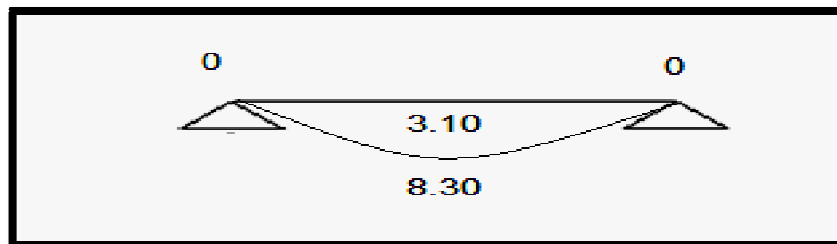
Les conditions d’application de la méthode forfaitaire étant vérifiées, On utilise cette dernière pour le calcul des sollicitations dans les poutrelles de type 6

Calcul des sollicitations

**Plancher terrasse**

Travée	L (m)	$P_u$ (KN/ m)	$M_0$ (KN.m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$V_g$ (KN)	$V_d$ (KN)
A-B	3.1	6.59	7.91	0	0	8.3	10.21	- 10.21

Tableau III.23.Sollicitations à l’ELU des poutrelles du Plancher terrasse (type6)



FIGIII.40.:Diagramme des moments à l’ELU des poutrelles du plancher Plancher terrasse (type 6)

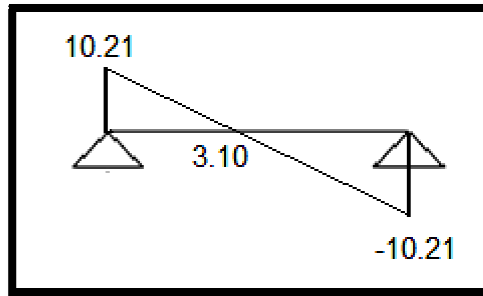


Fig III.41.:Diagramme des efforts tranchants à l'ELU des poutrelles du plancher Plancher terrasse (type 6)

Travée	L (m)	P <sub>s</sub> (KN/ m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
A-B	3.1	4.81	5.78	0	0	6.07	7.46	-7.46

Tableau III.24.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du Plancher terrasse (type 6)

Plancher étage courant

Travée	L(m)	P <sub>u</sub> (KN/ m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
A-B	3.1	6.02	7.24	0	0	7.73	9.34	-9.34

Tableau III.25.Sollicitations à l'ELU des poutrelles du Plancher étage courant (type 6)

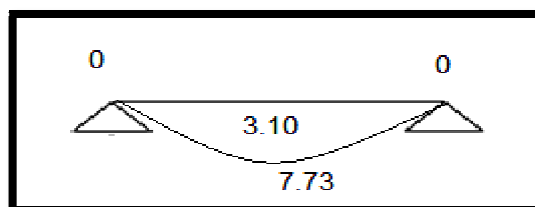


Fig III.42.:Diagramme des moments à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (type 6)

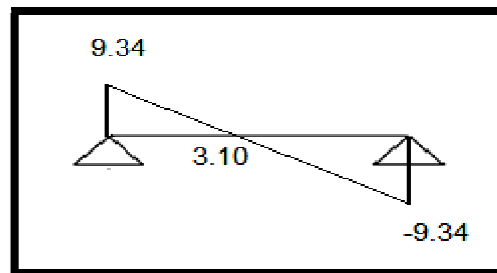


Fig III.43: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (type 6)

Travée	L(m)	$P_s$ (KN/ m)	$M_0$ (KN.m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$V_g$ (KN)	$V_d$ (KN)
A-B	3.1	4.35	5.23	0	0	5.58	6.74	-6.74

Tableau III.26. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant type 6

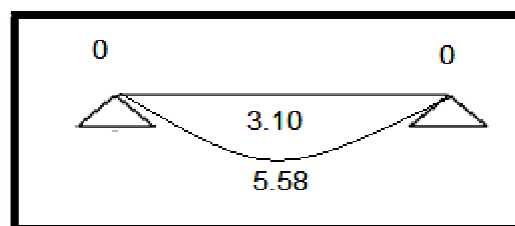


Fig III.44.: Diagramme des moments à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (type 6)

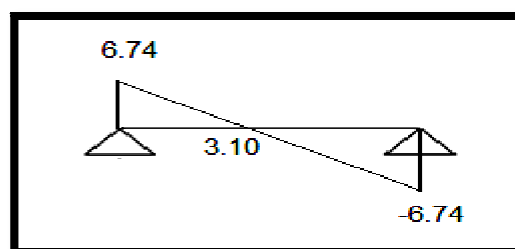
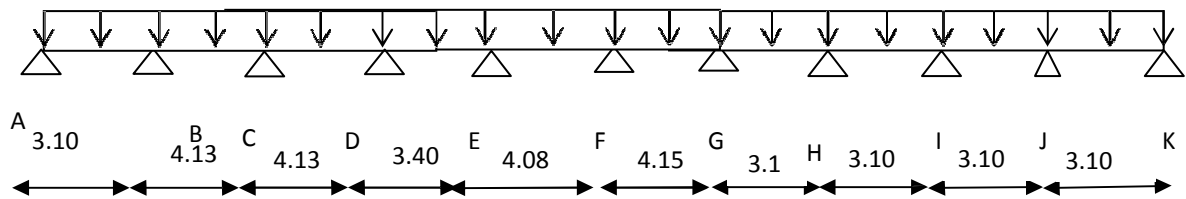


Fig III.45.: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (type 6)

## Poutrelle type 1



*Figure III.46. Schéma statique de la poutrelle type 1*

Choix de la méthode de calcul

On voit que les conditions d'application de la méthode forfaitaire ne sont pas satisfaites car :

$(l_i/l_{i+1} = 3.10/4.13 = 0.75 < 0.8)$  on applique donc la méthode de **Caquot**

- **Calcul des sollicitations**

- **Plancher terrasse**

Tableau III.27.Sollicitations à l'ELU des poutrelles du Plancher terrasse (type I)

Travée	L (m)	L' (m)	P <sub>U</sub> (KN/ m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (Kn.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
A-B	3.10	3.10	6.59	-7.45	-8.21	15.96	9.97	-10.45
B-C	4.13	3.30	6.59	-8.21	-8.45	22.40	13.55	-13.65
C-D	4.13	3.30	6.59	-8.45	-7.12	8.96	13.92	-13.28
D-E	3.40	2.72	6.59	-7.12	-7.09	16.63	10.21	-10.21
E-F	4.08	3.26	6.59	-7.09	-8.05	21.22	13.21	-13.67
F-G	4.15	3.32	6.59	-8.05	-6.92	21.67	13.94	-13.40
G-H	3.10	2.48	6.59	-6.92	-4.76	13.75	10.90	-09.52
H-I	3.10	2.48	6.59	-4.76	-4.76	12.67	10.21	-10.21
I-J	3.10	2.48	6.59	-4.76	-4.76	12.67	10.21	-10.21
J-K	3.10	3.10	6.59	-4.76	-7.45	15.69	9.35	-11.07

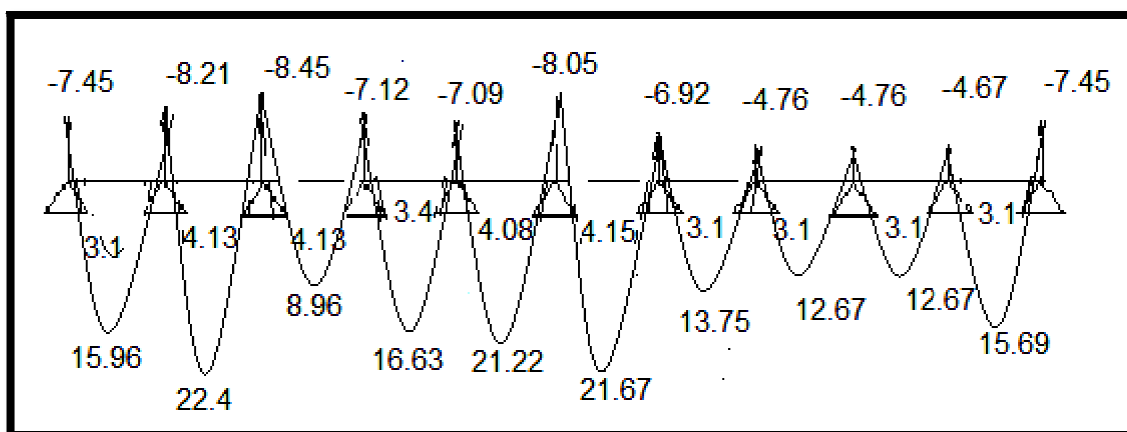


Fig III.47.:Diagramme des moments à l'ELU des poutrelles du plancher Plancher terrasse (type I)

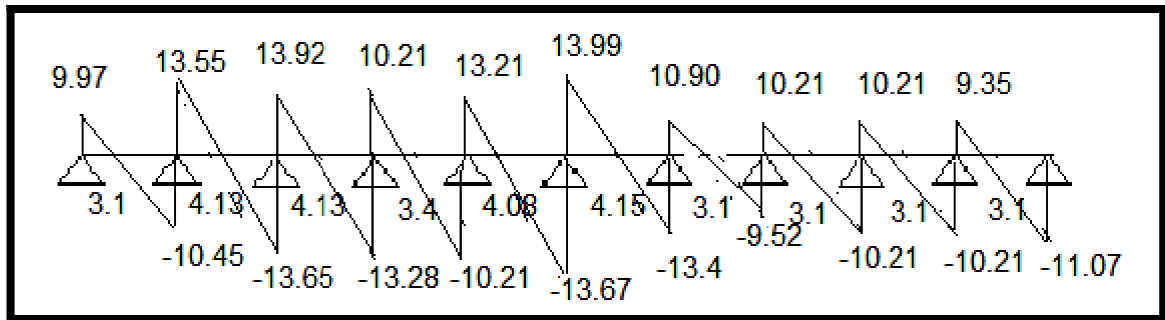


Fig III.48.:Diagramme des efforts tranchants à l'ELU des poutrelles du plancher Plancher terrasse (type 1)

Tableau III.28.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du Plancher terrasse (type 1)

Travée	L (m)	L' (m)	P <sub>s</sub> (KN/ m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KNm)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
<b>A-B</b>	3.10	3.10	4.81	-5.43	-5.99	11.48	07.27	-07.63
<b>B-C</b>	4.13	3.30	4.81	-5.99	-6.16	16.33	09.89	-9.97
<b>C-D</b>	4.13	3.30	4.81	-6.16	-5.16	12.32	9.69	-10.17
<b>D-E</b>	3.40	2.72	4.81	-5.16	-5.18	12.12	10.16	-10.17
<b>E-F</b>	4.08	3.25	4.81	-5.18	-5.86	15.53	09.13	-10.49
<b>F-G</b>	4.15	3.32	4.81	-5.86	-4.16	15.38	10.38	-09.58
<b>G-H</b>	3.10	2.48	4.81	-4.16	-3.48	20.78	7.66	-07.24
<b>H-I</b>	3.10	2.48	4.81	-3.48	-3.48	12.67	07.45	-07.45
<b>I-J</b>	3.10	2.48	4.81	-3.48	-3.48	12.67	07.45	-07.45
<b>J-K</b>	3.10	3.10	4.81	-3.48	-5.43	11.48	06.83	08.07

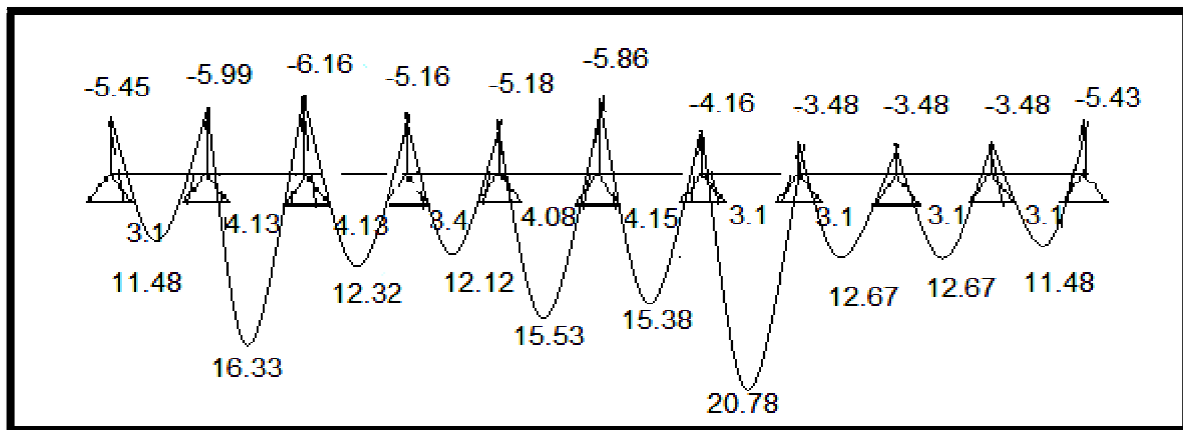


Fig III.49.:Diagramme des moments à l'ELS des poutrelles du plancher Plancher terrasse (type 1)

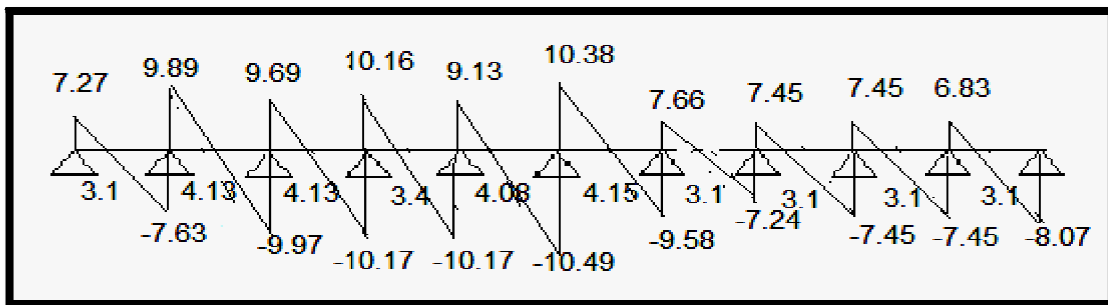


Fig III.50.:Diagramme des efforts tranchants à l'ELS des poutrelles du plancher Plancher terrasse (type 1)

**Poutrelle type 2**

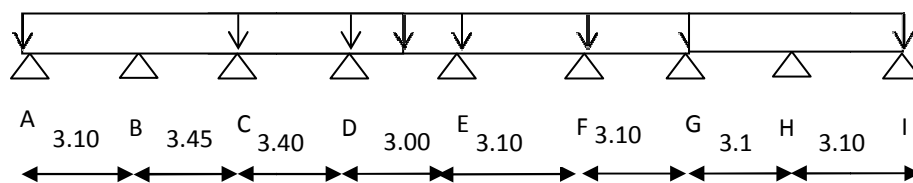


Figure III.51. Schéma statique de la poutrelle type 2

**Choix de la méthode de calcul**

Les conditions d'application de la méthode forfaitaire étant vérifiées, On utilise cette dernière pour le calcul des sollicitations.

Calcul des sollicitations

Plancher terrasse

Tableau III.29.Sollicitations à l'ELU des poutrelles du Plancher terrasse (type 2)

Travée	L (m)	P <sub>U</sub> (KN/ m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
A-B	3.10	6.59	7.72	0	-4.90	5.65	10.22	-11.24
B-C	3.45	6.59	9.80	-4.90	-3.92	5.88	12.50	-11.37
C-D	3.40	6.59	9.53	-3.92	-3.81	6.14	11.20	-12.32
D-E	3.00	6.59	7.42	-3.81	-3.09	4.34	10.87	-9.88
E-F	3.10	6.59	7.72	-3.09	-3.09	5.02	10.21	-11.24
F-G	3.10	6.59	7.72	-3.09	-3.09	5.02	11.24	-10.21
G-H	3.10	6.59	7.72	-3.09	-3.86	4.63	10.21	-11.24
H-I	3.10	6.59	7.72	-3.86	0	6.18	11.24	-10.21

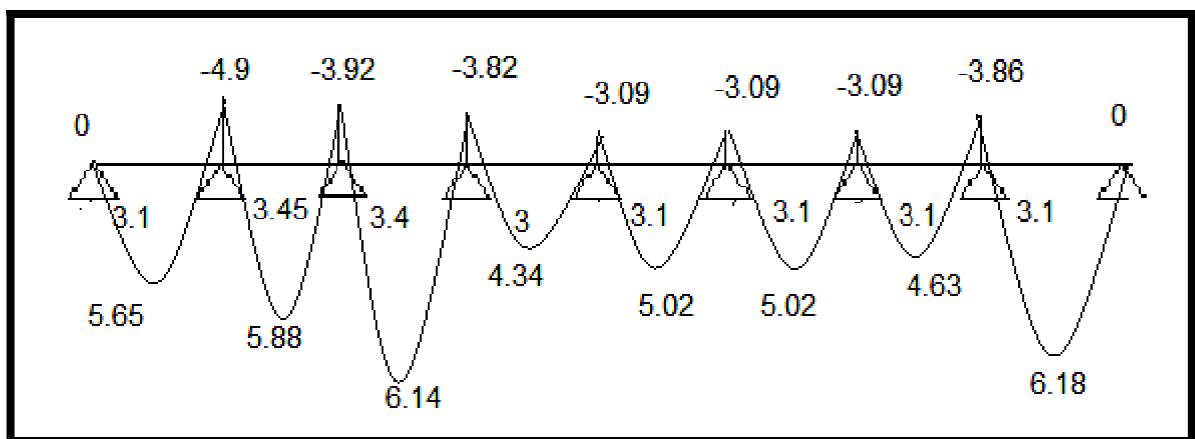


Fig III.52.:Diagramme des moments à l'ELU des poutrelles du plancher Plancher terrasse (type 2)

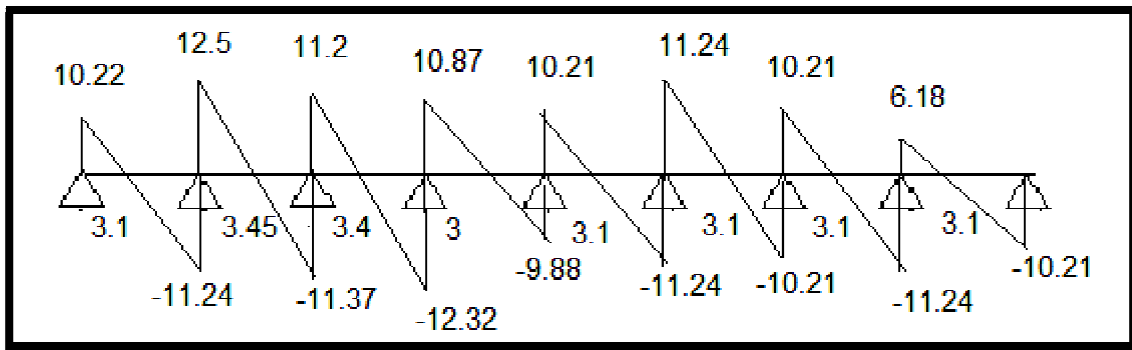


Fig III.53.:Diagramme des efforts tranchants à l'ELU des poutrelles du plancher Plancher terrasse (type 2)

Tableau III.30.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du Plancher terrasse (type 2)

Travée	L (m)	P <sub>s</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
A-B	3.10	4.81	5.78	0	-3.58	4.28	7.45	-8.20
B-C	3.45	4.81	7.16	-3.58	-2.86	4.29	9.13	-8.30
C-D	3.40	4.81	6.95	-2.86	-2.78	4.47	8.18	-8.99
D-E	3.00	4.81	5.41	-2.78	-2.31	3.14	7.94	-7.21
E-F	3.10	4.81	5.78	-2.31	-2.31	3.76	7.45	-8.20
F-G	3.10	4.81	5.78	-2.31	-2.31	3.76	8.20	-7.45
G-H	3.10	4.81	5.78	-2.31	-2.89	3.47	7.45	-8.20
H-I	3.10	4.81	5.78	-2.89	0	4.62	8.20	-7.45

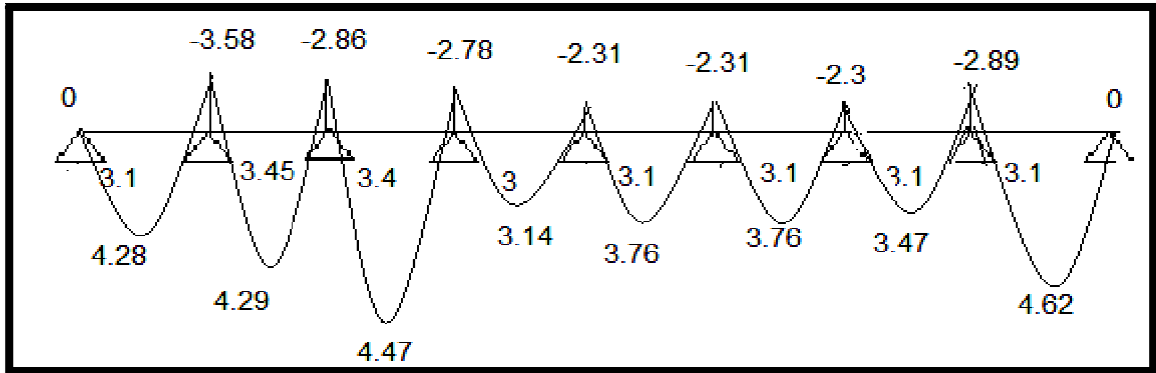


Fig III.54.:Diagramme des moments à l'ELS des poutrelles du plancher Plancher terrasse (type 2)

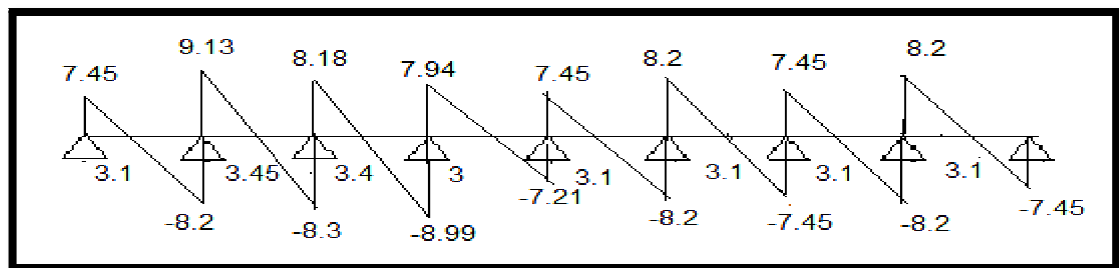


Fig III.55.:Diagramme des efforts tranchants à l'ELS des poutrelles du plancher Plancher terrasse (type 2)

Plancher étage courante

Tableau III.31.Sollicitations à l'ELU des poutrelles du Plancher étage courant type 2

Travée	L (m)	P <sub>U</sub> (KN/ m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
A-B	3.10	6.03	7.24	0	-4.49	5.48	09.35	-10.28
B-C	3.45	6.03	8.97	-4.49	-3.59	5.53	11.44	-10.40
C-D	3.40	6.03	8.71	-3.59	-3.49	5.76	10.25	-11.28
D-E	3.00	6.03	6.78	-3.49	-2.90	4.04	09.95	-09.04
E-F	3.10	6.03	7.24	-2.90	-2.90	4.83	09.35	-10.28
F-G	3.10	6.03	7.24	-2.90	-2.90	4.83	10.28	-09.35
G-H	3.10	6.03	7.24	-2.90	-3.62	4.47	09.35	-10.35
H-I	3.10	6.03	7.24	-3.62	0	5.92	10.35	-09.35

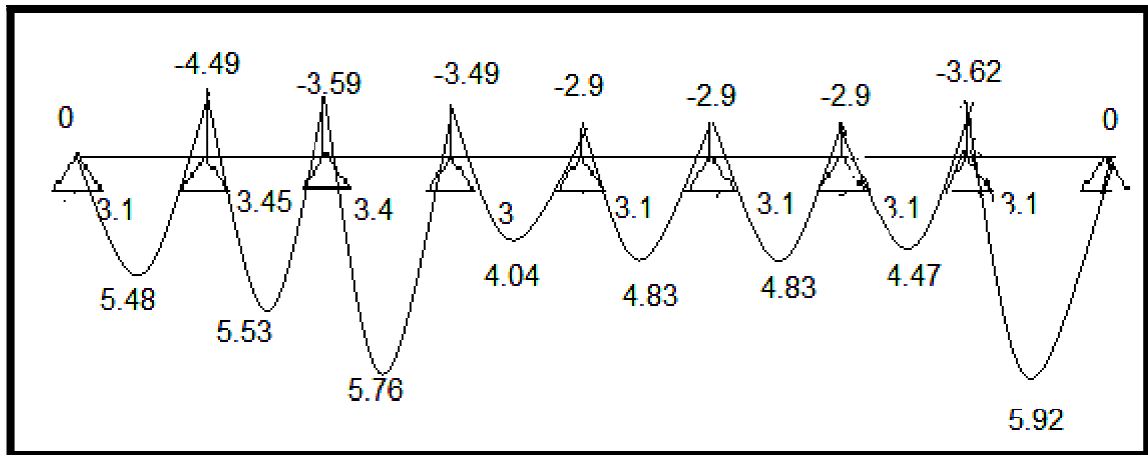


Fig III.56.:Diagramme des moments à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (type 2)

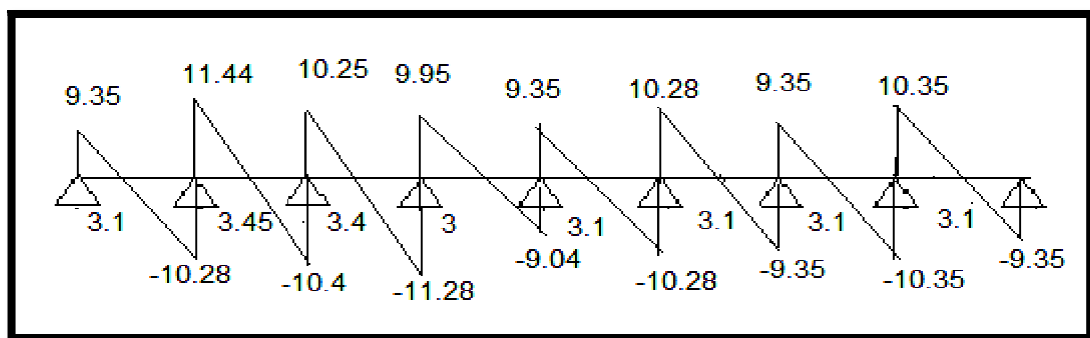


Fig III.57.:Diagramme des efforts tranchants à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (type 2)

Tableau III.32.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du Plancher courant (type 2)

Travée	L (m)	P <sub>s</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
A-B	3.10	4.355	5.23	0	-3.24	3.96	6.75	-7.42
B-C	3.45	4.355	6.48	-3.24	-2.59	3.99	8.26	-7.51
C-D	3.40	4.355	6.29	-2.59	-2.52	4.16	7.40	-8.14

<b>D-E</b>	3.00	4.355	4.90	-2.52	-2.09	2.92	7.19	-6.53
<b>E-F</b>	3.10	4.355	5.23	-2.09	-2.09	3.49	6.75	-7.42
<b>F-G</b>	3.10	4.355	5.23	-2.09	-2.09	3.49	7.42	-6.75
<b>G-H</b>	3.10	4.355	5.23	-2.09	-2.62	3.23	6.75	-7.42
<b>H-I</b>	3.10	4.355	5.23	-2.62	0	4.27	7.42	-6.75

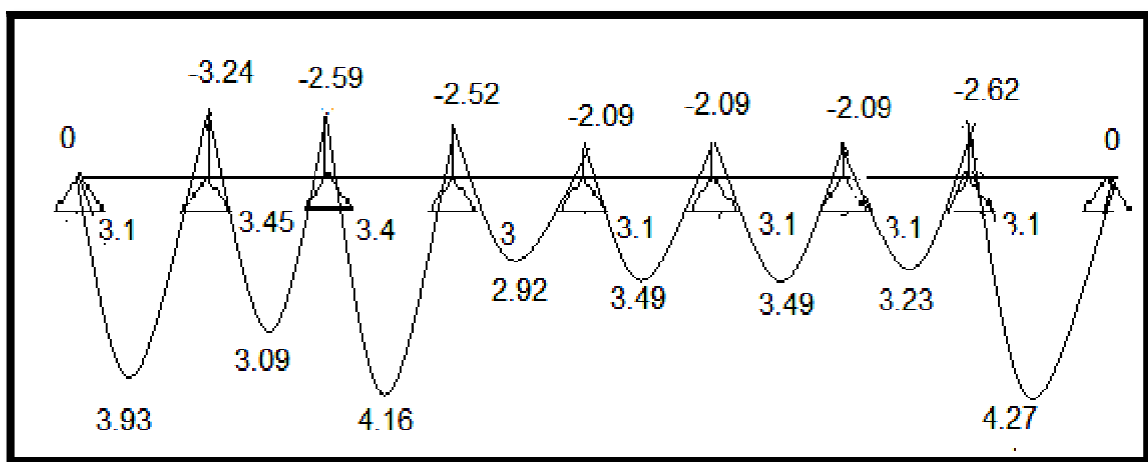


Fig III.58.:Diagramme des moments à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (type 2)

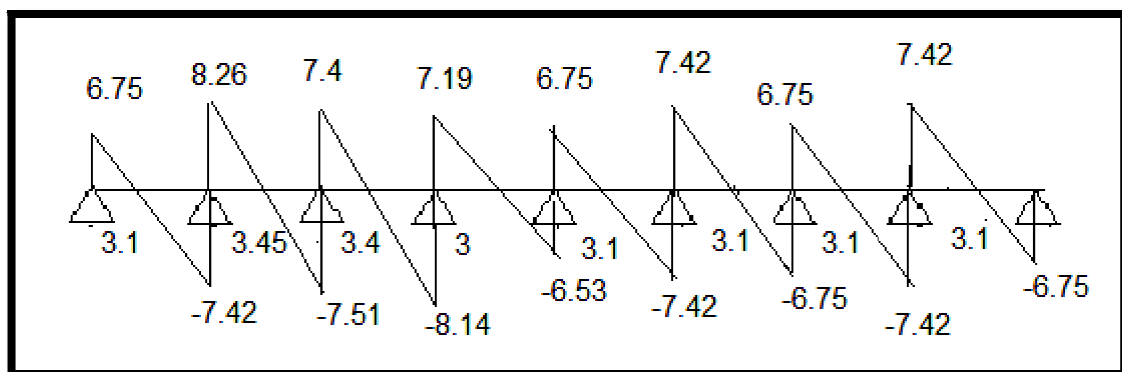


Fig III.59.:Diagramme des efforts tranchants à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (type 2)

Poutrelle ty1pe 3

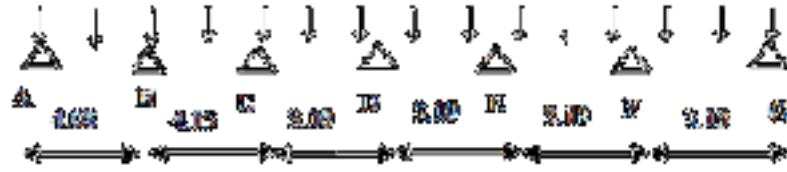


Figure III.64. Schéma statique de la poutrelle type 3

Choix de la méthode de calcul

On voit que les conditions d'application de la méthode forfaitaire ne sont pas satisfaites car :

( $l_i/l_{i+1} = 3.10/4.13 = 0.75 < 0.8$ ) alors on applique donc la méthode de **Caquot**

- Calcul des sollicitations

Plancher étage courant

Tableau III.35. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du Plancher étage courant (type 3)

Travée	L (m)	L' (m)	P <sub>U</sub> (KN/ m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KNm)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
A-B	4.08	4.08	6.03	-11.80	-10.01	23.46	12.73	-11.87
B-C	4.15	3.32	6.03	-10.01	-06.34	21.21	13.40	-11.62
C-D	3.10	2.48	6.03	-06.34	-04.36	12.63	09.98	-08.71
D-E	3.10	2.48	6.03	-04.36	-04.36	11.59	09.34	-09.34
E-F	3.10	2.48	6.03	-04.36	-4.36	11.59	09.34	-09.34
F-G	3.10	2.48	6.03	-04.36	-6.81	12.88	8.77	-09.91

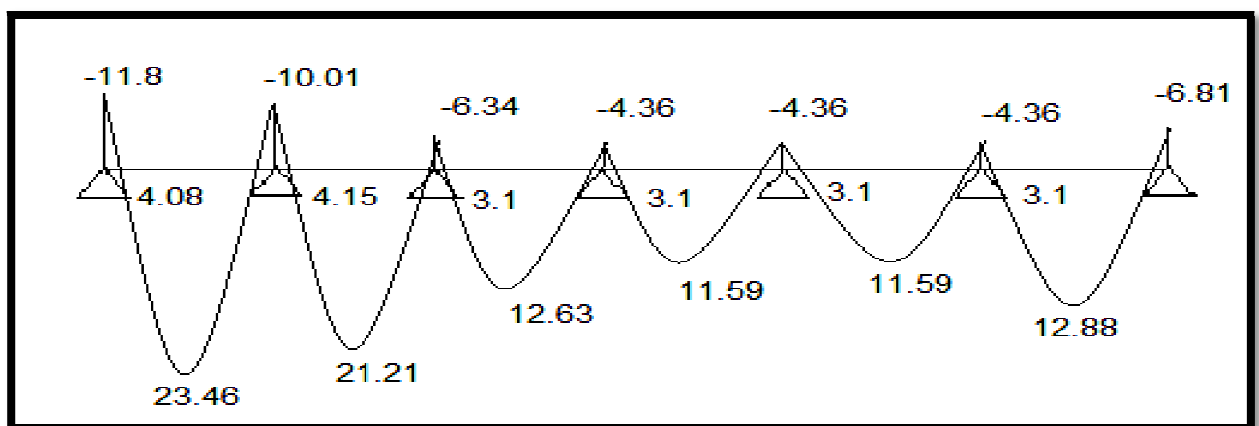


Fig III.65.: Diagramme des moments à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (type 3)

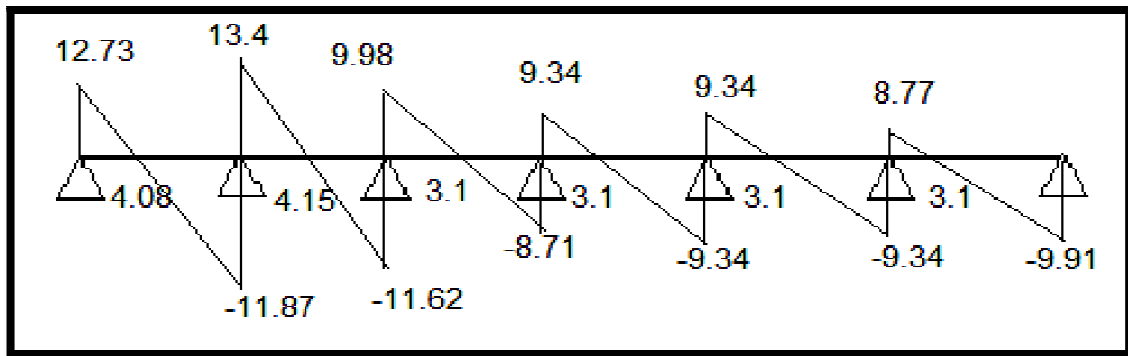


Fig III.66.:Diagramme des efforts tranchants à l'ELSU des poutrelles du plancher étage courant (type 3)

Tableau III.36.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du Plancher étage courant (type 3)

Travée	L (m)	L' (m)	P <sub>s</sub> (KN/ m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KNm)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
A-B	4.08	4.08	4.355	-8.52	-7.24	16.49	9.19	-8.54
B-C	4.15	3.32	4.355	-7.24	-4.58	12.19	09.69	-08.37
C-D	3.10	2.48	4.355	-4.58	-3.15	9.12	07.17	-06.33
D-E	3.10	2.48	4.355	-3.15	-3.15	8.38	06.75	-06.75
E-F	3.10	2.48	4.355	-3.15	-3.15	8.38	06.75	-06.75
F-G	3.10	2.48	4.355	-3.15	-4.92	9.30	06.18	-07.32

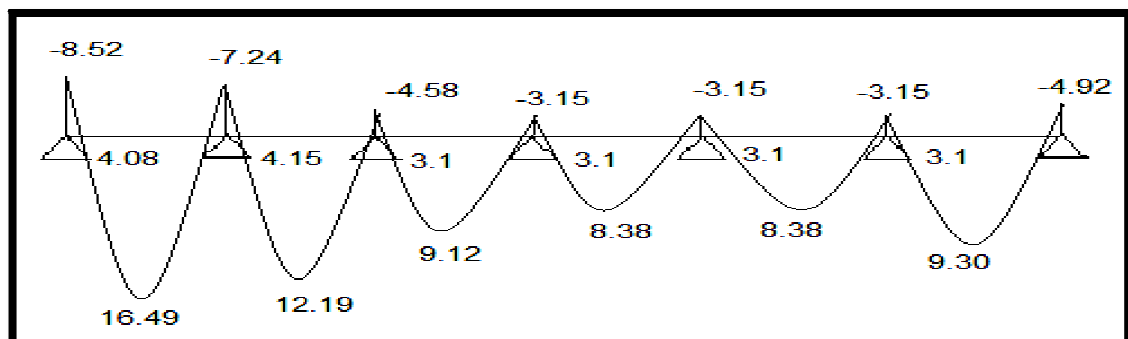
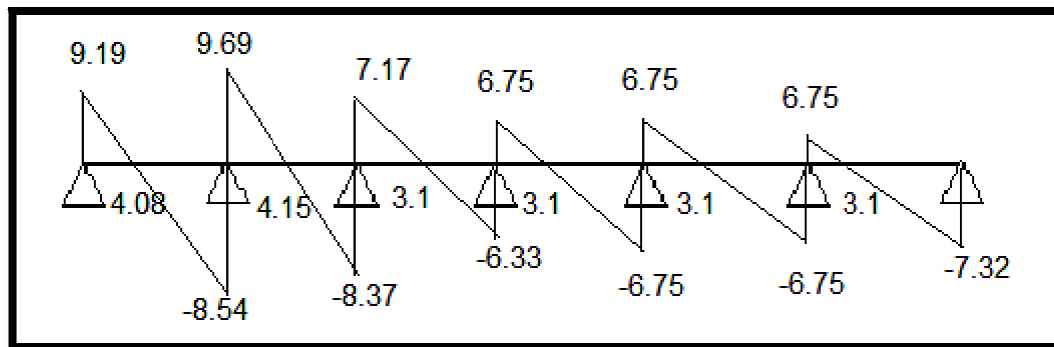


Fig III.67.:Diagramme des moments à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (type 3)



*Fig III.68: Diagramme des efforts tranchants à l'ELSS des poutrelles du plancher étage courant (type 3)*

## les Sollicitations maximales

ELU						
	Terrasse			Courant (habitation)		
	Mt	Ma	V	Mt	Ma	V
<b>Max</b>	22.40	8.45	13.94	23.46	12.10	13.40

Tableau III.39. Sollicitations maximales à l'ELU des différents niveaux

ELS						
	Terrasse			Courant (habitation)		
	Mt	Ma	V	Mt	Ma	V
<b>Max</b>	20.78	6.16	10.49	17.33	8.74	9.49

Tableau III.40. Sollicitations maximales à l'ELS des différents niveaux

## Ferrailage des poutrelles

Les armatures seront calculées sous les sollicitations les plus défavorables et le calcul est conduit pour une section en T soumise à la flexion simple.

## III.6.2.1.5.Exemple de ferrailage (plancher de la terrasse inaccessible)

## a) En travée

On ferraille toutes les poutrelles avec les sollicitations maximales à l'ELU.

$$M_t = 22.40 \text{ KN.m} \quad V_u = 13.94 \text{ KN}$$

$$b = 65 \text{ cm} \quad h = 20 \text{ cm} \quad h_0 = 4 \text{ cm} \quad d = 18 \text{ cm} \quad b_0 = 10 \text{ cm} \quad f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \quad f_{bu} = 14,2 \text{ Mpa}$$

$$f_{st} = 400 \text{ Mpa}$$

**Calcul de  $M_{TU}$** 

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \left( d - \frac{h_0}{2} \right) = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times \left( 0.18 - \frac{0.04}{2} \right) = 0.059 \text{ MN.m}$$

$$M_{tu} = 0.059 \text{ MN.m} = 59 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\max} = 22.40 \text{ KN.m}$$

$M_{tu} > M_t^{\max} \Rightarrow$  La table de compression n'est pas entièrement comprimée donc l'axe neutre passe par la table de compression ce qui nous emmène à faire un calcul d'une section rectangulaire  $b \times h$ .

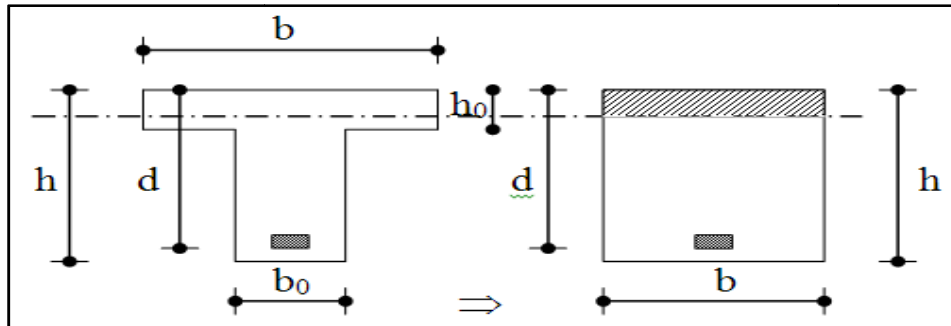
**Calcul des armatures**

Fig III.73.: La table de compression

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{f_{bu} \times d^2 \times b} = \frac{22.40 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.65 \times 0.18^2} = 0.074 < 0.186$$

$$\Rightarrow \text{Pivot A: } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{On a: } \mu_1 = 0.8\alpha_1(1 - 0.4\alpha_1) = 0.3916$$

$$\mu_{bu} < \mu_1 \Rightarrow A' = 0$$

**Calcul de  $A_S$ :**

$$A_S = \frac{M_t}{z \times f_{st}} \text{ Avec: } \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - \mu_{bu}}) \text{ et } z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 0.074}) = 0.047$$

$$z=0.18(1-0.4 \times 0.047)=0.177\text{m} = 17.7 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{22.40 \times 10^{-3}}{0.177 \times 348} = 3.67 \times 10^{-4} \text{m}^2$$

Donc:  $A_s = 3.67 \text{ cm}^2$

### Verification

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} < A_s$$

donc on ferraille avec  $A_s$

On choisit:  $A_s = 3\text{HA}12 + 1\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2$

Types De Plancher	$M_U$ [KN.m]	$\mu_{bu}$	$A's$ [cm <sup>2</sup> ]	$\alpha$	$Z$ [cm]	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{\min}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_s$ (Réelle) [cm <sup>2</sup> ]	$A_s$ Adopté
Terrasse	22.40	0,074	0	0,047	17.70	3.67	1,41	4.52	3HA12+ 1HA12
Habitation	23.46	0,078	0	0,050	17.64	3.83	1,41	4.18	3HA12+ 1HA10

*Tableau III.41. Calcul des armatures principales en travée*

### b) En appui

#### appuis intermédiaires

La table de compression est tendue donc le calcul se ramène à une section rectangulaire  $b_0 \times h$

$$M_a^{\text{int}} = 8.45 \times 10^{-3} \text{MN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{int}}{f_{bu} \times d^2 \times b}$$

$$\mu_{bu} = \frac{8.45 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.65 \times 0.18^2} = 0.028 < 0.186$$

$$\Rightarrow \text{Pivot A: } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e - 400}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{On a: } \mu_1 = 0.8\alpha_1(1 - 0.4\alpha_1) = 0.3916$$

$$\mu_{bu} < \mu_1 \Rightarrow A' = 0$$

Calcul de  $A_s$ :

$$A_s = \frac{M_a^{int}}{z \times f_{st}} \text{ Avec: } \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - \mu_{bu}}) \text{ et } z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 0.028}) = 0.025$$

$$z = d(1 - 0.4 \times 0.025) = 0.177 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{8.45 \times 10^{-3}}{0.177 \times 348} = 1.37 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc: } A_a = 1.37 \text{ cm}^2$$

**Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.1 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.217 \text{ cm}^2 < A_a$$

On choisit  $A_a = 2\text{HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2$

Types De Plancher	$M_U$ [KN.m]	$\mu_{bu}$	$A'_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$\alpha$	$Z$ [cm]	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{min}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_s$ (Réelle) [cm <sup>2</sup> ]	$A_s$ Adopté
Terrasse	8.45	0,028	0	0,025	17.70	1.37	0.217	1.57	2HA10
Habitation	12 .10	0,040	0	0,026	17.81	1 .86	0.217	2.26	2HA12

Tableau III.42. Calcul des armatures principales en appui

## ➤ Vérification de contrainte de cisaillement :

$$T_{u,max} = 14.99 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left( 0,15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa} \right) = 2.5 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{BAEL.91. Art. A .5.1.211}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u,max}}{b_0 \cdot d} = \frac{14.99 \times 10^3}{100 \times 180} = 0,83 \text{ MPA}$$

$$\text{Donc : } \tau_u = 0,83 \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{cv}$$

## ❖ Vérification de la compression du béton vis à vis de l'effort tranchant:

$$T_{u,max} = 14.99 \text{ KN.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \cdot T_{u,max}}{b_0 \cdot 0,9 \cdot d} = \frac{2 \times 14.99 \times 10^3}{100 \times 0,9 \times 180} = 1.85 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 1,85 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 14,17 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{cv.}$$

## L'espacement :

$$\bullet \text{ St} \leq \min (0.9d, 40\text{cm}) \Rightarrow \text{St} \leq \min (0.9 \times 18, 40\text{cm})$$

$$\text{St} \leq 16.2 \text{ cm}$$

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

## Calcul des Armatures transversale :

$$\phi_t = \min \left( \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l \right) = \min \left( \frac{20}{35}; \frac{10}{10}; 1,4 \right) \text{ cm} = 0,57 \text{ cm}$$

On adopte un cadre  $\phi 8 \Rightarrow A_t = 1 \text{ T } 8 = 0.50 \text{ cm}^2$

## Vérification à l'ELS

$$\text{Etat limite de compression du béton : } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma}_{bc}$$

**En travée :**

$$M_t^{\max} = 20.78 \text{ KN.m}$$

- Position de l'axe neutre

$$H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) \dots \dots \dots \text{(BAEL91.L.III.3)}$$

$$H = 0.65 \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 4.52 \times 10^{-4} (0.18 - 0.04) \Rightarrow H = 2.44 \times 10^{-5}$$

$H > 0$  (alors l'axe neutre passe par la table de compression  $\Rightarrow$  calcul d'une section rectangulaire  $b \times h$ )

- Calcul de  $y$  :

$$by^2 - 30A(d - y) = 0$$

$$65y^2 + 70.8y - 1274.4 = 0 \dots \dots \dots (1)$$

Solution d'équation(1) est :  $y = 3.91 \text{ cm}$

- Calcul le moment d'inertie  $I$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A(d - y)^2$$

$$I = \frac{65}{3} 3.91^3 + 15 \times 4.52 (18 - 3.91)^2 \Rightarrow I = 8323.05 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{20.78 \times 10^{-3}}{8323.05 \times 10^{-8}} \times 0.0391 = 9.76 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc}$$

Donc :  $\sigma_{bc} = 9.76 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifié. (BAEL 91.III.2)}$

♦ État limite de compression de béton : (A.4.5.2 du **BAEL**)

	<b>Y</b> <b>(cm)</b>	<b>I</b> <b>(cm)</b>	$\sigma_{bc}$ <b>(MPA)</b>	$\overline{\sigma}_{bc}$ <b>(MPA)</b>	<b>Vérification</b>
<b>en travée</b>	3.91	8323.05	2.39	15	<b>C-V</b>
<b>Sur appuis</b>	3.27	5867.3	3.43	15	<b>C-V</b>

*Tableau III.43. vérification de l'état limite de compression du béton*

**Vérification de la flèche :** d'après le BAEL91 Article (B.6.5.1, page 85) :

**Plancher Terrasse :**

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_0} \Rightarrow \frac{20}{415} \geq \frac{22.40}{20 \times 10,35} \Rightarrow 0,048 \geq 0,108 \dots \dots \dots \text{cnv}$$

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{415} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0,048 \geq 0,062 \dots \dots \dots \text{cnv.}$$

$$\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{F_e} ; \Rightarrow \frac{4.52}{65 \times 18} \leq \frac{4.2}{400} \Rightarrow 0.0036 \leq 0.0105 \dots \dots \dots \text{cv}$$

**Plancher courant**

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_0} \Rightarrow \frac{20}{415} \geq \frac{23.46}{20 \times 8.37} \Rightarrow 0,0486 \geq 0,140 \dots \dots \dots \text{cnv}$$

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{415} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0,048 \geq 0,062 \dots \dots \dots \text{cnv.}$$

$$\frac{A_x}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{4.18}{65.18} \leq \frac{4.2}{400} \Rightarrow 0.0034 \leq 0.0105 \dots \dots \dots \text{cv.}$$

**Entre sol**

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_0} \Rightarrow \frac{20}{415} \geq \frac{27.86}{20 \times 10.76} \Rightarrow 0,048 \geq 0,129 \dots \dots \dots \text{cnv}$$

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{415} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0,048 \geq 0,062 \dots\dots\dots \text{cnv.}$$

$$\frac{A_x}{bd} \leq \frac{4.2}{f_c} \Rightarrow \frac{4.93}{65.18} \leq \frac{4.2}{400} \Rightarrow 0.0042 \leq 0.0105 \dots\dots\dots \text{cv.}$$

**Calcul de la flèche** : d'après le BAEL91 Article (B.6.5.2, page 86)

On doit vérifier que :  $\Delta f_T \leq \bar{f}$

Avec :

$\Delta f_T$  : La flèche totale

$\bar{f}$  : La flèche admissible

La flèche totale est :  $\Delta f_T = f_v - f_i$

La flèche admissible est :

$$\bar{f} = \frac{L(\text{cm})}{500} \quad \text{si } L < 500 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = 0,5 + \frac{L(\text{cm})}{1000} \quad \text{si } L > 500 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_i I_{fi}} \quad (1) \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}} \quad (2) \end{array} \right.$$

(1) Flèche due aux charges instantanées.

(2) Flèche due aux charges différées.

Dans notre cas  $L = 415 \text{ cm}$ .

Calcul des modules de déformation

$$E_i = 11000(f_{c28})^{1/3} = 32164.20 \text{ Mpa.}$$

$$E_v = 3700 (f_{c28})^{1/3} = 10818,87 \text{ MPa.}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4,15}{500} = 0,83 \text{ cm}$$

Moment d'inertie de la section totale homogène :

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d\right)^2$$

Moment d'inertie fictif :

$$\begin{cases} I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{cases}$$

Avec :

$$\begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right)} & (1) \\ \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right)} = 0,4 \lambda_i & (2) \end{cases}$$

<sup>(1)</sup> Pour la déformation instantanée.

<sup>(2)</sup> Pour la déformation différée.

$$\begin{cases} \delta = \frac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \delta \sigma_s + f_{t28}} \end{cases} \quad \text{Avec} \quad \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s Z} \quad \text{et} \quad Z = d - \frac{y}{3}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Niveau	Mser (KN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	$\delta$	Z (cm)	$\sigma_s$ (MPa)	$\lambda_i$	$\lambda_v$	$\mu$	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fi</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fv</sub> (cm <sup>4</sup> )
terrass e	22.40	4.52	0,02	16.07	296.10	2.14	0.85	0,14	47672.53	40369.34	36699.40
Étage couran t	23.46	4.18	0,02	16.07	349.26	2.14	0.85	0,15	83455,13	70670.24	54403.57

*Tableau III.44.: Récapitulatif du Calcul de la flèche.*

Niveau	f <sub>i</sub> (cm)	f <sub>v</sub> (cm)	$\Delta f_T$ (cm)	$\bar{f}$ (cm)	Observation
Terrasse	0,0002	0.0009	0,0007	0,93	Vérifié
Étage courant	0.0004	0,0008	0,0004	0,93	Vérifié

*Tableau III.45: Récapitulatif de la vérification des flèches*

### III.6.2.1.6. Ferrailage de la dalle de compression:

d'après le BAEL91 Article (B.6.8, 423).

Le hourdis doit avoir un quadrialage de barres dont les dimensions de mailles sont définie comme suit:

- ✓ 20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- ✓ 33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.

L'écartement L entre axes des nervures égale à 65cm donc :

#### Armatures perpendiculaires à la nervure

$$A_{\perp} = \frac{4b}{f_e} \frac{4 \times 0.65}{235} \Rightarrow A_{\perp} = 1.106 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte :  $A_{\perp} = 5\Phi 6 = 41.1 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Espacement :  $S_t = 20 \text{ cm}$

• **Armatures parallèles à la nervure**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.55 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte :  $A_{//} = 4 \Phi 6 = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Espacement :  $S_t = 25 \text{ cm}$

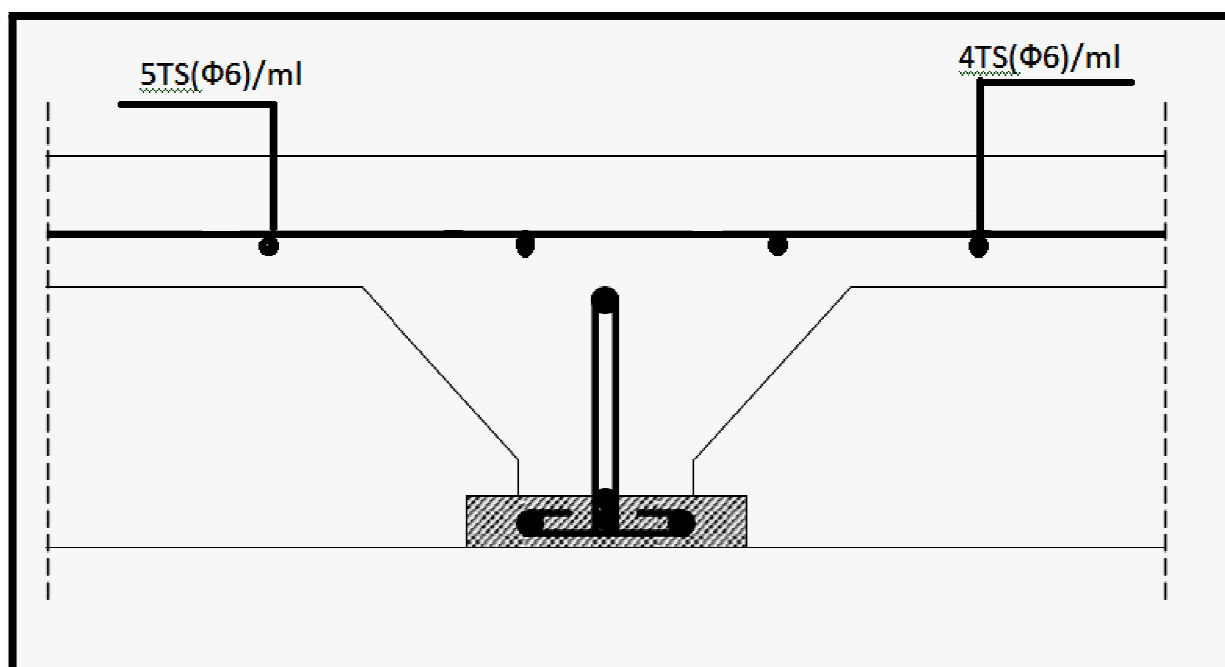
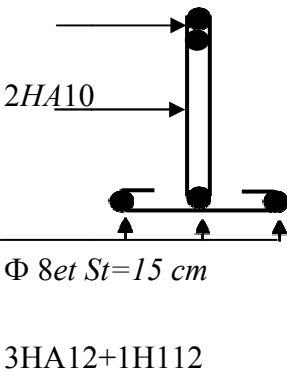
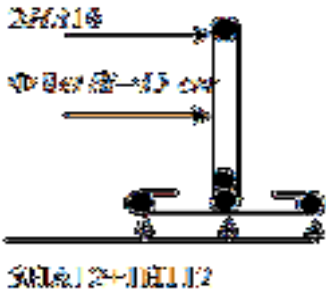


Fig III.74.:Schéma de ferrailage des poutrelle

**Tableau III.46.** Schéma de ferrailage des poutrelles

Type	Appui	Travée
<p>plancher Terrasse</p>	 <p>2HA10</p> <p>Φ 8 et St=15 cm</p> <p>3HA12+1H112</p>	 <p>2HA10</p> <p>Φ 8 et St=15 cm</p> <p>3HA12+1H112</p>

*CHAPITRE IV*  
*Étude Dynamique*

## IV.1.INTRODUCTION

Le séisme est un phénomène naturel, correspondant à des secousses qui se propagent sous forme d'ondes, qui à leurs tours, engendrent un mouvement du sol libérant une énergie de déformation.

Alors les constructions se comportent comme une console, encastrées à la base lors des sollicitations sismiques, qui s'applique comme une force d'inertie horizontale sur le plancher avec la transmission des efforts par des éléments verticaux jusqu'aux fondations.

Selon le **RPA99/** version 2003 (Art 3. 4. A. 1. a), tout ouvrage dépassant quatre (4) niveaux ou 14m de hauteur dans la zone I, devra être contreventée par des voiles, c'est le cas de notre structure en se référant à l'article (3. 4. A. 1. a) du RPA99/ version 2003, la structure sera mixte (voiles + portiques), par conséquent elle présente un aspect intéressant du point de vue économique.

Dans cette étude On fait appel à un modèle mathématique de calcul à base des éléments finis qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser, Le logiciel utiliser est le **ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL 2014**

## IV.2. Objectifs de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non- amortie. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux voire impossible. C'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

Alors, la résolution de l'équation du mouvement d'une structure tridimensionnelle en vibrations libres ne peut se faire manuellement à cause du volume de calcul. L'utilisation d'un logiciel préétablie en se basant sur la méthode des éléments finis par exemple « SAP2000,

ETABS, ROBOT... » Avec une modélisation adéquate de la structure, peut aboutir à une meilleure définition des caractéristiques dynamiques propres d'une structure donnée.

### **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. La méthode statique équivalente :**

Le bâtiment ou bloc étudié, satisfait la régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 du l'RPA99/V2003 avec une hauteur au Plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III.

Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées.

#### **IV.3.2) La méthode d'analyse modale spectrale :**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur.

Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

Il faut souligner toutefois que les forces et les déformations obtenues pour l'élément à partir des méthodes d'analyse statiques pour les charges de conception recommandées sont

inférieures aux forces et aux déformations qui seraient observées sur la structure sous les effets d'un séisme majeur pour lequel les charges ont été spécifiées.

Ce dépassement des forces est équilibré par le comportement ductile qui est fourni par les détails de construction de l'élément.

C'est pourquoi l'utilisation de cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure:

- ✓ Une ductilité suffisante
- ✓ La capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures.

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en Particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

#### **IV.3.3) La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :**

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

#### **IV.4) choix de la méthode de calcul :**

##### **IV.4.1. Classification de l'ouvrage :**

La classification des ouvrages se fait sur le critère de l'importance de l'ouvrage relativement au niveau sécuritaire, économique et social.

- ✓ Groupe 1A : ouvrage d'importance vitale.
- ✓ Groupe 1B : ouvrage de grande importance.
- ✓ Groupe 2 : ouvrage courant ou d'importance moyenne.
- ✓ Groupe 3 : de faible importance.

**Notre ouvrage étant un bâtiment d'habitation d'importance moyenne Classé au groupe d'usage 2**

**IVI.4.2. Classification des zones sismiques:**

Le territoire national est divisé en quatre (04) Zones de séismicité qui sont :

- ✓ Zone 0 : sismicité négligeable.
- ✓ Zone I : sismicité faible.
- ✓ Zone IIa et II<sub>b</sub> : sismicité moyenne.
- ✓ Zone III : sismicité élevée.

**Notre bâtiment est situé à BOUMERDES classée dans la Zone III**

**IVI .4.3. Classification du site :**

D'après l'article 3.3 (RPA99/V2003), les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent :

**Notre structure est implantée dans un site de catégorie S2 (site ferme).**

**❖ Constatation :**

➤ **Régularité en élévation** : la structure est classée régulière en élévation.

$$H = 30.08 \text{ m} < 65\text{m.}$$

➤ **Régularité en plan** :

- $\frac{l_x}{L_x} = \frac{2.65}{30.06} = 0.08 < 0,25 \dots \dots \dots CV.$
- $\frac{l_y}{L_y} = \frac{12.4}{12.4} = 1 < 0,25 \dots \dots \dots CNV.$
- $0,25 \leq \frac{L_x}{L_y} = \frac{30.06}{12.4} = 2.42 \leq 4 \dots \dots \dots CV.$

**(3.5.1.a. de RPA 99 / version 2003).**

Notre structure ne répond pas aux conditions exigées par l'RPA99/V2003 pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente (irrégularité en plan); Alors le calcul sismique se fera par : **La méthode dynamique Modale spectrale.**

**Modélisation de la structure :**

Dans l'analyse de la structure, la modélisation est une phase importante. Les résultats obtenus de l'étude d'un modèle choisi ne peuvent être assimilés à ceux de la structure réelle

que si le comportement du modèle choisi reflète d'une manière appréciable le comportement réel de la structure, c'est dans cette option que nous devons choisir le modèle le plus approprié.

L'analyse se fera automatiquement par un logiciel de calcul **ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL 2014**

#### **IV.5.1. Présentation du logiciel « RSAP 2014 » :**

Le logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL 2014 est un logiciel CAO/DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures (bâtiments, travaux publics et constructions hydrauliques). Robot permet de modéliser les structures, les calculer, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure ; la dernière étape gérée par Robot est la création de la documentation pour la structure calculée et dimensionnée.

##### **IV.5.1.a. Concept de base de la M.E.F :**

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas des structures ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère le milieu continu (solide, liquide ou gazeux) constituant la structure comme un assemblage discret d'éléments interconnectés.

La structure étant ainsi subdivisée en un maillage approprié peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans la théorie des poutres. Pour chaque type d'éléments une fonction de déformation (fonction de forme) de forme polynomiale est choisie pour représenter aussi fidèlement que possible la déformée de l'élément. La relation liant la force nodale  $[F]$  au déplacement  $[\delta]$  peut être dérivée sur la base de principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de matrice de rigidité  $[K]$  de l'élément. Un système d'équations algébriques linéaires peut être établi en assemblant les éléments et en imposant l'équilibre de chaque nœud. La solution du système nous donne les déformations et par suite les forces et les contraintes peuvent être déduites.

##### **IV.5.1.b. Pourquoi le Robot structure analyse ?**

Nous avons fait appeler au logiciel (**RSAP2014**) pour déterminer :

- Les périodes propres.
- Les déplacements des planchers.
- Les forces sismiques.
- Les coefficients de participation modale  $\alpha_i$ .

#### **IV.5.2. Démarches de modélisation de notre structure :**

Lors de modélisation de notre structure en **RSAP2014** dans une fenêtre d'utilisation complètement graphique, on a suivi les étapes suivantes :

1. Définition de la géométrie de la structure.
2. Définition des caractéristiques géométriques et mécaniques des éléments (voiles, et dalles).
3. Détermination des conditions aux appuis.
4. Détermination des chargements de la structure.
6. Définition et imposition de spectre de réponse sur la structure..

#### **IV.5.2.a. L'analyse :**

Après la modélisation de la structure et la distribution des masses et des chargements ainsi que la définition des combinaisons de charges, on passe à l'analyse.

Le **ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL 2014 "RSAP2014"** offre les possibilités d'analyses suivantes :

- ✓ Analyse statique linéaire.
- ✓ Analyse P-Delta.
- ✓ Analyse statique non linéaire.
- ✓ Analyse dynamique.

❖ **Analyse dynamique :**

L'analyse dynamique disponible dans le « **RSAP** » comporte l'analyse modale et l'analyse spectrale.

❖ **Analyse modale :**

L'analyse modale permet de déterminer les modes et fréquences propres de la structure en l'absence des forces extérieures. Les modes et fréquences propres dépendent uniquement des matrices  $[K]$  et  $[M]$  de la structure, c'est à dire de la rigidité et de la masse.

Pour l'analyse dynamique, le nombre des modes à considérer doit être tel que la somme des masses modales effective pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure, ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

**IV.4.7) Classification de site :**

Selon le **RPA 99 / version 2003** les sites sont classés en quatre catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent.

Selon le rapport géotechnique relatif de notre ouvrage, on est présence d'un sol meuble(**Catégorie S2**).

**IV.4.8) Détermination des paramètres du spectre de réponse:**➤ **Coefficient d'accélération A :**

Zone **III**, Tous groupes 3et2, (D'après la classification sismique de wilaya **BOUMERDES : RPA 99 / version2003** alors d'après les deux critères précédents on obtient : **A=0,25 (tableau 4.1 de RPA 99 / version 2003)**).

➤ **Périodes caractéristiques  $T_1$  ;  $T_2$  :**

Pour notre site type : **S2  $T_1=0,15$  sec et  $T_2=0,40$ sec (Tableau 4.7 l'RPA 99 / version 2003)**

➤ **Coefficient de correction d'amortissement  $\eta$  :**

Le coefficient d'amortissement est donné par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} = 0,882 ; \text{ avec : } \xi = 7\%$$

Ou  $\xi(\%)$  est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitué, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$\xi = 7\%$  Pour un contreventement mixte ( $\eta = 0,882$ ).

➤ **Période fondamentale (T) :**

Dans notre cas (structure mixte) correspond la plus petite valeur obtenue par les formules 4.6 et 4.7 de RPA 99 / version 2003.

$$T = \text{Min} \left( C_T \cdot (h_N)^{\frac{3}{4}} ; 0,09 \cdot \frac{h_N}{\sqrt{L}} \right)$$

Avec :

$h_N$  : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N) dans notre structure :  $h_N = 16,10 \text{ m}$

$C_T$  : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donnée par le RPA 99 / version 2003.

Dans notre structure :  $C_T = 0,05$

$L$  : étant de dimension du Tour mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée D'ou :

$$T_X = 0,09 \cdot \frac{h_N}{\sqrt{L_X}} \text{ avec } L_X = 30,06 \Rightarrow T_X = 0,26.$$

$$T_Y = 0,09 \cdot \frac{h_N}{\sqrt{L_Y}} \text{ avec } L_Y = 12,4 \Rightarrow T_Y = 0,41.$$

On a :

$$T_2 = 0,40 \geq T_X = 0,26 \leq 3 \text{ sec}$$

$$T_2 = 0,40 \leq T_Y = 0,41 \leq 3 \text{ sec}$$

donc :

$$T = C_T \cdot (h_N)^{\frac{3}{4}} = 0,05 \cdot (16,10)^{\frac{3}{4}} = 0,40$$

En prend : **T = 0,26sec.**

➤ **Facteur d'amplification dynamique moyen D :**

Il dépend de la classification de sol et de la période T de la structure (d'après l'article 4.2.3 de l'**RPA 99 / version 2003**) avec :

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

$$D_x = 2,5 \cdot \eta \cdot \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{3}{4}} = 2,5 * 0,882 \cdot \left(\frac{0,40}{0,26}\right)^{\frac{3}{4}} = \mathbf{3.04}$$

$$D_y = 2,5 \cdot \eta \cdot \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{3}{4}} = 2,5 * 0,882 \cdot \left(\frac{0,40}{0,41}\right)^{\frac{3}{4}} = \mathbf{2.16}$$

➤ **Coefficient de comportement global de la structure R :**

La valeur de **R** est donnée par le **tableau 4.3** de **RPA 99 / version 2003** en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans l'**article 3.4** du **RPA 99 / version 2003**. Dans notre structure on a un système de contreventement en portique et par des voiles en béton armé. Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à : **3.5**

➤ **Facteur de qualité Q :**

D'après le **RPA 99 / version 2003**, chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux au moins **trois travées** dont le rapport des portées est **< 1,5**.

- Sens (x-x) : (7 travée) :

$$L_{\max}/L_{\min} = 5/2,98 = 1,67 \geq 1,5 \text{ critère N/ observé } p_q = 0,05$$

- Sens (y-y) : (3 travée) :

$$L_{\max}/L_{\min} = 4.30/3,50 = 1,22 < 1,5 \text{ critère observé } p_q = 0$$

➤ **Régularité en plan :**

1. Le bâtiment présente une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales.
2. L'excentricité ne dépasse pas les 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

La structure a une forme compacte, et le rapport :

1. Longueur / largeur =  $30.06/12.4 = 2.42 < 4$  ; la somme des dimensions de parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée n'excède pas 25 %.
2. La surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier.

Donc le critère est non observé  $P_q = 0,05$ .

➤ **Régularité en élévation :**

Le système de contreventement ne comporte pas d'éléments porteurs verticaux discontinus dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.

La masse des différents niveaux reste diminuée progressivement et sans changement brusque de la base au sommet du bâtiment.

La variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse 20%

La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension.

Donc : La structure est classée régulièrement en élévation

➤ **Contrôle de la qualité des matériaux :**

On suppose que les matériaux utilisés dans notre bâtiment sont contrôlés

➤ **Contrôle de la qualité de l'exécution :**

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier. Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux.

On considère que ce critère est observé

Le facteur de qualité est égal à 1 additionné à la somme de 6 pénalités selon que les critères de qualité sont satisfaits ou non :

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :  $Q = 1 + \sum_{i=1}^6 P_q$

*Tableau IV.1: Valeurs des pénalités  $P_q$ .*

Critère Q	Valeurs de pq (x)		Valeurs de pq (y)	
	Critère observé	Critère non observé	Critère observé	Critère non observé
Condition minimale des files porteuses	0	-	0	0.05
Redondance en plan	-	0.05	-	0.05
Régularité en plan		0.05	-	0.05
Régularité en élévation	0	-	0	-
Contrôle de la qualité des matériaux	0	-	0	-
Contrôle de la qualité de la construction	0	-	0	-

Donc :  $Q_x=Q_y=1+0.15=1.15$

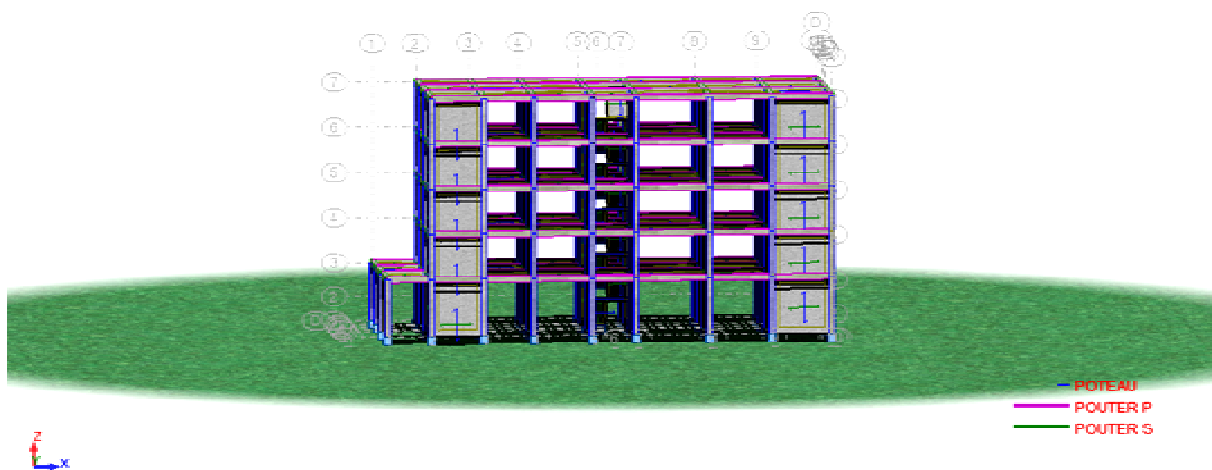
**IV.5.1) Nombre de mode à considérer:**

Selon l'**RPA 99 / version 2003 (Art 4.3.4)** : Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

#### ➤ Modélisation

Notre structure est régulière en plan donc d'après **RPA 99 / version 2003 (Art 4.3.2.b)**, on doit la représenter par un modèle tridimensionnel encastré à la base avec des masses concentrées au niveau des centres du nœud maître de la structure (notion de diaphragme).



*Figure IV.1: Vue en 3D de la structure*

#### ➤ Détermination des paramètres des combinaisons d'action :

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

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

$$\text{ACC} : G + Q \pm 1,2 \times E$$

$$\text{ACC} : G + Q \pm E$$

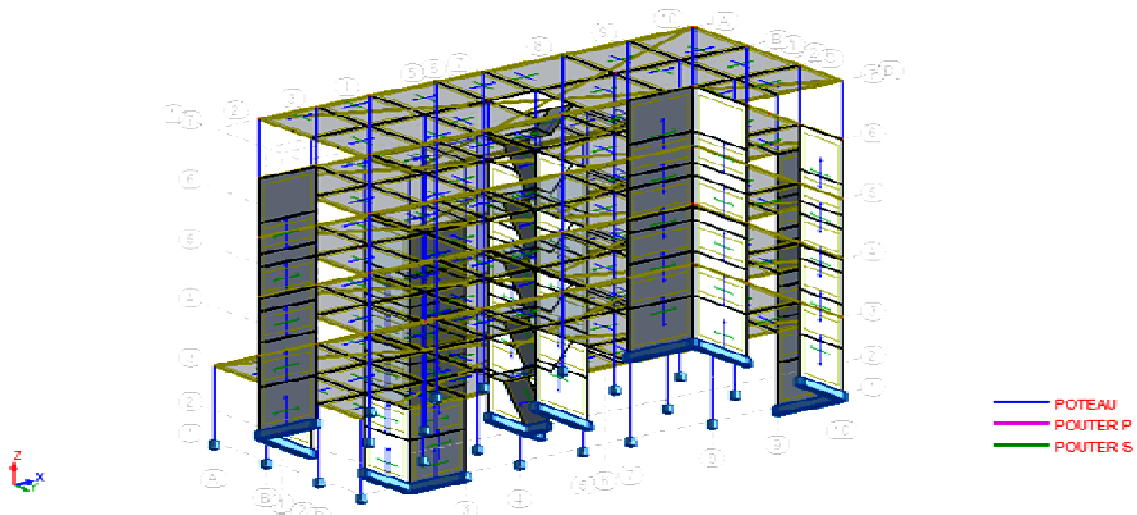
ACC :  $0,8 \times G \pm E$

### Disposition des voiles

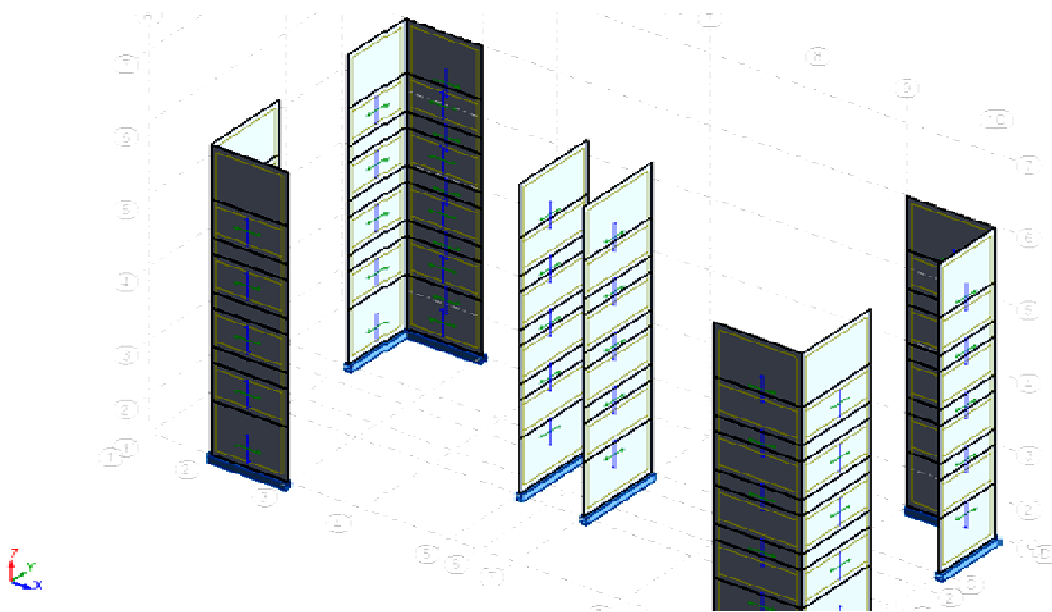
Après plusieurs essais de disposition des voiles, et de modification des sections des poteaux, ainsi que l'épaisseur de voile on a retenu la disposition représentée ci-dessous.

Cette disposition nous a permis d'éviter un mode de torsion au premier mode et répondre favorablement aux conditions du RPA99 /2003.

Les différentes variantes sont les suivantes :



*Figure IV.2.: disposition des voiles (RSAP2014)*



*Figure IV.3.: disposition des voiles (RSAP2014)*

**Poids total de la structure : Selon le RPA 99 / version 2003 (Art 4.2.3)**

Il faut prendre la totalité des charges permanentes avec une fraction  $\beta$  des charges d'exploitations d'après le **tableau 4.5 de RPA 99 / version 2003**.

$W$  : poids total de la structure.

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \beta \cdot W_{Qi}$$

$W_{Gi}$ : Poids dû aux charges permanentes et à celle des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

$W_{Qi}$  : Charges d'exploitations.

$\beta$  : Coefficient de pondération, fonction de la nature et la durée de la charge d'exploitation et donnée par le **tableau 4.5 du RPA 99 / version 2003**.

Pour notre type de Bâtiment d'habitation et... :  $\beta = 0,20$ .

**Méthode d'analyse modale spectrale**

Cette méthode peut être utilisée dans tout les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas applicable. Puisque notre structure est irrégulière la méthode dynamique s'impose.

**a. principe**

Il est recherché par cette méthode pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul suivant :

**IV.5.2.3) Application de la méthode d'analyse modale spectrale :**

Selon l'RPA 99 / version 2003 (Art 4.2.3) L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25. A. \left[ 1 + \frac{T}{T_1} \cdot \left( 2,5. \eta. \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & \dots \dots \dots 0 \leq T \leq T_1. \\ 2,5. \eta. \left[ (1,25. A) \cdot \left( \frac{Q}{R} \right) \right] & \dots \dots \dots T_1 \leq T \leq T_2. \\ 2,5. \eta. (1,25. A) \cdot \left( \frac{Q}{R} \right) \cdot \left( \frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & \dots \dots \dots T_2 \leq T \leq 3sec. \\ 2,5. \eta. (1,25. \eta) \cdot \left( \frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \cdot \left( \frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \cdot \left( \frac{Q}{R} \right) & \dots \dots \dots T \geq 3sec. \end{cases}$$

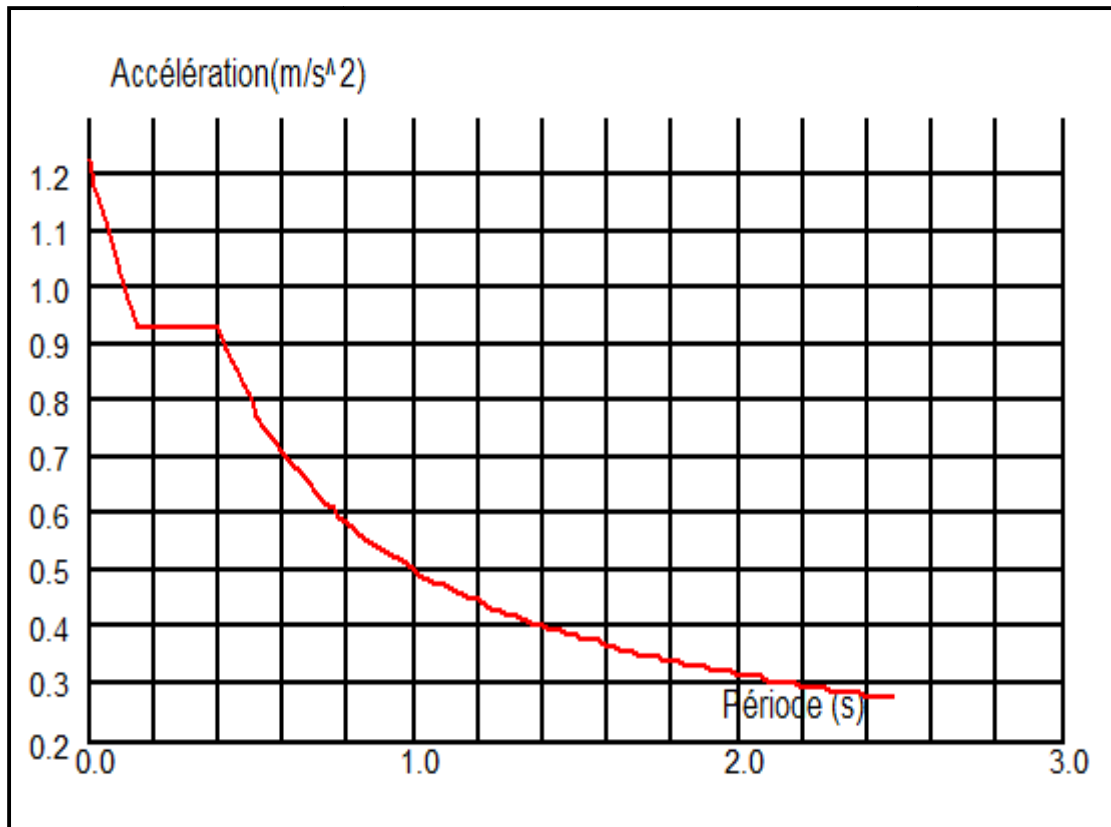


Figure IV.5 : Diagramme de spectre de réponse

#### IV.5.2.4) Nombre des modes considérés :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans 2 directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des 2 directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives soit supérieure à 90% au moins de la masse totale de la structure (le nombre minimum de modes à retenir est de 03 dans chaque direction considérée). Dans notre cas, la condition décrite ci-dessus n'est pas satisfaite pour 3 modes.

Le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3 \cdot \sqrt{N} \text{ et } T_k \leq 0.20 \text{ sec} \quad (\text{I'RPA 99 / version 2003 (Art 4.3.4.b)})$$

Avec : N : le nombre de niveaux au-dessus du sol (N = 3 niveaux).

$$K \geq 3 \cdot \sqrt{4} \Rightarrow K \geq 4$$

	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Nature	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
<b>1</b>	0.70	61.18	77,78	Trans X	1.18	77,78
<b>2</b>	0.66	1.39	78,07	Trans Y	0,21	0,29
<b>3</b>	0.63	79,54	79,27	Torsion	78.16	1.20
<b>4</b>	0,23	79,65	91.00	/	0,10	11,73
<b>5</b>	0,22	90,59	91.10	/	0.00	0,09
<b>6</b>	0,21	90,62	90,18	/	10,94	0,09
<b>7</b>	0,19	90,63	91,25	/	0,03	0,06
<b>8</b>	0,14	90,03	91.26	/	0,01	0,01
<b>9</b>	0,14	90,68	91.27	/	0 ,06	0.01
<b>10</b>	0.12	90,68	94.76	/	0.00	3,48

*Tableau IV.2 : Périodes et facteurs de participation (Résultats Robot 2014).*

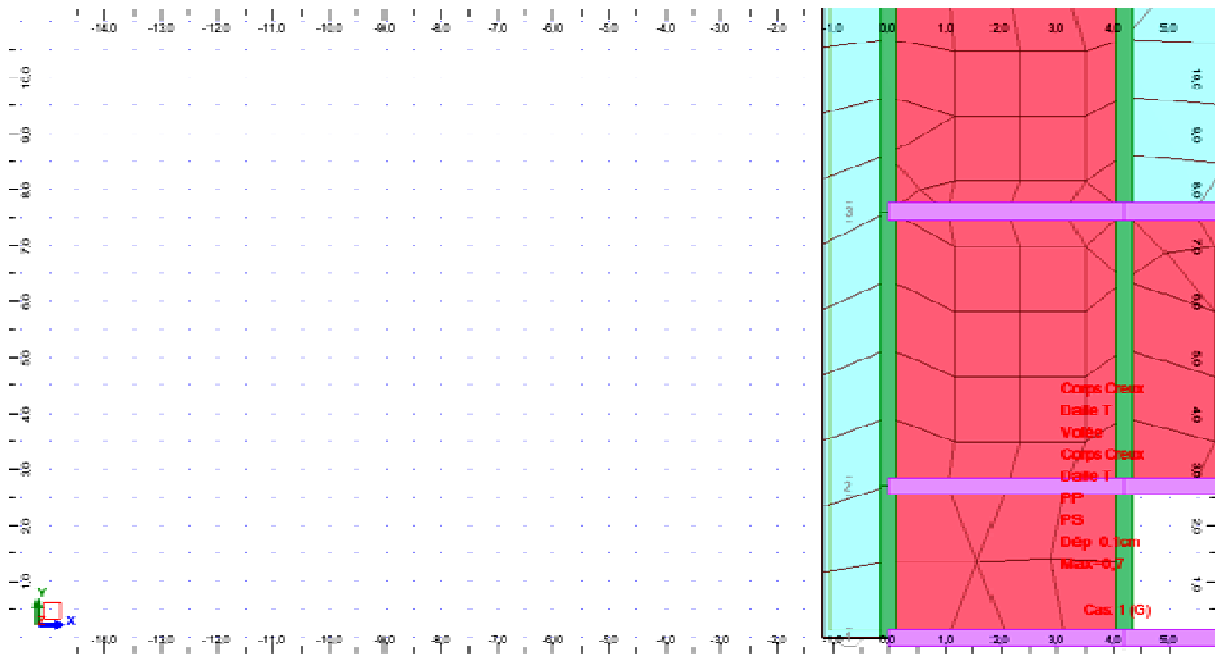


Figure IV.8: 1<sup>ère</sup> mode de déformation (translation suivant x-x)

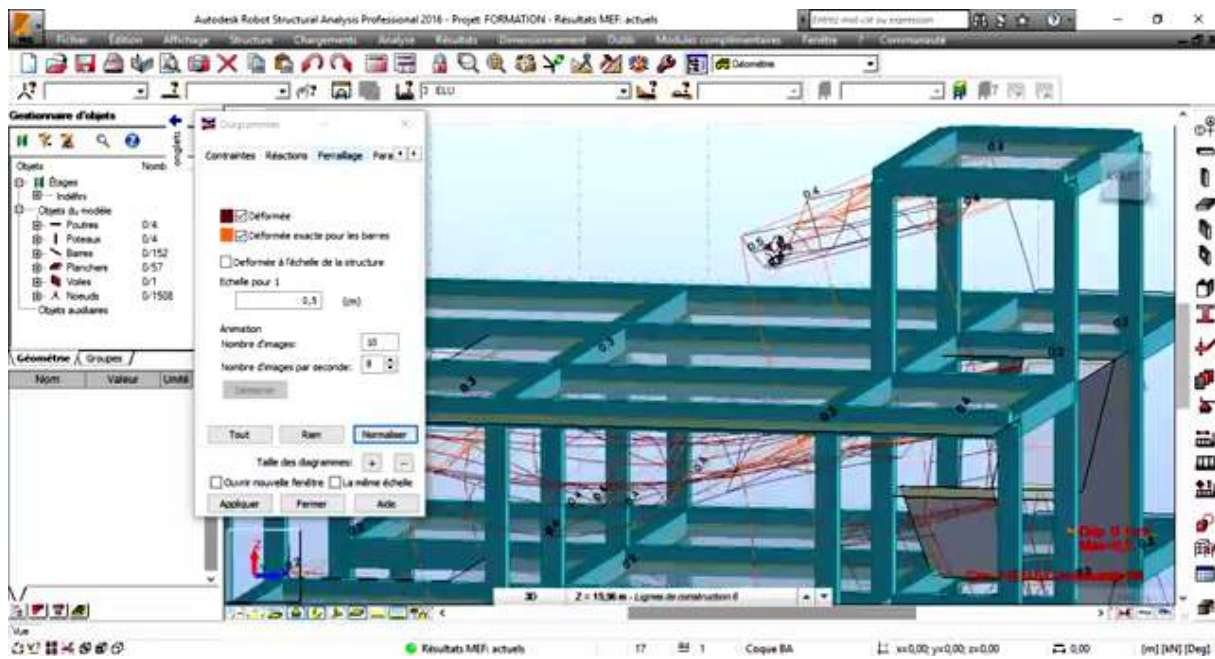


Figure IV.9: 2eme mode de déformation (translation suivant y-y)

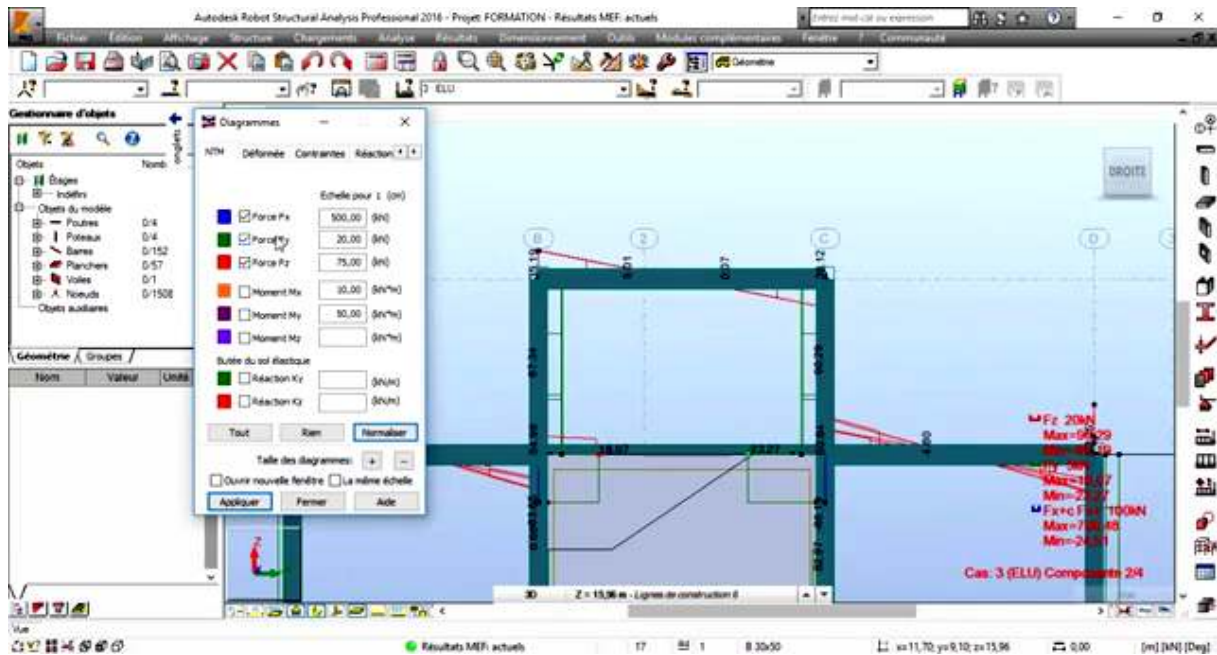


Figure IV10: 3eme mode de déformation (torsion au tour de z-z)

### Analyse des résultats

On voit bien que la période fondamentale de vibration est inférieure à celle calculée par la formule empirique du RPA 99 majorée de 30%.

Selon le RPA 99 / version 2003 (Art 4.2.4.b) :

$$1,3 \times T_{\text{empirique}} = 1,3 \times 0,21 = 0,273\text{sec} \geq T_{\text{numérique}} = 0,700\text{sec} \dots \dots \text{CV}$$

La participation modale du 1er mode suivant le sens x-x prépondérant ce qui donne un mode de translation suivant le sens x-x tel que montré sur la figure et on constate que la 2eme est aussi un mode de translation suivant y-y, tel que montré sur la figure).

### ➤ Vérification de l'interaction voiles portiques

Les charges horizontales et verticales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux, selon le RPA (art 3.4.4.a), l'interaction est vérifiée si les deux conditions suivantes sont satisfaites :

- Les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.
- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% de l'effort vertical.

### a) Sous charges verticales

$$\frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \geq 80\% \quad \text{Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{\text{voiles}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \leq 20\% \quad \text{Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessus

**Tableau IV.3:** Vérification de l'interaction sous charges verticale

Niveaux	Portiques (KN)	Voiles (KN)	Portiques (%)	Voiles (%)
RDC	4087.37	5105.03	87.81	13.25
1 <sup>ère</sup> étage	3797.39	0	86.75	0
2 <sup>ème</sup> étage	3796.39	0	84.80	0
3 <sup>ème</sup> étage	3695.94	0	84.03	0
4 <sup>ème</sup> étage	3697.98	0	83.60	0
$\sum_{i=8}^n W_i$	18575.25			

### b) Sous charges horizontales

$$\frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \geq 25\% \quad \text{Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{\text{voiles}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \leq 75\% \quad \text{Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessus

**Tableau IV.4:** Vérification de l'interaction sous charges horizontales

Niveau	Sens X-X				Sens Y-Y			
	Portiques	Voiles	P (%)	V (%)	Portiques	Voiles	P (%)	V (%)
RDC	1050.33	1209.25	41.18	49.82	792.65	1310.20	32.25	58.22
1 <sup>ere</sup> étage	728.85	980.41	43.91	47.09	624.29	1200.87	34.40	50.22
2 <sup>eme</sup> étage	696.87	842.10	44.21	48.01	507.87	1168.25	36.22	51.65
3 <sup>eme</sup> étage	570.60	700.5	47.92	47.08	437.95	1000.98	40.88	48.20
4 <sup>eme</sup> étage	425.69	622.33	50.67	49.33	451.86	968.20	41.44	47.29

•**Analyse des résultats :** On remarque que l'interaction portique-voiles sous charges verticales et horizontales est vérifiée dans tous les étages.

Après calcul de tout les paramètres on à la force sismique totale à la base de la structure est :

$$\begin{cases} \text{Sens(x): } V_x = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R_x} \times W = \frac{0.25 \times 3.04 \times 1.15}{3.5} \times 18575.25 \\ \text{Sens(y): } V_y = \frac{A \times D_y \times Q_y}{R_y} \times W = \frac{0.25 \times 2.16 \times 1.15}{3.5} \times 18575.25 \end{cases}$$

Donc  $\begin{cases} V_x = 4638.50\text{KN} \\ V_y = 3295.78\text{KN} \end{cases}$

**Vérification de la résultante des forces sismiques par la méthode statique équivalente :**

Selon **RPA 99 / version 2003 (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 sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

#### Les réactions à la base :

$$V_{X \text{ dynamique}} = 4638.50 \text{ KN.} \quad V_{X \text{ statique}} = 4598.87 \text{ KN}$$

$$V_{Y \text{ dynamique}} = 3295.78 \text{ KN.} \quad V_{Y \text{ statique}} = 3103.16 \text{ KN}$$

	$V_{\text{dynamique}}$ (KN)	$V_{\text{statique}}$ (KN)	$0,8 \cdot V_{\text{statique}} < V_{\text{dynamique}}$
<b>Sens (x-x)</b>	4638.50	4598.87	Condition vérifiée
<b>Sens (y-y)</b>	3295.78	3103.16	Condition vérifiée

*Tableau IV.5: Vérification de la résultante des forces sismiques*

#### ➤ Vérification vis-à-vis des déplacements

Selon l'**RPA 99 / version 2003 (Art 5.10)** :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux autres qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser **1%** de la hauteur d'étage (**h**).

Le déplacement total de chaque niveau :

D'après la modélisation de notre structure dans le logiciel de calcul des structures **Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2014** on peut avoir les déplacements dans chaque niveau :

#### ➤ Calcul et vérification des déplacements:

D'après le (**RPA 99 ver 2003 /A.4.4.3 p51**) le déplacement horizontal de chaque niveau (**K**) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = R \cdot \delta_{ek}$$

Avec :

$\delta_K$ : Déplacement horizontal au niveau k

$R$  : Coefficient de comportement de la structure.

$\delta_{ek}$ : Déplacement horizontal dû aux forces sismiques obtenu par Robot

Le déplacement horizontal relatif au niveau (K) par rapport au niveau :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{(K-1)}$$

Déplacement relatif admissible (toléré) :

$$\Delta_{radm} = 1\% h_e$$

$h_e$ :Hauteur d'étage

$$\Delta_K < \Delta_{radm} \dots \dots \dots CV.$$

La vérification du déplacement relatif de tous les niveaux est effectuée sur le tableau suivant :

**Tableau IV.6:** Vérification des déplacements de la structure

Niv	Sens xx						Sens yy					
	$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\delta_{k-1}$ (cm)	$\Delta k$ (cm)	$h_k$ (cm)	$\Delta k/h_k$ (%)	$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\delta_{k-1}$ (cm)	$\Delta k$ (cm)	$\Delta k/h_k$ (%)	
4 <sup>e</sup> me étage	1.14	5.7	4.4	1.3	306	0.0042	1.04	5.2	3.3	1.900	0.0062	
3 <sup>e</sup> me étage	0.88	4.4	2.95	1.45	306	0.0047	0.66	3.3	1.4	1.900	0.0062	
2 <sup>e</sup> me étage	0.59	2.95	1.4	1.05	306	0.0034	0.28	1.4	0.235	1.165	0.0038	

1 <sup>ère</sup> étage	0.28	1.4	0.35	1.05	306	0.0034	0.047	0.235	0.225	0.070	0.0002
RDC	0.07	0.35	0.3	0.05	340	0.0001	0.045	0.225	0.215	0.070	0.0002

• **Analyse des résultats** : les résultats du tableau montrent que les déplacements relatifs entre étages sont inférieurs à 1% de la hauteur d'étage.

**Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur:**

La résultante des forces sismiques à la base **V** doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

✓ **Calcul  $V_k$**  :

$$V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i \text{ avec : } \begin{cases} F_t = 0,07 \cdot T \cdot V \dots\dots \text{ si: } T \leq 0,7\text{sec} \\ F_t = 0 \dots\dots\dots \text{ si: } T > 0,7\text{sec} \end{cases}$$

**Avec :**

**T** : la période fondamentale de la structure en secondes

Dans notre cas On a :

$$T = 0,70 \text{ sec} \leq 0,7 \text{ sec} \Rightarrow F_t = 0 \Rightarrow \text{(RPA 99version2003/4.2.5)}.$$

La force sismique équivalente qui se développe au niveau **i** est donnée par L'expression:

$$V_k = \sum_{i=k}^n F_i$$

$$F_i = \left[ \frac{(V_t - F_t) \cdot W_i \cdot h_i}{\sum (W_j \cdot h_j)} \right]$$

**$W_i$** : Poids propre de l'étage.

**$h_i$** : Hauteur cumulée à la base de la structure.

$V_t$ : Force sismique totale.

$$\begin{cases} V_x \text{ dynamique} = 4638.50\text{KN.} \\ V_y \text{ dynamique} = 3295.78\text{KN.} \end{cases}$$

**RDC :**

**Sens-X:**

$$F_{ix} = \left[ \frac{V_t \cdot W_i \cdot h_i}{\sum (W_j \cdot h_j)} \right]$$

$$F_{ix} = \left[ \frac{4638.5 \times 37150.51 \times 3,91}{299061.52} \right] = 225.26\text{KN}$$

**Sens-Y :**

$$F_{iy} = \left[ \frac{V_t \cdot W_i \cdot h_i}{\sum (W_j \cdot h_j)} \right]$$

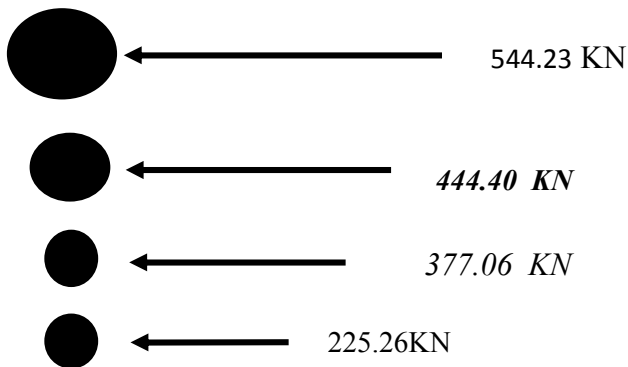
$$F_{iy} = \left[ \frac{3295.78 \times 4643.1 \times 3.91}{299061.52} \right] = 200.48\text{KN}$$

Niveau	$H_i$ (m)	$w_i$ (KN)	$w_i \cdot H_i$	$F_{ix}$ (KN)	$F_{iy}$ (KN)
<b>RDC</b>	3,91	4087.37	15981.61	225,26	200,48
<b>1 ère étage</b>	6.97	3797.39	2647.80	377,06	351,27
<b>2 ème étage</b>	10.03	3796.40	38077.89	440,40	419,54
<b>3 ème étage</b>	13.09	3695.94	48379.85	492,06	446,26
<b>4 ème étage</b>	16.15	3697.98	59722.377	544,23	501,25

$\Sigma$ Total	/	/	164809.52	2079.01	1918.8
----------------	---	---	-----------	---------	--------

Tableau IV.7: Récapitulatif de la distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur

Sens(X-X)



-Sens(y-y)

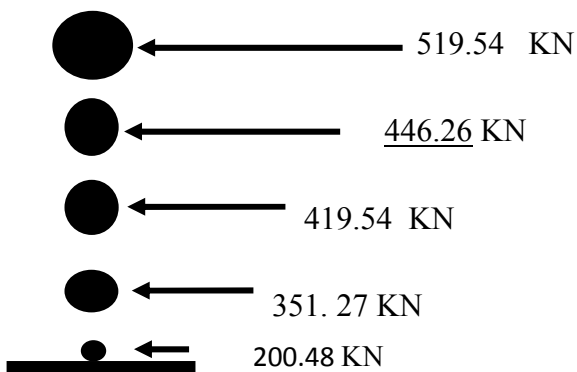


Figure IV.10. Distribution de l'effort tranchant selon la hauteur

D'après le RPA 99 V2003 (article 4.2.6), L'effort tranchant au niveau de l'étage k est donné par la formule :

$$V_k = \sum_{i=k}^n F_i \begin{cases} \sum F_{KX} \\ \sum F_{KY} \end{cases}$$

Exemple de calcul Niveau-2- :

$$V_{2x} = \sum_{i=3}^8 F_i = F_{2x} + F_{3x} + F_{4x}$$

$$V_{2x} = \sum_{i=2}^4 F_i = 377.06 + 440.4 + 492.06 + 544.23 = 1853.75 \text{ KN.}$$

$$V_{2Y} = \sum_{i=2}^4 F_i = F_{2Y} + F_{3Y} + F_{4Y}$$

$$V_{2Y} = \sum_{i=2}^4 F_i = 351.27 + 419.54 + 446.26 + 501.25 = 1718.32 \text{ KN}$$

Niveau	H <sub>i</sub> (m)	F <sub>iX</sub> (KN)	F <sub>iY</sub> (KN)	V <sub>KX</sub> (KN)	V <sub>KY</sub> (KN)
RDC	6,80	324,67	303,01	4864.85	4627.65
1 ère étage	9,86	377,06	351,27	4480.18	4327.64
2 ème étage	12,92	440,40	419,54	4163.12	3973.37
3 ème étage	15,98	492,06	446,26	3722.72	3553.83
4 ème étage	19,40	544,23	501,25	3230.66	3107.57
$\sum$ Total	//	<b>5137.11</b>	<b>4894.13</b>	//	//

Tableau IV.8: les efforts tranchants résultants

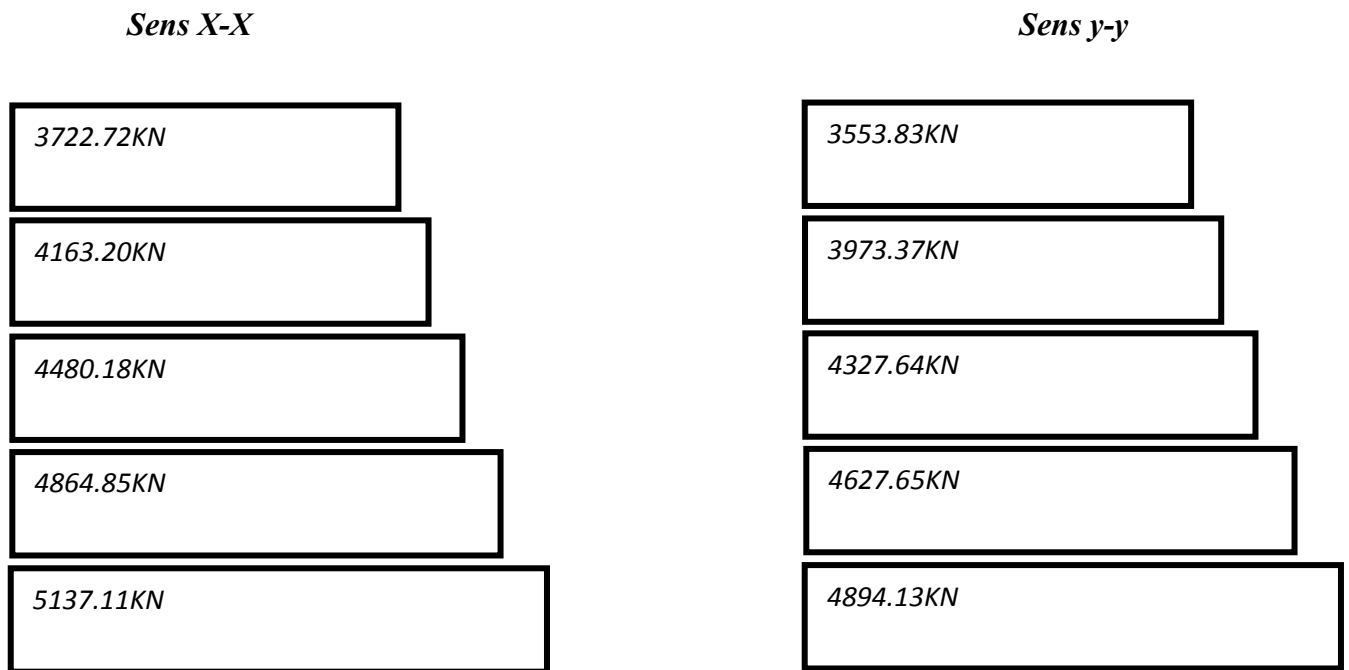


Figure IV.10 : Distribution de l'effort tranchant selon l'hauteur

**Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ**

L'effet P-Δ (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Il est peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{p_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.1 ; \text{ Tel que : } \text{RPA99/2003(Article 5.9)}$$

$p_K$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au dessus du niveau « k » ;

avec :

$$p_K = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi}) \quad \text{RPA99/2003(Article 5.9)}$$

$$V_k : \text{Effort tranchant d'étage de niveau « k »} \quad V_k = \sum_{i=1}^n F_i$$

$\Delta k$  : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

hk : Hauteur de l'étage « k ».

- Si  $0,1 < \theta_K < 0.2$  l'effet P- $\Delta$  peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyens d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur  $\frac{1}{1-\theta}$
- Si  $\theta_K > 0.2$  la structure est partiellement instable elle doit être redimensionnée. Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessus :

**Tableau IV.9:** Vérification a L'effet P- $\Delta$

Niveau	Hauteur (m)	hk (cm)	Pk (KN)	Sens x-x'			Sens y-y'		
				$\Delta k$ (cm)	Vk (KN)	$\theta k$ (cm)	$\Delta k$ (cm)	Vk (KN)	$\theta k$ (cm)
4 <sup>ème</sup> étage	16.15	306	3697.98	1.3	3230.66	0.0072	1.9	3107.57	0.0128
3 <sup>ème</sup> étage	13.09	306	3695.94	1.45	3722.72	0.0068	1.9	3553.83	0.0112
2 <sup>ème</sup> étage	10.03	306	3796.40	1.05	4163.12	0.0050	1.165	3973.37	0.0067
1 <sup>ère</sup> étage	6.97	306	3797.39	1.05	4480.18	0.0050	0.01	4327.64	0.0005
RDC	3.91	340	4087.37	0.3	5137.11	0.0010	0.215	4894.13	0.0011

- **Analyse des résultats :** On voit bien que la condition  $\theta \leq 0.1$  est satisfaite, d'où les effets du 2<sup>ème</sup> ordre peuvent être négligés.

#### Vérification de l'effort normal réduit

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble due au séisme, le RPA (article 7.4.3.1) exige que l'effort normal de compression de calcul soit limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} < 0.30 \Rightarrow N_d < 0.30 \times B_c \times f_{c28}$$

Avec :

$N_d$  : désigne l'effort normale de calcul s'exerçant sur une section de béton)

$B_c$ : Est l'aire (section brute) de cette dernière

$f_{c_j}$ : Est la résistance caractéristique du béton

(sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, veut dire qu'on prend la combinaison G+Q+E ou bien sous E)

Il est à noter que les sections des poteaux ont été revues à la hausse pour tous les niveaux. Ceci à été fait dans le but de vérifier l'interaction voile-portique exigée par le RPA. La vérification de l'effort normal réduit donne les résultats suivants pour notre cas :

**Tableau IV.10** : Vérification de l'effort normal réduit.

Niveaux	$B_c$ (cm <sup>2</sup> )	$N_d$ (KN)	V	Remarque
RDC	40×35	1208.20	0.24	Vérifie
1 <sup>ere</sup> étage	40 ×35	1064.55	0.23	Vérifie
2 <sup>eme</sup> étage	40 ×35	809.38	0.17	Vérifie
3 <sup>eme</sup> étage	40 ×35	775.60	0.19	Vérifie
4 <sup>eme</sup> étage	40× 35	685.46	0.17	Vérifie

**Analyse des résultats** : On remarque que le rapport v ne dépasse pas la valeur de 0.3. Donc les sections des poteaux choisies sont suffisantes.

▪ **Calcul de l'excentricité** :

L'excentricité est la distance entre le centre masse et le centre de torsion.

D'après (RPA99/version2003/A.4.2.7), l'excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs suivantes :

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment au niveau considéré.
- Excentricité théorique résultante des plans.

Donc :

Dimension dans le sens X est  $LX = 30.06$  m :

$$e_x = 0,05 Lx = 1.50mm$$

Dimension dans le sens Y est  $LY = 12.40$  m :

$$e_y = 0,05 Ly = 0.62mm$$

L'excentricité théorique obtenue par **Auto desk Robot Structural Analysais Professional 2014**

$$e_x = |x_m - x_t| \quad \text{et} \quad e_y = |y_m - y_t|$$

Etage	Xm [m]	Ym [m]	XT [m]	YT [m]	ex [m]	ey[m]
<b>RDC</b>	18.8236	15.5738	18.7853	15.5792	0.0383	0.0054
<b>1<sup>er</sup></b>	18.8793	15.5179	18.7825	15.5945	0.0968	0.0766
<b>2<sup>ème</sup></b>	18.8861	15.5111	18.8448	15.5433	0.0413	0.0322
<b>3<sup>ème</sup></b>	18.8884	15.5087	18.9295	15.4682	0.0411	0.0405
<b>4<sup>ème</sup></b>	19.8932	16.5036	19.0119	16.3934	0.1187	0.1102

*Tableau IV.11: Excentricité accidentelle pour chaque étage*

D'après les résultats des excentricités accidentelles dans chaque étage représentée dans le tableau précédents l'excentricité dans tous les étages elle ne dépasse pas  $0,05 \times Li$  dans chaque direction de chaque excentricité. Donc cette **condition est vérifiée**.

#### **IV.5.9) Vérification au renversement :**

Pour que le bâtiment soit stable au renversement il doit vérifier la relation suivante :

$$M_s/M_r \geq 1,5$$

Avec :

$$\text{Ms: Moment stabilisant : } M_s = W \times L/2$$

$$\text{Mr: Moment renversant : } M_r = \sum_i^n F \times h_i$$

**W** : Poids du bâtiment.

**F** : Force sismique au niveau i.

### 1. Moment stabilisant :

$$\text{Sens-X- : } M_s = W \cdot \frac{L_x}{2} = 18575.25 \times 15.03 = 279186 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens-Y- : } M_s = W \cdot \frac{L_y}{2} = 18575.25 \times 6.2 = 115166.55 \text{ KN.m}$$

### 2. Moment renversant :

$$\text{Sens-X- : } M_r = \sum_i^n F \times h_i = 225,26 \times 3,91 + 324,67 \times 6,97 + 377,06 \times 10,03 + 440,40 \times 13,09 + 492,06 \times 16,15 = \mathbf{20637.19 \text{ KN.m}}$$

$$\text{Sens-Y : } M_r = \sum_i^n F \times h_i = 200,48 \times 3,91 + 303,01 \times 6,97 + 351,27 \times 10,03 + 419,54 \times 13,09 + 446,26 \times 16,15 = \mathbf{19117.91 \text{ KN.m}}$$

#### • Sens longitudinal :

W (KN)	Lx (m)	Lx/2 (m)	Ms (KN.m)	Mr (KN.m)	Ms/Mr	Vérification
18575.25	30.06	15.03	29043.99	20637.191	4.01	CV

*Tableau IV.12: vérification de renversement sens longitudinal*

• Sens transversal :

W (KN)	Ly (m)	Ly/2 (m)	Ms (KN.m)	Mr (KN.m)	Ms/Mr	Vérification
3065.68	12.4	6.2	302268.02	102566.51	2.94	CV

*Tableau IV.13: vérification de renversement de sens transversal.*

**IV.6) Conclusion :**

Après cette série de vérifications effectuées selon le règlement parasismique algériennes RPA 99 / version 2003, on peut constater que la stabilité de notre Structure est assurée dans le cas de présence d'action sismique.

*CHAPITRE V*  
*Étude Des Éléments*  
*principaux*

### V.1. Introduction :

Connaissant les sollicitations aux quelles sont soumises les différents éléments structuraux de notre ouvrage, il est maintenant possible de procéder au ferrailage de ces élément. Le ferrailage des éléments résistant s'effectuera selon le règlement BAEL 99 et les règles parasismiques en vigueur en Algérie (RPA 99/ Version 2003).

Les objectifs du ferrailage sont la détermination des sections d'aciers nécessaires pour assurer les critères relatifs à la résistance, la ductilité, et la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage.

### V.2. Hypothèses:

Pour faciliter le calcul des quantités d'armatures longitudinales nécessaires dans les éléments structuraux, nous allons introduire les simplifications suivantes :

- ✓ La section d'armatures dans les poteaux sera calculée pour chaque type des poteaux, ou l'on adopte généralement le même ferrailage pour les poteaux du même niveau.
- ✓ Les poutres seront ferrillées avec la quantité maximale nécessaire sur chaque travée.
- ✓ La section minimale à prévoir pour chaque élément est celle donnée par l'RPA.

### V.3.Ferrailage des portiques :

#### V.3.1.Les poutres :

Les poutres sont des éléments sollicités par des moments fléchissant et des efforts tranchants, Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens et pour les deux situations suivante :

	$\gamma_b$	$\gamma_s$	$F_{c28} (MPa)$	$F_{bu} (MPa)$	$F_e (MPa)$	$\sigma_s (MPa)$
<b>Situation durable</b>	1.5	1.15	25	14.17	400	348
<b>Situation accidentelle</b>	1.15	1	25	18.48	400	400

**Tableau V.1** : situations pour le ferrailage des poutres.

#### V.3.1.1. combinaisons des charges

Les combinaisons d'actions à pour le ferrailage des poutres sont en fonction du type des sollicitations, et nous distinguons les combinaisons les plus défavorables :

❖ **Etat limite ultime :**

Le dépassement de ces états limites risque d'entraîner des désordres graves jusqu'à la ruine de l'ouvrage. La combinaison des états limites ultimes est donnée par :  $1,35G + 1,5Q$ .

❖ **Etat limite de service :**

Cet état sert à vérifier la durabilité de la structure ; Il correspond au mode d'exploitation de la structure dans les conditions normales. La combinaison de charges est donnée par la relation :  $G + Q$ .

❖ **Etat accidentelle :**

Ces états servent pour une vérification en termes de durabilité de la structure. Ces états correspondent au mode d'exploitation de la structure dans des conditions normales. La combinaison des charges est donnée par la relation :

$$G+Q \pm E \dots\dots\dots \text{Selon RPA99/V2003}$$

$$0,8G \pm E \dots\dots\dots \text{Selon RPA99/V2003}$$

Donc les poutres seront ferrillées suivant les combinaisons :

1. E.L.U :  $1,35G + 1,5Q \dots\dots\dots$  Selon BAEL 99.
2. Accidentels :  $G+Q \pm E \dots\dots\dots$  Selon RPA99/V2003.
3. Accidentels :  $0,8G \pm E \dots\dots\dots$  Selon RPA99/V2003.

➤ Pour les poutres dans l'axe X :

$$G + Q \pm EY$$

$$0,8G \pm EY$$

➤ Pour les poutres dans l'axe Y :

$$G + Q \pm EX$$

$$0,8G \pm EX$$

Pour les combinaisons fondamentales et accidentelles, on prend le moment maximum de chaque portique de chaque étage et on vérifie avec la combinaison **ELS**.

**V.3.1. 2. Etapes à suivre :****a- Armatures longitudinales :**

✓ La contrainte limite du béton est :  $f_{bc} = \frac{0,85 \times F_{c28}}{\gamma_b}$

✓  $d=0,9 \cdot h$ .

✓ Le moment réduit :  $\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$

Avec :

**Mu** : Moment fléchissant ;

**b**: Largeur de la poutre ;

**d**: La hauteur utile de la section.

Si  $\mu < 0,392$  : L'état limite ultime est atteint au **pivot A**.

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

**b- Vérification :**

❖ **BAEL 91 :**

$$\checkmark \text{ Condition de non fragilité : } A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{b \times h}{1000}, 0,23 \times b \times d \times \frac{F_{t28}}{f_e} \right\}$$

✓ Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant:

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \times \frac{F_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa} \right\} \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{Choix de } \phi_t : \phi_t \leq \min \left( \phi_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right) \text{ (BAEL 91).}$$

❖ **Vérification à l'ELS :**

✓ La fissuration est peut préjudiciable

✓ Si  $\alpha_u \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{F_{c28}}{100}$ , pas de vérification des contraintes à l'ELS.

✓ Avec :  $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$ .

❖ **Recommandations du RPA99 /ver 2003 :**

✓ **Armatures longitudinale : (Art 7.5.2.1)**

- Le pourcentage minimal des aciers longitudinaux sur toute la largeur de la poutre et de 0.5%.
- Le pourcentage maximum est de 4% en zone courante, et 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de  $40\phi$  en zone I.
- Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à  $90^\circ$  dans les poteaux.

✓ **Armatures transversales : (Art 7.5.2.2)**

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par  $A_t = 0,003.S.b$
- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_t\right)$$

- ✓ En dehors de la zone nodale :

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

### V.3.1.3. Ferrailage des poutres:

Pour le calcul on va prendre les moments maximums. D'après le **ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL 2014**", les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

SECTION (CM2)	ELU		ELS		ACC	
	$M_{ut_{max}}$ (KN.m)	$M_{ua_{max}}$ (KN.m)	$M_{st_{max}}$ (KN.m)	$M_{sa_{max}}$ (KN.m)	$M_{t_{max}}$ (KN.m)	$M_{a_{max}}$ (KN.m)
<b>poutre P (40×35)</b>	50,67	50,46	36,81	36,55	36,93	41,13
<b>poutre S (35×35)</b>	20	88,46	14,35	64,18	20,24	64,61

**Tableau V.2:** Sollicitations de la poutre sous différents combinaisons

#### V.3.1.3.1. Exemple de calculs :

Poutre principal de section (40×35 ) cm<sup>2</sup> :

- **Armatures longitudinales :**

#### 1- Condition imposées par le RPA99/V2003 :

Poutre principales:  $A'_{min} = 0,005 \times 40 \times 35 = 7 \text{ cm}^2$

Poutre secondaires:  $A'_{min} = 0,005 \times 35 \times 35 = 6.12 \text{ cm}^2$

#### 2- Condition imposées par le BAEL.91mod99 :

Poutre principales:  $A_{min} = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 40 \times 36.5 = 1.76 \text{ cm}^2$

Poutre secondaires:  $A_{min} = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 35 \times 31.5 = 1,33 \text{ cm}^2$

- **ELU**

- **En travée :**

Le calcul du ferrailage est en flexion simple :

$B = 40 \times 35 \text{ cm}^2$  (poutre porteuse), sens transversal ;  $h = 0,40 \text{ m}$  ;  $b = 0,35 \text{ m}$  ;

$d = 0,9 \times h = 0,9 \times 0,40 = 0,36 \text{ m}$ .

$M_{ult} = 50,67 \text{ KN.m}$

**D'après le B.A.E.L 91 :**

$d = 0,9 \times 0,40 = 0,36 \text{ m}$

$\mu = M_u / (b \cdot d^2 \cdot f_{bu})$

$\mu = 50,67 \times 10^{-3} / (0,40 \times 0,36^2 \times 14,2) = 0,0688 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$ .

$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 0,089$

$Z = d (1 - 0,4 \cdot \alpha) = 0,34 \text{ m}$ .

$A_s = \frac{50,67 \times 10^3}{0,34 \times 348 \times 10^2} = 4,28 \text{ cm}^2$

$A_t = \max(A_s, A_{min}, A'_{min}) = 6,12 \text{ cm}^2$

➤ **Choix des armatures :**

**6 HA 12** donc  $A_{adopte} = 6,79 \text{ cm}^2$

- **ELS :**

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

$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$  avec:  $\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{50,67}{36,81} = 1,37$

$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{1,37 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,435$

$\alpha = 0,136 \leq \bar{\alpha} = 0,435 \dots \dots \dots CV$ .

- **Sur appuis :**

- **ELU**

$M_{ula} = 50,46 \text{ KN.m}$

$\mu = M_u / (b \cdot d^2 \cdot f_{bu})$

$\mu = 50,46 \times 10^{-3} / (0,40 \times 0,36^2 \times 14,2) = 0,0685 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$ .

$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 0,0897$

$Z = d (1 - 0,4 \cdot \alpha) = 0,34 \text{ m}$ .

$A_s = \frac{50,46 \times 10^3}{0,30 \times 348 \times 10^2} = 4,25 \text{ cm}^2$

$$A_t = \max(A_s, A_{\min}, A'_{\min}) = 6.12 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des armatures :**

➤ **6 HA 12** donc  $A_{\text{adopte}} = 6.79 \text{ cm}^2$

• **ELS :**

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

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec: } \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{50.46}{36.55} = 1,38$$

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{1,38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,435$$

$$\alpha = 0,135 \leq \bar{\alpha} = 0,435 \dots \dots \dots CV.$$

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL.91 (art A.5.1)**

Fissuration non préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0.2 \frac{F_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right) = 3,33MPa$$

$$V_u = 66,21KN$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{66,21 \cdot 10^3}{300 \times 360} = 0,61MPa$$

Donc :

$$\tau_u = 0,61MPa \leq \bar{\tau}_u = 3.33MPa \dots \dots \dots cv$$

➤ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (BAEL.91 Art 521) :**

$$V_u \leq 0,267 \cdot a \cdot b \cdot f_{c28}$$

Avec :

$$a = 0,9 \times d = 0,9 \times 31.5 = 28.35 \text{ cm}$$

$$V_u = 40.75KN < 848,80KN$$

Donc : pas d'influence de l'effort tranchant ou voisinage d'appuis.

➤ **Vérification de la f**

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{17.10}{50} \geq \frac{36.81}{10 \times 10,35} \Rightarrow 0,345 \geq 0,108 \dots \dots \dots cv$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{17.10}{50} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0,34 \geq 0,062 \dots \dots \dots cv.$$

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{F_e}; \Rightarrow \frac{6.79}{40 \times 36} \leq \frac{4.2}{400} \Rightarrow 0.0047 \leq 0.0105 \dots \dots \dots \text{cv}$$

➤ **Les armatures transversales:**

Choix du diamètre :

Telle que :  $\phi_t \leq \min\left(\phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right)$  **BAEL91 (article H.III.3)**

$$\phi_t \leq \min\left(14; \frac{170}{35}; \frac{400}{10}\right) = \phi_t \leq \min(14; 4.85; 40)$$

Donc on prend  $\phi_t = 8 \text{ mm}$  de nuance d'acier FeE400

❖ **Calcul d'espacement des cadres:**

D'après le RPA 99/ version2003 (Art 7.5.2.2) on a :

- **zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t; 30\text{cm}\right) \Rightarrow S_t \leq \min(8.75; 9.6; 30\text{cm})$$

On prend  $S_t = 8 \text{ cm}$

- **zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 17.5 \text{ cm}; \text{ on prend } S_t = 15\text{cm}$$

➤ **La section de ferrailage transversal :**

D'après BAEL91 Art A .5.1.2.2) :

$$A_t \geq 0,4 \cdot b \cdot \frac{S_t}{f_e} \Rightarrow A_t \geq 0,4 \times 40 \times \frac{15}{400} = 0,6 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA 99/ version2003 (Art 7.5.2.2) :

$$A_{t.min} = 0,003 \cdot S_t \cdot b = 0,003 \times 15 \times 40 = 1,8 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des armatures :**

$$A_t \geq \max(A_t^{BAEL}; A_t^{RPA}) \Rightarrow A_t \geq \max(0,6; 1,8)$$

$$A_t = 1,8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_t = 4\emptyset 8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

❖ **Longueur de recouvrement :**

La longueur minimale de recouvrement est de :

$$L_r = 40\emptyset$$

**Calcul les armatures longitudinales selon BAEL91 mod99 :**

Les résultats de calcul à l'E.L.U sont résumés dans le tableau suivant :

Poutres	Position	$M_{max}$ (KN.m)	B	D	$\mu$	$\alpha$	Z (cm)	$A_t$ (cm <sup>2</sup> )
P.Principales (35×35)	Travée	50.67	35	31.5	0,102	0,136	30	6.12
	Appuis	50.46	35	31.5	0,102	0,130	30	6.12
P.Secondaires (35×35)	Travée	20	35	31.5	0,044	0,052	30	1.91
	Appuis	88.46	35	31.5	0,179	0,204	28	8.47

Tableau V.3. Les résultats de calculs les **Tableau V.3.** armatures longitudinales a l'ELU

#### Vérification vis-à-vis de l'état limite de service :

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Poutres	Position	$\gamma$	$f_{c28}$	$\bar{\alpha}$	$\alpha$	$\alpha \leq \bar{\alpha}$
P.Principales (40×35)	Travée	1,37	25	0,435	0,136	Cv
	Appuis	1.38	25	0,435	0,130	Cv
P.Secondaires (35×35)	Travée	1,37	25	0,435	0,052	Cv
	Appuis	1,38	25	0,435	0,204	Cv

Tableau V.4. Vérification a l'ELS

Poutres	Position	$A_{min}(cm^2)$		$A_s$ ( $cm^2$ )	Barres choisis	$A_l$ ( $cm^2$ )	Longueur de recouvrement (cm)
		B.A.E. L	R.P.A				
P.Principales (40×35)	Travée	1,33	6.12	4.85	6HA12	6.79	32
	Appuis	1,33	6.12	4.83	6HA12	6.79	32
P.Secondaires (35×35)	Travée	1,33	6.12	1.91	6HA12	6.79	32
	Appuis	1,33	6.12	8.47	6HA12	6.79	32

*Tableau V.5. Tableau récapitulation des ferrillages des poutres*

**Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{F_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right)$$

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants

Poutres	$V_{u.mas}$ $kn$	$\tau$	$\bar{\tau}$	$\tau \leq \bar{\tau}$
P.Principales	66.21	0,61	3,33	OUI
P.Secondaires	40.75	0,43	3,33	OUI

*Tableau V.6. Vérification de la contrainte de cisaillement*

V.3.1.4. Schéma de ferrailage des poutres :

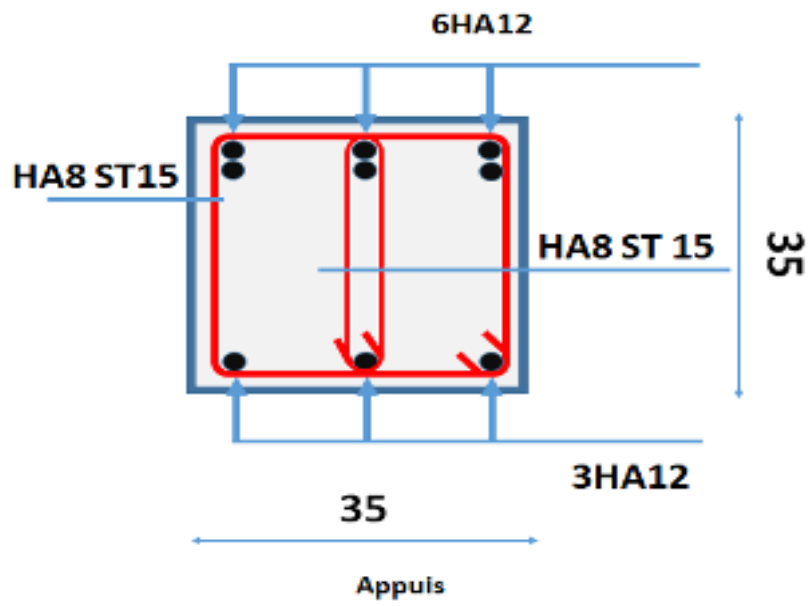


Figure.V.1 : Schéma de ferrailage des poutres principales.

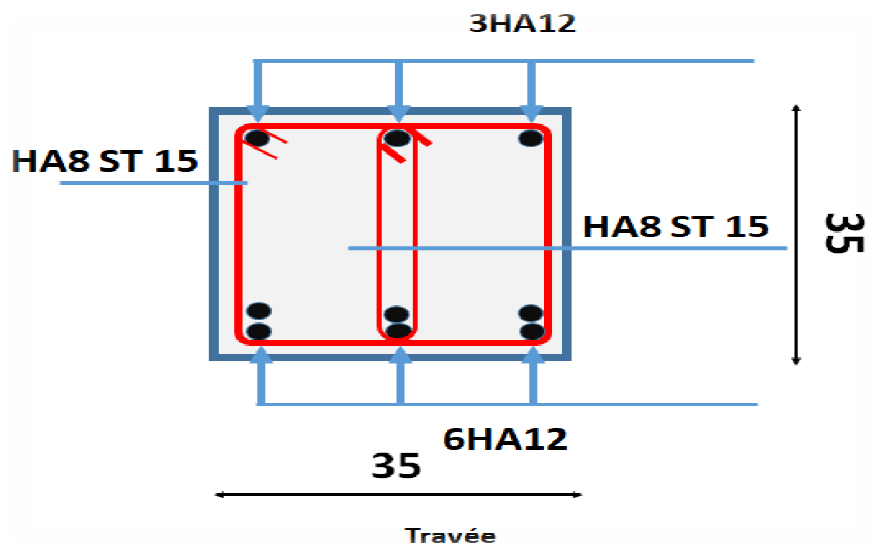


Figure.V.2 : Schéma de ferrailage des poutres principales.

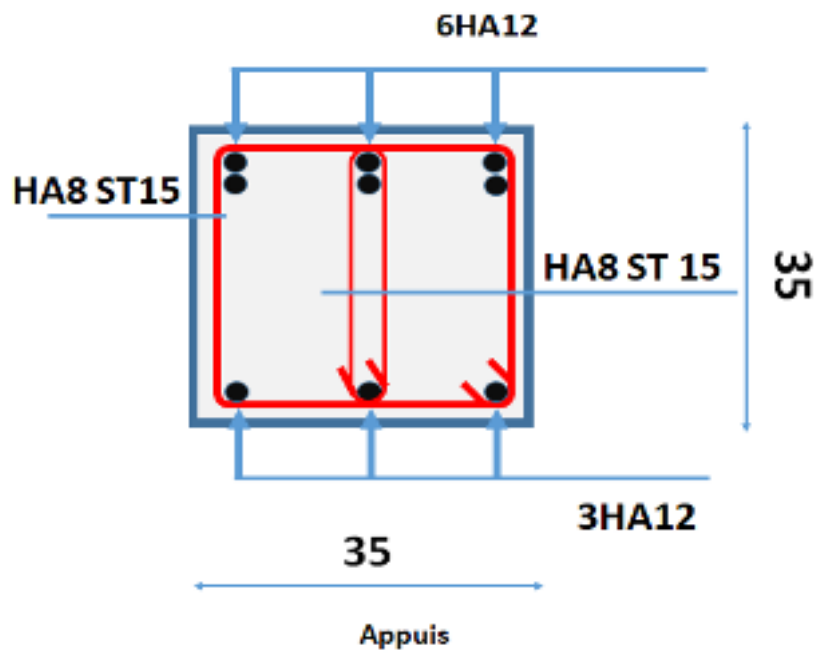


Figure.V.3: Schéma de ferrailage des poutres secondaires.

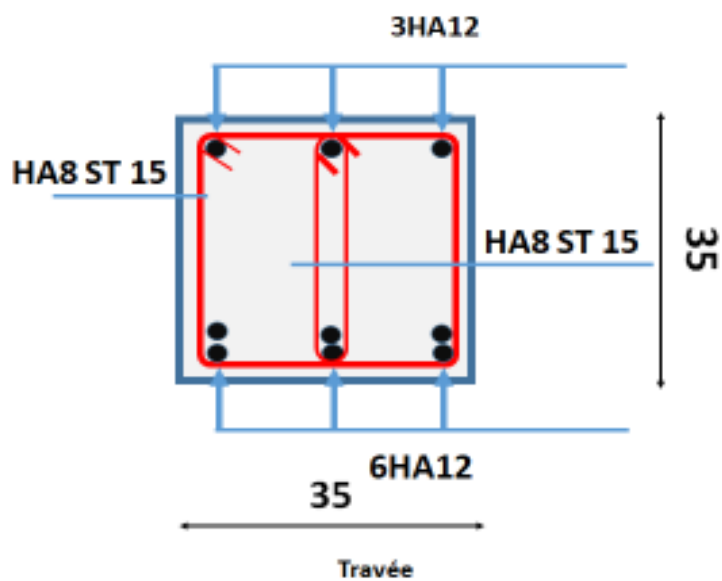


Figure.V.4: Schéma de ferrailage des poutres secondaires.

**V.3.2. Les poteaux :****V.3.2.1. Introduction:**

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des effets des poutres vers Les fondations, est soumis à un effort normale N et à un moment de flexion M dans les deux sens longitudinale et transversal, donc ils sont calculés en flexion composée.

Les poteaux sont soumis aux efforts suivants :

- Effort normal ;
- Effort tranchant ;
- Moment fléchissant.

Le calcul se fait avec les combinaisons suivantes :

Combinaison fondamentale :

$$E.L.U : 1.35G + 1.5Q$$

Combinaison accidentelle :

$$G + Q + E$$

$$0.8G \pm E$$

La section d'armature obtenue par :  $A = \max (A_{\text{cal}} , A_{\text{BAEL}} , A_{\text{RPA}})$

**V.3.2.2. Armatures transversales:**

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e}$$

➤ **Le rôle des armatures transversales consiste à:**

Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.

Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.

Positionner les armatures longitudinales.

➤ **Détermination de la zone nodale:**

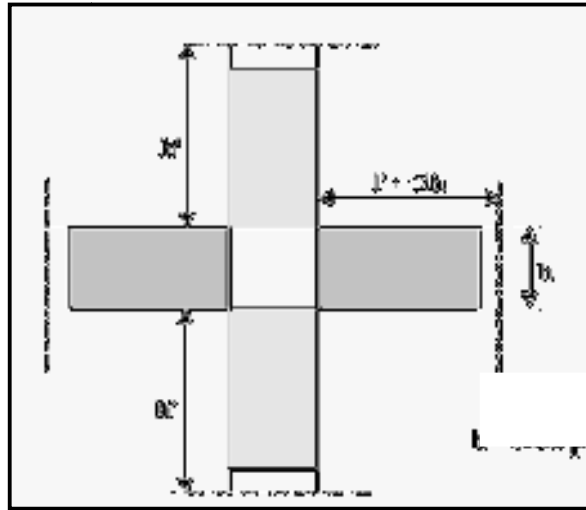


Figure.V.5 : zone nodales

La zone nodale est constituée par les nœuds poteaux-poutres

$$L' = 2h$$

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

**Recommandation des règles BAEL91 :**

**La section d'armatures longitudinales minimales (art A.8.1, 2) :**

- La section des armatures longitudinales :  $A_{\min \text{BAEL}} \geq (4 \text{ cm}^2 ; 0.22\% B)$  ;
- La distance maximale de deux armatures voisines sur une même face est au plus égale :  $a + 10 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}$ .

a : La longueur du petit coté du rectangle.

**BAEL91 : (Art A.8.1, 3) :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_1}{3}$$

L'espacement des armatures transversales est au plus égal à :

- 15 fois le diamètre des barres longitudinales prises en compte dans le calcul ;
- 40 cm ;
- la plus petite dimension de la pièce (mesurée sur la section) augmentée de 10 cm.

**Condition de non fragilité : BAEL91 (art A.4.2) :**

$$\rho \geq 0.23 \frac{f_{tj}}{f_e} \quad \text{avec} \quad \rho = \frac{A_s}{b \times d}$$

$$A_s \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

**V.3.2.3. Calcul de ferrailage des poteaux :**

Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des moments fléchissant et à des efforts tranchants, ils seront donc calculés en flexion composée, avec un cas de fissuration jugé peu nuisible à l'ELU de stabilité de forme, on considérant les sollicitations suivants :

$N_{\max}$  → M correspondant

$M_{\max}$  → N correspondant

$N_{\min}$  → M correspondant

Les armatures sont calculées obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens pour les cas suivants :

Situation	$\gamma_b$	$\gamma_s$	$\sigma_{bc}$ (Mpa)	$f_{c28}$ (Mpa)	$\sigma_s$ (Mpa)
Situation durable	1.5	1.15	14.17	25	348
Situation accidentelle	1.15	1.00	21.74	25	400

*Tableau V.7 : Coefficient de sécurité et Caractéristiques mécaniques.*

**V.3.2.4. Exemple du calcul :**

Les sollicitations internes des poteaux sont données par le logiciel **ROBOT2014**,

Les résultats obtenus données par le tableau suivant :

COMBINAISONS	ELU		0,8G±E		G+Q ±E		ELS	
	$N_{\max}$ (KN)	$M_{\text{core}}$ (N.m)	$N_{\min}$ (KN)	$M_{\text{core}}$ (N.m)	$M_{\max}$ (N.m)	$N_{\text{core}}$ (KN)	$N_{\max}$ (KN)	$M_{\text{core}}$ (N.m)
<b>Poteau (40x35)</b>	219,4	40,92	84,87	67,55	55,88	171,62	158,51	29,51

- Pour les poteaux de RDC.

L = 3.91 m : Hauteur totale du poteau.

**V.2.1. Ferrailage longitudinal :**

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes :

Avec la combinaison (1.35G + 1.5Q) on a :

$$(N_{\max} = 1680.25 \text{ KN} ; M_{\text{corr}} = 24,65 \text{ KN.m})$$

Avec la combinaison (G + Q + E<sub>y</sub>) on a :

$$(M_{\max} = 130,73 \text{ KN.m} ; N_{\text{corr}} = 392,62 \text{ KN})$$

**Cas 01 :**

Avec la combinaison (1.35G + 1.5Q) on a :

$$(N_{\max} = 1680.25 \text{ KN} ; M_{\text{corr}} = 24,65 \text{ KN.m})$$

➤ **ELU :**

Les sections soumises à un effort de compression sont justifiées vis-à-vis de l'ELU de stabilité de forme conformément à l'article A.4.3, 5 du BAEL91 en adoptant une excentricité totale de calcul:

$$e = e_1 + e_2$$

$$e_1 = e_a + e_0$$

$e_a$  : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (après exécution), qui s'ajoute à l'excentricité résultant des efforts appliqués ;

$e_1$  : Excentricité (dite du premier ordre) de la résultante des contraintes normales, y compris l'excentricité additionnelle;

$e_2$  : Excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_a = \max\left(2 \text{ cm} ; \frac{L}{250}\right) = \max\left(2 \text{ cm} ; \frac{391}{250}\right) = \max(2 \text{ cm} ; 1.564 \text{ cm}) = 2 \text{ cm}$$

$$e_0 = \frac{M_{\text{corr}}}{N_{\max}} = \frac{24,65}{1680.25} = 0.01 \text{ m}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 0.01 + 0.02 = 0.03 \text{ m}$$

On peut considérer les effets du second ordre d'une manière forfaitaire :

$$\text{si : } \frac{L_f}{h} < \max\left(15 ; \frac{20e_1}{h}\right)$$

$L_f$  : Longueur de flambement du poteau

$$L_f = 0.7 \times L_0 = 0.7 \times 391 = 273.2 \text{ cm} = 2.732 \text{ m}$$

$$\frac{2.732}{0.5} < \max\left(15; \frac{20 \times 0.03}{0.5}\right) \Rightarrow 4.284 < \max(15; 1.2) = 15 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Donc : les effets du second ordre doivent être considérés d'une manière forfaitaire :

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} \times (2 + \alpha\phi)$$

$\Phi$  : Le rapport de la déformation finale due au fluage, à la déformation instantanée sous la charge considérée ; ce rapport est généralement pris égale à 2.

$\alpha$  : Le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-permanentes, au moment total du premier ordre, Le coefficient  $\alpha$  est compris entre 0 et 1.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{1.06}{1.06 + 0.12} = 0.898$$

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} \times (2 + \alpha\phi) = \frac{3 \times 2.732^2}{10^4 \times 0.5} \times (2 + 0.898 \times 2) = 0.15 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 = 0.03 + 0.15 = 0.18 \text{ m}$$

$$e_A = e + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0.18 + \left(0.36 - \frac{0.5}{2}\right) = 0.29 \text{ m}$$

Les sollicitations corrigées deviennent ainsi :  $N_u$  inchangé ,  $M_A = N_{\max} \times e_A$

$$N_u = 1680.25 \text{ KN} ; M_A = 1680.25 \times 0.29 = 487.27 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = 0.05 \text{ m} < \frac{h}{2} - c = \frac{0.4}{2} - 0.02 = 0.2 \text{ m}$$

Donc le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section ;

$N$  : est un effort de compression ;

$$M_1 \leq M_2$$

$$M_1 = N(d - c) - M_A$$

$$M_1 = 1680.25 \times (0.36 - 0.02) - 487.27 = 354.05 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = \left(0.337 - 0.81 \frac{c}{h}\right) bh^2 \sigma_{bc}$$

$$M_2 = \left(0.337 - 0.81 \frac{0.02}{0.4}\right) 0.35 \times 0.4^2 \times 14.2 \times 10^3 = 454.4 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_1 = 354.05 \text{ KN.m} \leq M_2 = 454.4 \text{ KN.m} \dots \dots \dots$$

Donc, on dit que la section est entièrement comprimée.

$$\text{Si : } N(d - c) - M_A \geq (0.5h - c)b \times h \times \sigma_{bc}$$

$$A'_{s1} = \frac{M_A - (d - 0.5h) \times b \times h \times \sigma_{bc}}{(d - c) \times \sigma'_{s1}}$$

$$A'_{s2} = \frac{N - b \times h \times \sigma_{bc}}{\sigma'_{s2}}$$

Si :  $N(d - c) - M_A \leq (0.5h - c)b \times h \times \sigma_{bc}$

$A'_{s2} < 0 \Rightarrow A'_{s2} = 0$

$$A'_{s1} = \frac{N - \Psi \times b \times h \times \sigma_{bc}}{\sigma'_{s1}}$$

On calcule  $\sigma'_{s1}$  d'après la valeur de  $\epsilon'_s$  :

$$1000\epsilon'_s = 2 + \sqrt{1 - \Psi} \left( 3.437 - 8.019 \frac{c}{h} \right)$$

Avec :

$$\Psi = \frac{1}{0.8571 - \frac{c}{h}} \left[ 0.3571 + \frac{N(d - c) - M_A}{b \times h^2 \times \sigma_{bc}} \right]$$

$N(d - c) - M_A \geq (0.5h - c)b \times h \times \sigma_{bc}$

$1680.25 \times (0.36 - 0.02) - 354.05 \geq (0.4 \times 0.5 - 0.02) \times 0.35 \times 0.4 \times 14.2 \times 10^3$

$368.45 \text{ KN.m} \geq 710 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{NON}$

Donc :  $A'_{s2} = 0$

Donc on calcul  $\Psi$  :

$$\Psi = \frac{1}{0.8571 - \frac{0.05}{0.4}} \left[ 0.3571 + \frac{1680.25(0.36 - 0.02) - 354.05}{0.35 \times 0.4^2 \times 14.2 \times 10^3} \right] = 0.856$$

$$1000\epsilon'_s = 2 + \sqrt{1 - 0.856} \left( 3.437 - 8.019 \frac{0.02}{0.4} \right) = 3$$

$1000\epsilon_1 = 1.739$

$1000\epsilon'_s > 1000\epsilon_1 \dots \dots \dots \text{Oui}$

$$\sigma'_{s1} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A'_{s1} = \frac{N - \Psi \times b \times h \times \sigma_{bc}}{\sigma'_{s1}} = \frac{480,25 - 0.856 \times 0.35 \times 0.4 \times 14.2 \times 10^3}{348 \times 10^3}$$

$A'_{s1} = 0.079 \text{ cm}^2$

➤ **Cas 02 :**

Avec la combinaison (G + Q + E<sub>y</sub>) on a :

$$(M_{\max} = 130,73 \text{ KN.m} ; N_{\text{corr}} = 392.62 \text{ KN})$$

e <sub>0</sub> (m)	e <sub>a</sub> (m)	e <sub>1</sub> (m)	e <sub>2</sub> (m)	e(m)	e <sub>A</sub> (m)
0.33	0.02	0.35	0.0095	0.15	0.35
N(KN)			M <sub>A</sub> (KN.m)		
392.62			110.45		

*Tableau V.8: Calcul du moment fictif du poteau cas 02.*

$$e_0 = 0.12 \text{ m} < \frac{h}{2} - c = \frac{0.4}{2} - 0.05 = 0.15 \text{ m}$$

Le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section ;

N : est un effort de compression ;

$$M_1 \leq M_2$$

$$M_1 = N(d - c) - M_A$$

$$M_1 = 392.62 \times (0.36 - 0.02) - 110.45 = 58.37 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = \left(0.337 - 0.81 \frac{c}{h}\right) bh^2 \sigma_{bc}$$

$$M_2 = \left(0.337 - 0.81 \frac{0.02}{0.4}\right) 0.35 \times 0.4^2 \times 21.74 \times 10^3 = 695.65 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_1 = 58.37 \text{ KN.m} \leq M_2 = 695.65 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{OUI}$$

Donc, on dit que la section est partiellement comprimée.

On calcul en flexion simple.

$$M_A = 110.45 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \gamma_b}\right) = \left(\frac{0.85 \times 25}{0.85 \times 1.15}\right) = 21.74 \text{ Mpa. (BAEL91 (art A. 4. 3, 41))}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$\varepsilon_1 = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s} = \frac{400}{1 \times 2 \times 10^5} = 0.002 ; E_s = 2 \times 10^5 \text{ Mpa}$$

$$\alpha_1 = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \varepsilon_1} = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times 0.002} = 0.636$$

$$\mu_1 = 0.8 \alpha_1 (1 - 0.4 \alpha_1) = 0.379$$

$$\mu = \frac{M_A}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{110.45 \times 10^3}{21.74 \times 35 \times 36^2} = 0.112$$

$\mu = 0.112 < \mu_1 = 0.379 \Rightarrow$  section sans armatures comprimée.

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.148$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.940$$

$$A_f = \frac{M_A}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{110.45 \times 10^3}{0.940 \times 36 \times 400} = 8.15 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{cal}} = A_f - \frac{N}{100\sigma_s} = 8.15 - \frac{392.62 \times 10^3}{100 \times 400} = -1.66 \text{ cm}^2 < 0$$

On prend :  $A_{\text{cal}} = 0 \text{ cm}^2$

➤ **Cas 03 :**

Avec la combinaison (0.8G – E<sub>y</sub>) on a :

(N<sub>min</sub> = 153,11 KN ; M<sub>corr</sub> = 158,68 KN.m)

e <sub>0</sub> (m)	e <sub>a</sub> (m)	e <sub>1</sub> (m)	e <sub>2</sub> (m)	e(m)	e <sub>A</sub> (m)
0.68	0.02	0.7	0.01	0.71	0.91
<b>N(KN)</b>			<b>M<sub>A</sub>(KN. m)</b>		
153,11			52.21		

*Tableau V.9 : Calcul du moment fictif du poteau cas 03.*

$$e_0 = 0.68 \text{ m} > \frac{h}{2} - c = \frac{0.4}{2} - 0.02 = 0.2 \text{ m}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section ;

Donc, on dit que la section est partiellement comprimée.

On calcul en flexion simple.

M <sub>A</sub> (KN. m)	M	A	B	A <sub>f</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )
52.21	0.03	0.08	0.985	3.67	1.88

*Tableau V.10: calcul de ferrailage pour le poteau cas 03.*

- **Vérification des sections:**
- ✓ **RPA99version2003**

D'après l'RPA99 on a le pourcentage minimal des armatures longitudinales.

$$A_s = 0.8\%(b.h) = 0.008 \times 35 \times 40 = 11.2 \text{ cm}^2$$

- ✓ **BAEL 91 :**

a) **Condition de non fragilité : art A.4.2 :**

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 35 \times 36 \times \frac{2.1}{400} = 1.52 \text{ cm}^2$$

b) **Armatures longitudinales (art A.8.1, 2) :**

$$A_{\min \text{BAEL}} \geq (4 \text{ cm}^2 ; 0.2\% B) = (4 \text{ cm}^2 ; 5) = 5 \text{ cm}^2$$

Section de ferrailage (cm <sup>2</sup> ) poteau (40*50)				
A <sub>cal(max)</sub>	A <sub>s(RPA)</sub>	A <sub>s(BAEL)</sub>	A <sub>s</sub>	A <sub>(adop)</sub>
1.88 cm <sup>2</sup>	11.2cm <sup>2</sup>	5 cm <sup>2</sup>	16 cm <sup>2</sup>	4HA16+4HA14=14.20 cm <sup>2</sup>

Tableau V.11 : Section de ferrailage du poteau

#### V.2.1.2. Vérification à l'état limite de service :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (N<sub>ser</sub> ; M<sub>ser</sub>), La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers tendus.

Le type et le nombre d'armatures choisies seront acceptables si la condition suivante est vérifiée.

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_b$$

Avec:

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} \quad \text{(BAEL91 (art A.4.5, 2))}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

Avec :

$$b = 40 \text{ cm} ; \quad h = 40 \text{ cm} ; \quad \eta = 15 ; \quad A' = 0 \text{ cm}^2 ; \quad A = 14.20 \text{ cm}^2$$

$$d = 36 \text{ cm} ; \quad c = 2 \text{ cm}$$

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{17,71}{345,23} = 0.049 \text{ m} = 4.9 \text{ cm}$$

$$S = b \times h + 15A = 40 \times 40 + 15(14.20) = 1813.15 \text{ cm}^2$$

$$X_G = 15 \left[ \frac{A' \left( \frac{h}{2} - c \right) - A \left( d - \frac{h}{2} \right)}{b \times h + 15(A + A')} \right] = 15 \left[ \frac{0 - 14.20 \left( 36 - \frac{40}{2} \right)}{40 \times 40 + 15(14.20)} \right] = -2.20 \text{ cm}$$

$$I = \left( \frac{bh^3}{12} \right) + bhX_G^2 + 15 \left[ A' \left( \frac{h}{2} - c - X_G \right)^2 + A \left( d - \frac{h}{2} + X_G \right)^2 \right]$$

$$I = \left( \frac{40 \times 40^3}{12} \right) + 40 \times 40(-2.2)^2 + 15 \left[ 0 + 14.20 \left( 45 - \frac{40}{2} + (-2.2) \right)^2 \right]$$

$$I = 630884.42 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser}(e - X_G) \left( \frac{h}{2} - X_G \right)}{I} = M_{pa}$$

$$\sigma_{sup} = \frac{345,23 \times 10}{1813.56} + \frac{345,23(4.9 + 2.2) \left( \frac{40}{2} + 2.2 \right) 10}{630884.42} = 12.1 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sup} = 12.1 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{N_{ser}(e - X_G) \left( \frac{h}{2} - X_G \right)}{I}$$

$$\sigma_{inf} = 3.45 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

### V.2.1.3. Armatures transversales :

#### ➤ Vérification du poteau à l'effort tranchant :

On prend l'effort tranchant max et on généralise les nervures d'armatures pour tous les poteaux.

$$V_{max} = 61.52 \text{ KN}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{61.52 \times 10}{40 \times 36} = 0.34 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right) = \min \left( 0.2 \times \frac{25}{1.5} ; 5 \text{ Mpa} \right) = \min(3.33 \text{ Mpa} ; 5 \text{ Mpa})$$

$$\tau_u = 0.34 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Calcul des armatures transversales :**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e} \dots \dots \dots \text{RPA.90 Version.2003 Article (7.4.2.2)}$$

- $V_u$  : effort tranchant de calcul

- $h_1$  : hauteur total de la section brute.

- $f_e$  : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

- $\rho_a$  : coefficient correcteur (tient compte de la rupture).

- $t$  : espacement des armatures transversales dont la valeur maximale.

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Si } \lambda_g \geq 5 \Rightarrow \frac{A_{t,\min}}{t \cdot b_1} = 0,3\% \\ \text{Si } \lambda_g \leq 3 \Rightarrow \frac{A_{t,\min}}{t \cdot b_1} = 0,8\% \\ \text{Si } 3 < \lambda_g < 5 \Rightarrow \frac{A_{t,\min}}{t \cdot b_1} = \text{interpoler entre les valeurs limites précédentes} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Si } \lambda_g \geq 5 \Rightarrow \rho_a = 3,75 \\ \text{Si } \lambda_g < 5 \Rightarrow \rho_a = 2,50 \end{array} \right.$$

$\lambda_g$ : est l'élançement géométrique du poteau .

D'après le RPA99 Version 2003 L'Article (7.4.2.2).

$$\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec :

- $a \times b$  : la section droite du poteau dans la direction de déformation

- $l_f$  : longueur de flambement du poteau.

$$-L_f = 0,7 \times l_0 = 2,38 \text{ m}$$

$$-\lambda_g = \frac{l_f}{h} = \frac{238}{40} = 5,91$$

Donc :

$3 < \lambda_g < 6$  : interpoler entre les valeurs limites précédentes

➤ **Condition d'espacement : d'après RPA99 (7.4.2.2) :**

En zone courante :  $t' \leq 15\phi_1 = 15 \times 1.6 = 24 \text{ cm}$

En zone nodale :  $t \leq \min(10\phi_1 ; 15 \text{ cm}) = \min(10 \times 1.6 ; 15 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$

**BAEL91 : (Art A.8.1, 3) :**

L'espacement des armatures transversales est au plus égal à :

$$S_t \leq \min(15 \times 1.6 ; 40 \text{ cm} ; 40 + 10) = \min(24 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} ; 50 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 24 \text{ cm}$$

On adopte un espacement de 10 cm en zone nodale et 15 cm en zone courante.

$$\phi_t \geq \frac{\phi_1}{3} = \frac{20}{3} = 6.67 \text{ mm}$$

➤ **Zone nodale:**

$$\lambda_g = 5.91 < 6$$

$$\rho = 3.75$$

$$t < \min(10\phi, 15 \text{ cm})$$

$$t = 15$$

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e} \Rightarrow A_t = \frac{\rho \times V_u \times t}{h_1 \times f_e} = \frac{5.91 \times 61.52 \times 15 \times 10}{40 \times 400} = 2.05 \text{ cm}^2$$

La quantité d'armatures minimale  $\left(\frac{A_t}{t \times b_1}\right)$  est donnée par :

Par l'interpolation si  $3 < \lambda_g < 5$

$$\begin{cases} 0.3 \% \rightarrow \lambda_g = 5 \\ x \% \rightarrow \lambda_g = 5.91 \Rightarrow x = 0.743\% \\ 0.8 \% \rightarrow \lambda_g = 3 \end{cases}$$

$$\frac{A_t}{t \times b_1} = 0.743\% \Rightarrow A_t = 0.743\% \times t \times b_1 = 0.743\% \times 15 \times 40 = 4.445 \text{ cm}^2$$

➤ **Détermination de la zone nodale :**

La zone nodale est constituée par les nœuds poteaux-poutres :

$$h = 40 - C = 40 - 2 = 38$$

$$L' = 2 \times h = 2 \times 38 = 76 \text{ cm}$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{266}{6} ; 40 ; 40 ; 60 \text{ cm}\right)$$

$$h' = 60 \text{ cm}$$

$$N^{\text{br}}(\text{espacement}) = \frac{h'}{t} = \frac{60}{10} = 6 \Rightarrow N^{\text{br}}(\text{barres}) = 6 + 1 = 7$$

$$\text{On prend : } A_t = 7 \text{ HA } 8 = 3.52 \text{ cm}^2$$

➤ **Zone courante :**

$$\lambda_g = \left(\frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b}\right) = \frac{0.7 \times 300}{40} = 4.25 < 5$$

$$\rho = 3.75$$

$$\frac{A_t}{t'} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e} \Rightarrow A_t = \frac{\rho \times V_u \times t'}{h_1 \times f_e} = \frac{3.75 \times 14.99 \times 10 \times 15}{40 \times 400} = 1.73 \text{ cm}^2$$

La quantité d'armatures minimale  $\left(\frac{A_t}{t'} \times b_1\right)$  est donnée par :

Par l'interpolation si  $3 < \lambda_g < 5$

$$\begin{cases} 0.3 \% \rightarrow \lambda_g = 5 \\ x \% \rightarrow \lambda_g = 4.25 \Rightarrow x = 0.708\% \\ 0.8 \% \rightarrow \lambda_g = 3 \end{cases}$$

$$\frac{A_t}{t' \times b_1} = 0.708\% \Rightarrow A_t = 0.708\% \times t' \times b_1 = 0.708\% \times 15 \times 40 = 4.24 \text{ cm}^2$$

$$h(\text{courante}) = h_e - 2h' = 300 - 120 = 180 \text{ cm}$$

$$N^{\text{br}}(\text{espacement}) = \frac{h}{t'} = \frac{180}{15} = 12 \Rightarrow N^{\text{br}}(\text{barres}) = 12 + 1 = 13$$

$$\text{On prend : } A_t = 13 \text{ HA } 8 = 6.53 \text{ cm}^2$$

Les cadres doivent être fermées par des crochés à 135°, ayant une longueur de :

$$10\phi_t = 10 \times 0.8 = 8 \text{ cm}$$

**Longueur de recouvrement :**

$$L_r^{\text{min}} = 40 \times \phi_{L\text{min}} = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$$

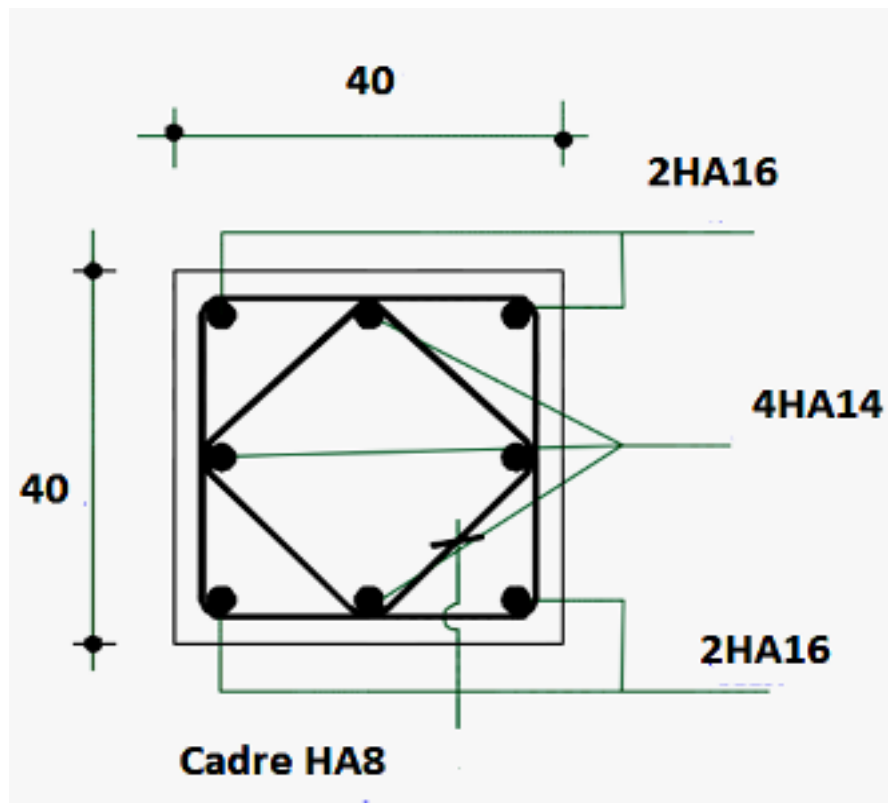


Figure V.6 : ferrailage du poteau (40×40)

### V.2.3. Le poteau de (dimension 40\* 35) :

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \quad ; \quad f_e = 400 \text{ Mpa}$$

:

### VI.2.3. Le poteau de (dimension 40\* 35) :

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \quad ; \quad f_e = 400 \text{ Mpa}$$

$$d = 0.9h = 0.9 \times 40 = 36 \text{ cm} \quad \text{on prend: } d = 36 \text{ cm}$$

$$\text{et } c(\text{l'enrobage}) = 2 \text{ cm}$$

$$L = 3.06 \text{ m} : \text{Hauteur totale du poteau.}$$

#### V.2.3.1. Ferrailage longitudinal :

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes :

Avec la combinaison (1.35G + 1.5Q) on a :

$$(N_{\max} = 728.18 \text{ KN} \quad ; \quad M_{\text{corr}} = 29.95 \text{ KN.m})$$

Avec la combinaison (G + Q + E<sub>y</sub>) on a :

$$(M_{\max} = 90.80 \text{ KN.m} ; N_{\text{corr}} = 232.37 \text{ KN})$$

Avec la combinaison (0.8G – E<sub>y</sub>) on a :

$$(N_{\min} = 138.54 \text{ KN} ; M_{\text{corr}} = 170.58 \text{ KN.m})$$

➤ **Cas 01 :**

Avec la combinaison (1.35G + 1.5Q) on a :

$$(N_{\max} = 728.18 \text{ KN} ; M_{\text{corr}} = 29.95 \text{ KN.m})$$

e <sub>0</sub> (m)	e <sub>a</sub> (m)	e <sub>1</sub> (m)	e <sub>2</sub> (m)	e(m)	e <sub>A</sub> (m)
0.017	0.02	0.037	0.01	0.047	0.19
N(KN)			M <sub>A</sub> (KN.m)		
728.18			167.48		

**Tableau V.30 :** Calcul du moment fictif du poteau (30×40) cas 01.

$$e_0 = 0.019 \text{ m} < \frac{h}{2} - c = \frac{0.4}{2} - 0.02 = 0.18\text{m}$$

Donc le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section ;

N : est un effort de compression ;

Poteau (30*40)		
M <sub>1</sub> (KN.m)	M <sub>2</sub> (KN.m)	Condition
31.15	224.87	Vérifiée

**Tableau V.31 :** vérification de la section du poteau (30×40) cas 01.

Donc, on dit que la section est partiellement comprimée.

On calcul en flexion simple

M <sub>A</sub> (KN.m)	μ	A	β	A <sub>f</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )
167.48	0.226	0.311	0.841	15.06	0

**Tableau V.32 :** calcul de ferrailage pour le poteau (30×40) cas 01.

## ➤ Cas 02 :

Avec la combinaison (G + Q + E<sub>y</sub>) on a :

$$(M_{\max} = 90.80 \text{ KN.m} ; N_{\text{corr}} = 232.37 \text{ KN})$$

e <sub>0</sub> (m)	e <sub>a</sub> (m)	e <sub>1</sub> (m)	e <sub>2</sub> (m)	e(m)	e <sub>A</sub> (m)
1.06	0.02	1.11	0.01	1.13	1.28
N(KN)			M <sub>A</sub> (KN.m)		
232.37			53.44		

**Tableau V.33** : Calcul du moment fictif du poteau (30×40) cas 02.

$$e_0 = 1.12 \text{ m} > \frac{h}{2} - c = \frac{0.4}{2} - 0.02 = 0.18 \text{ m}$$

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

Donc, on dit que la section est partiellement comprimée.

On calcul en flexion simple.

M <sub>A</sub> (KN.m)	M	A	B	A <sub>f</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )
53.44	0.111	0.121	0.763	08.31	6.45

**Tableau V.34** : calcul de ferrailage pour le poteau (30×40) cas 02.

## ➤ Cas 03 :

Avec la combinaison (0.8G – E<sub>y</sub>) on a :

$$(N_{\min} = 138.54 \text{ KN} ; M_{\text{corr}} = 170.58 \text{ KN.m})$$

e <sub>0</sub> (m)	e <sub>a</sub> (m)	e <sub>1</sub> (m)	e <sub>2</sub> (m)	e(m)	e <sub>A</sub> (m)
5.23	0.02	5.20	0.01	5.24	5.47
N(KN)			M <sub>A</sub> (KN.m)		
138.54			31.86		

**Tableau V.35** : Calcul du moment fictif du poteau (30\*40) cas 03.

Donc, on dit que la section est partiellement comprimée.

On calcul en flexion simple

$M_A$ (KN.m)	M	A	B	$A_f$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )
31.86	0.05	0.07	0.844	4.46	4.22

**Tableau V.36 :** calcul de ferrailage pour le poteau (30×40) cas 03.

Section de ferrailage (cm <sup>2</sup> ) Poteau (30*40)				
$A_{cal}$ (max)	$A_s$ (RPA)	$A_s$ (BAEL)	$A_s$	$A_{(adop)}$
6.45 cm <sup>2</sup>	11.65 cm <sup>2</sup>	1.29 cm <sup>2</sup>	11.65 cm <sup>2</sup>	6HA14+2HA14=12.32 cm <sup>2</sup>

**Tableau V.37 :** Section de ferrailage du poteau (30×40).

### V.2.3.2. Vérification à l'état limite de service :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_b$$

Avec:

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} \quad \text{(BAEL91 (art A.4.5, 2))}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

Avec :

$$b = 30 \text{ cm} ; h = 40 \text{ cm} ; \eta = 15 ; A' = 0 \text{ cm}^2 ; A = 12.32 \text{ cm}^2$$

$$d = 36 \text{ cm} ; c = 2 \text{ cm}$$

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{21.74}{204.58} = 0.11 \text{ m} = 11 \text{ cm}$$

Poteau (30*40)					
e(cm)		S(cm <sup>2</sup> )	X <sub>G</sub> (cm)		I(cm <sup>4</sup> )
11		1822.13	-2.38		238345.12
$\sigma_{sup}$ (Mpa)	$\bar{\sigma}_b$ (Mpa)	Condition	$\sigma_{inf}$ (Mpa)	$\bar{\sigma}_b$ (Mpa)	Condition
11.09	15	Vérifiée	-5.93	15	Vérifiée

**Tableau V.38 :** vérification à l'ELS du poteau (30×40).

### V.2.3.3. Armatures transversales :

#### ➤ Vérification du poteau à l'effort tranchant :

On prend l'effort tranchant max et on généralise les nervures d'armatures pour tous les poteaux.

$$V_{max} = 63.56 \text{ KN}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{63.56 \times 10}{30 \times 36} = 0.58 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{Mpa}\right) = \min\left(0.2 \times \frac{25}{1.5} ; 5\text{Mpa}\right) = \min(3.33\text{Mpa} ; 5\text{Mpa})$$

$$\tau_u = 0.58 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.33\text{Mpa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Calcul d'armature transversal :**

Selon **RPA99** les armatures transversales des poteaux sont calculé à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

➤ **Condition d'espacement : d'après RPA99 (7.4.2.2) :**

En zone courante :  $t' \leq 15\phi_1 = 15 \times 1.4 = 21 \text{ cm}$

En zone nodale :  $t \leq \min(10\phi_1 ; 15 \text{ cm}) = \min(10 \times 1.4 ; 15 \text{ cm}) = 14 \text{ cm}$

- **BAEL91 : (Art A.8.1, 3) :**

L'espacement des armatures transversales est au plus égal à :

$$S_t \leq \min(15 \times 1.4 ; 30 \text{ cm} ; 40 + 10) = \min(21 \text{ cm} ; 30 \text{ cm} ; 50 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 21 \text{ cm}$$

On adopte un espacement de 10cm en zone nodale et 15cm en zone courante.

$$\phi_t \geq \frac{\phi_1}{3} = \frac{14}{3} = 4.66 \text{ mm}$$

➤ **Zone nodale:**

$$\lambda_g = \left(\frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b}\right) = \frac{0.7 \times 276}{30} = 4.44 < 5$$

$$\rho = 3.75$$

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e} \Rightarrow A_t = \frac{\rho \times V_u \times t}{h_1 \times f_e} = \frac{3.75 \times 63.56 \times 14 \times 10}{40 \times 400} = 2.08 \text{ cm}^2$$

La quantité d'armatures minimale  $\left(\frac{A_t}{t \times b_1}\right)$  est donnée par :

Par l'interpolation si  $3 < \lambda_g < 5$

$$\begin{cases} 0.3 \% \rightarrow \lambda_g = 5 \\ x \% \rightarrow \lambda_g = 4.44 \Rightarrow x = 0.741\% \\ 0.8 \% \rightarrow \lambda_g = 3 \end{cases}$$

$$\frac{A_t}{t \times b_1} = 0.741\% \Rightarrow A_t = 0.741\% \times t \times b_1 = 0.741\% \times 14 \times 30 = 3.11 \text{ cm}^2$$

**Détermination de la zone nodale :**

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{266}{6} ; 30 ; 40 ; 60 \text{ cm}\right)$$

$$h' = 60 \text{ cm}$$

$$N^{\text{br}}(\text{espacement}) = \frac{h'}{t} = \frac{60}{10} = 6 \Rightarrow N^{\text{br}}(\text{barres}) = 6 + 1 = 7$$

$$\text{On prend : } A_t = 7 \text{ HA } 8 = 3.52 \text{ cm}^2$$

➤ **Zone courante :**

$$\lambda_g = \left(\frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b}\right) = \frac{0.7 \times 276}{30} = 4.44 < 5$$

$$t' < 15\emptyset$$

$$\rho = 3.75$$

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e} \Rightarrow A_t = \frac{\rho \times V_u \times t}{h_1 \times f_e} = \frac{3.75 \times 63.56 \times 15 \times 15}{40 \times 400} = 3.35 \text{ cm}^2$$

La quantité d'armatures minimale  $\left(\frac{A_t}{t \times b_1}\right)$  est donnée par :

Par l'interpolation si  $3 < \lambda_g < 5$

$$\begin{cases} 0.3\% \rightarrow \lambda_g = 5 \\ x\% \rightarrow \lambda_g = 4.44 \Rightarrow x = 0.741\% \\ 0.8\% \rightarrow \lambda_g = 3 \end{cases}$$

$$\frac{A_t}{t \times b_1} = 0.741\% \Rightarrow A_t = 0.741\% \times t \times b_1 = 0.741\% \times 15 \times 30 = 3.34 \text{ cm}^2$$

$$h(\text{courante}) = h_e - 2h' = 266 - 120 = 146 \text{ cm}$$

$$N^{\text{br}}(\text{espacement}) = \frac{h}{t'} = \frac{146}{15} = 10 \Rightarrow N^{\text{br}}(\text{barres}) = 10 + 1 = 11$$

$$\text{On prend : } A_t = 11 \text{ HA } 8 = 5.53 \text{ cm}^2$$

➤ **Longueur de recouvrement :**

$$L_r^{\text{min}} = 40 \times \emptyset_{L_{\text{min}}} = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$$

Les cadres doivent être fermées par des crochets à  $135^\circ$ , ayant une longueur de :

$$10\emptyset_t = 10 \times 0.8 = 8 \text{ cm}$$

Schéma de ferrailage :

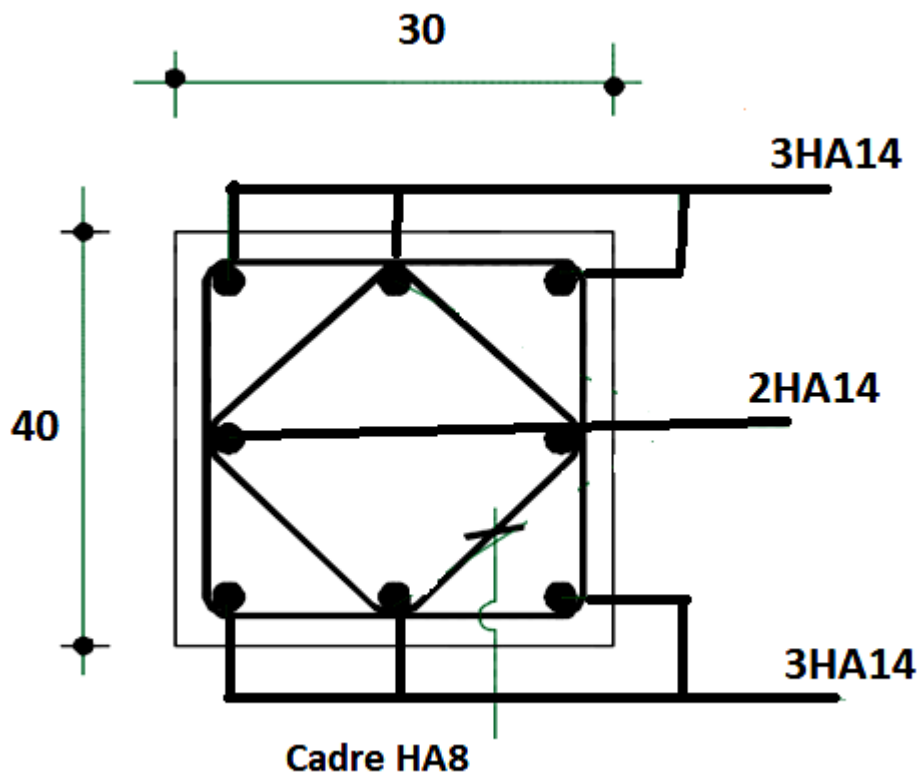


Figure V.10 : ferrailage du poteau (40.35)

### V.3. Etude des voiles :

#### Introduction :

Le voile ou le mur en béton armé est un élément de construction vertical surfacique coulé dans des coffrages à leur emplacement définitif dans la construction.

Ces éléments comprennent habituellement des armatures de comportement fixées forfaitairement et des armatures prises en compte dans les calculs.

On utilise les voiles dans tous les bâtiments quelle que soit leurs destination (d'habitations, de bureaux, scolaires, hospitaliers, industriels,...).

**1. Conception :**

- Il faut que les voiles soient placés de telle sorte qu'il n'y ait pas d'excentricité (TORSION) .
- Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher) .
- L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

**2. Principe de calcul :**

L'étude des voiles consiste à les considérer comme des consoles sollicitées par un moment fléchissant, un effort normal suivant le cas le plus défavorable.

Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode des contraintes et vérifier selon le règlement R.P.A 99(version 2003).

Les murs en béton armé comportent trois catégories d'armatures :

- armatures verticales ;
- armatures horizontales (parallèles aux faces des murs).

**3. Combinaison :**

Selon le règlement parasismique algérien (**RPA 99**) Les sollicitations de calcul seront déterminées sous les combinaisons d'actions suivantes:

- 1,35G + 1,5 Q
- G + Q + E
- 0.8G ± E

**4. Calcul de l'effort limite ultime :**

**Voile non armé :**

$$N_{u \text{ lim}} = \alpha \times \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b}$$

**Voile armé :**

$$N_{u \text{ lim}} = \alpha \times \left[ \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{pour } \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0.6 \left( \frac{50}{\lambda} \right)^2 \quad \text{pour } 50 < \lambda \leq 70$$

$$B_r = (L - 2) \times (a - 2)$$

$$\lambda = \sqrt{12} \times \left( \frac{L_f}{a} \right)$$

L : longueur du mur (voile)

a : Épaisseur du mur (voile)

### 5. La contrainte limite ultime :

On doit vérifi e que :  $\sigma_u \leq \sigma_{u,lim}$

$$\sigma_{u,lim} = \frac{N_{u,lim}}{a \times L}$$

### 6. Type d'armatures :

#### a) Armatures verticales Article (7.7.4.1) :

Le ferrailage vertical sera dispos e de telle sorte qu'il puisse reprendre les contraintes induites par la flexion compos e, en tenant compte des prescriptions imposées par l'RPA 99 et décrites ci-dessous :

L'effort de traction engendr e dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0,20%, de section horizontale du béton tendu.

➤ Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur des voiles ;

➤ à chaque extr emitt e de voile, l'espacement des barres doit être réduit du dixième de la longueur de voile ( $L/10$ ), cet espacement doit être inférieur ou égal à 15 cm

$$S_t \leq 15\text{cm} ;$$

➤ Si des efforts importants de compression agissent sur l'extr emitt e, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux. Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure.

A chaque extr emitt e du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extr emitt e doit être au plus égal à 15cm

$$\text{En zone d'about : } S_{ta} = S_t/2$$

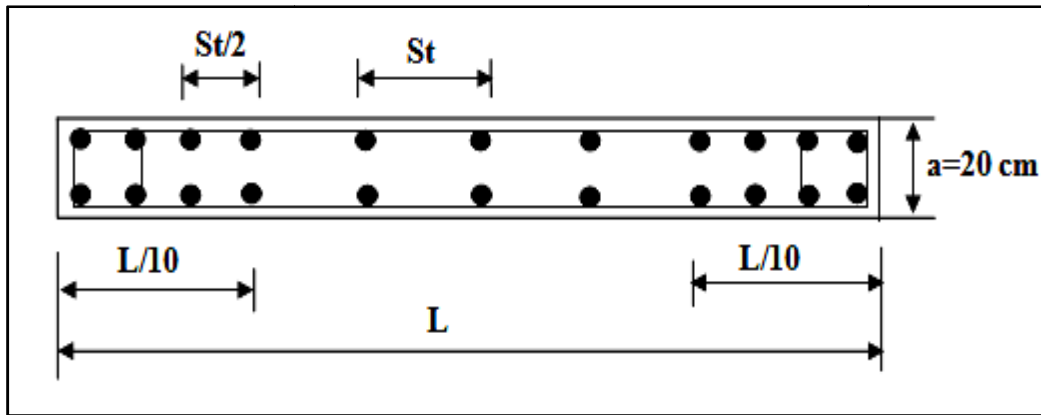


Figure V.11 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

**b) Les armatures horizontales Article (A7.7.4.2) :**

Comme dans le cas des armatures verticales, les armatures horizontales doivent respecter certaines prescriptions présentées ci-après :

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi du coffrage et doivent être munies de crochets à (135°) ayant une longueur de 10. Dans le cas où il existerait des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

**7. Règles communes Article (7.7.4.3):**

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est de :
- Globalement dans la section du voile 0,15 %
- En zone courante 0,10 % ;
- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux (2) valeurs suivantes :

$$S_t \leq \min(1.5a ; 30 \text{ cm})$$

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur. Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.  $\varnothing \leq (1/10)a$  ;

- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
  - $40\phi$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
  - $20\phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

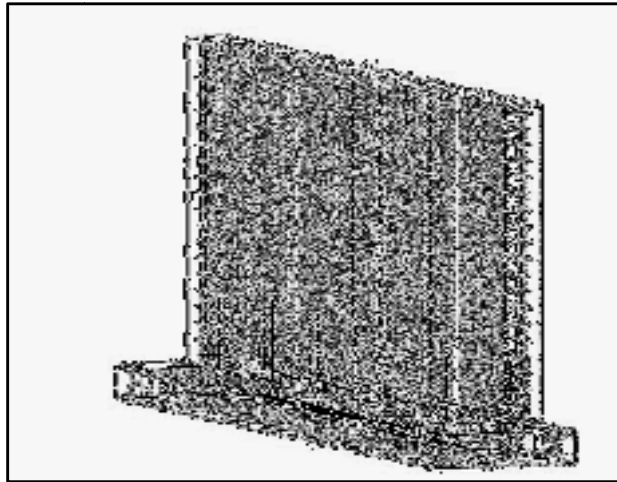


Figure V.12 : ferraillage d'un voile.

**La méthode de calcul :**

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la RDM) :

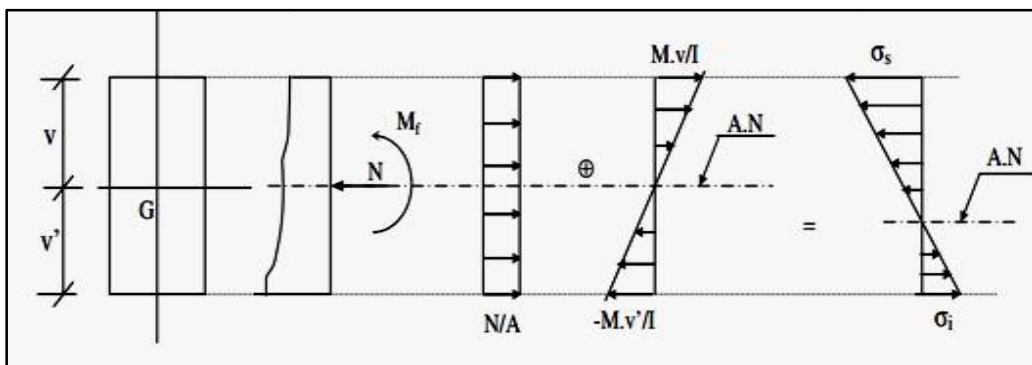


Figure V. 13 : méthode des contraintes.

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M \times V}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M \times V'}{I}$$

Pour une section rectangulaire :

$$V = V' = \frac{L}{2}$$

$$I = \frac{e \times L^3}{12}$$

**Avec :**

N : effort normal appliqué ;

M : moment fléchissant appliqué ;

A : section du voile ;

e : Épaisseur du voile ;

V Et V' : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée ;

I : Moment d'inertie.

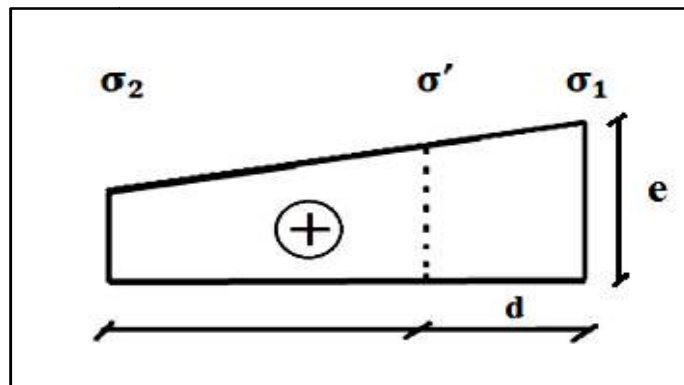
**On distingue 3 cas :**

**1<sup>er</sup> cas :**

Si :  $\sigma_1$  et  $\sigma_2 > 0 \Rightarrow$  la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003)

$$A_{\min} = 0.15 \times a \times L$$



*Figure V.14 : diagramme d'une section entièrement comprimée.*

**2<sup>ème</sup> cas :**

Si :  $\sigma_1$  et  $\sigma_2 < 0 \Rightarrow$  la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée" On calcule le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales

$$A_v = \frac{F_t}{f_e} \text{ On compare } A_v \text{ par la section minimale exigée par le R.P.A 99 (version 2003).}$$

- Si :  $A_v < A_{\min} = 0.15 \times a \times L$  , on ferraille avec la section minimale ;
- Si :  $A_v > A_{\min}$  , on ferraille avec  $A_v$ .

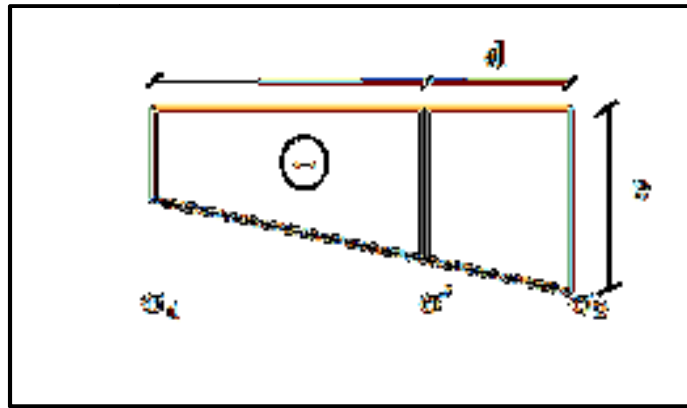


Figure V.15 : diagramme d'une section entièrement tendue.

3<sup>ème</sup> cas:

Si :  $\sigma_1$  et  $\sigma_2$  sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcul le volume des contraintes pour la zone tendue.

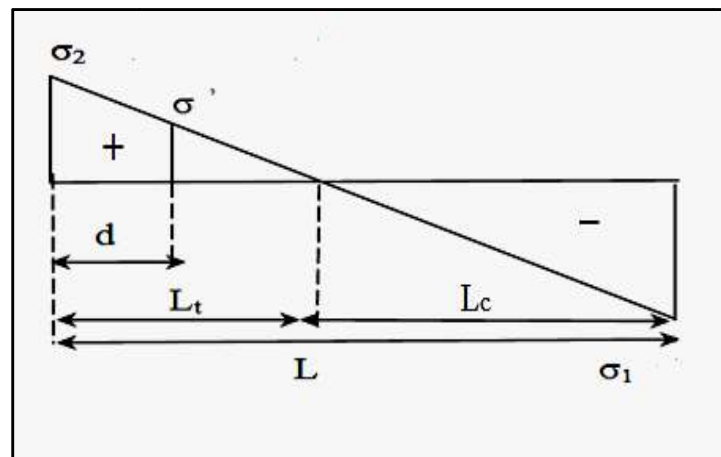


Figure V.16 : diagramme d'une section partiellement comprimée.

La largeur de découpage en bandes du diagramme des contraintes ( $d$ ) est donnée par la formule :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right) \quad \text{RPA(art 7.7.4)}$$

$L_c$ : la longueur de la zone comprimée

$h_e$ : hauteur entre nus de planchers du voile considéré

$$L_c = \frac{\sigma_1}{\sigma_1 + \sigma_2} L$$

$L_t$ : longueur tendue.

$$L_t = L - L_c$$

Pour connaître la zone tendue et la zone comprimée, il faut calculer la longueur de la zone tendue ( $L_t$ ) en utilisant les triangles semblables:

$$\tan \alpha = \frac{\sigma_1}{L - L_t} = \frac{\sigma_2}{L_t} \Rightarrow \sigma_1 L_t = \sigma_2 (L - L_t)$$

$$L_t = \frac{\sigma_1}{\sigma_1 + \sigma_2} \times L$$

### V.3.1. Ferrailage :

La section d'a crier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes :

**Avec la combinaison (1.35G + 1.5Q) on a :**

$$(N_{\max} = 1583.11 \text{ KN} ; M_{\text{corr}} = 190.52 \text{ KN.m})$$

**Avec la combinaison (0.8G - E<sub>y</sub>) on a :**

$$(M_{\max} = 2339.91 \text{ KN.m} ; N_{\text{corr}} = 2281.34 \text{ KN})$$

**Calcul des armatures verticales :**

➤ **Cas 01 :**

**Avec la combinaison (1.35G + 1.5Q) on a :**

$$(N_{\max} = 1583.11 \text{ KN} ; M_{\text{corr}} = 190.52 \text{ KN.m})$$

$$L = 2.20 \text{ m} ; c(\text{l'enrobage}) = 3 \text{ cm} ; d = L - c = 220 - 3 = 217 \text{ cm} = 2.17 \text{ m}$$

**Calcul de l'effort limite ultime :**

$$B_r = (L - 2) \times (e - 2) = (220 - 2) \times (20 - 2) = 3924 \text{ cm}^2$$

$$\lambda = \sqrt{12} \times \left( \frac{L_f}{e} \right) = \sqrt{12} \times \frac{0.7 \times 3.40}{0.2} = 41.22$$

$$\lambda = 41.22 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left( \frac{41.22}{35} \right)^2} = 0.66$$

**Voile non armé :**

$$N_{u \text{ lim}} = \alpha \times \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} = 0.66 \times \frac{3924 \times 10^{-1} \times 25}{0.9 \times 1.5} = 4796 \text{ KN}$$

$$N_u = 1583.11 \text{ KN} < 4796 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

**a. La contrainte limite ultime :**

$$\sigma_{u,lim} = \frac{N_{u,lim}}{a \times L} = \frac{4796}{0.2 \times 2.2} = 10900 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_u = \frac{N_u}{a \times L} = \frac{1583.11}{0.2 \times 2.2} = 3597.97 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_u < \sigma_{u,lim} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Il faut déterminer la section tendue pour cela nous appliquons la formule suivante :

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M \times V}{I} = \frac{N}{e \times L} + \frac{6 \times M}{e \times L^2} = \frac{1583.11 \times 10^3}{0.20 \times 2.2 \times 10^6} + \frac{6 \times 190.52 \times 10^6}{0.20 \times 2.2^2 \times 10^9}$$

$$\sigma_1 = 4.77 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M \times V'}{I} = \frac{N}{e \times L} - \frac{6 \times M_A}{e \times L^2} = \frac{1583.11 \times 10^3}{0.20 \times 2.2 \times 10^6} - \frac{6 \times 190.52 \times 10^6}{0.20 \times 2.2^2 \times 10^9}$$

$$\sigma_2 = 2.41 \text{ Mpa}$$

On a  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$  la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue"

Alors la zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003)

$$L_t = 0 \text{ cm} \Rightarrow A_{min} = 0.20\% \times a \times L_t = 0.002 \times 20 \times 0 = 0 \text{ cm}^2$$

**D'après le RPA 99 (art 7.7.4.3) on a :**

**La section globale :**

$$A_{min} \geq 0.15\% \times a \times L$$

$$A_{min} \geq 0.0015 \times 20 \times 220 = 6.6 \text{ cm}^2$$

**En zone courante :**

$$0.10\% \times a \times L = 0.001 \times 20 \times 220 = 4.4 \text{ cm}^2$$

**► Cas 02 :**

**Avec la combinaison (0.8G – E<sub>y</sub>) on a :**

$$(M_{max} = 2339.91 \text{ KN.m} ; N_{corr} = 2281.34 \text{ KN})$$

$$L = 1 \text{ m} ; c(\text{l'enrobage}) = 3 \text{ cm} ; d = L - c = 100 - 3 = 97 \text{ cm} = 9.7 \text{ m}$$

**Calcul de l'effort limite ultime :**

$$B_r = (L - 2) \times (e - 2) = (100 - 2) \times (20 - 2) = 1764 \text{ cm}^2$$

$$\lambda = \sqrt{12} \times \left(\frac{L_f}{e}\right) = \sqrt{12} \times \frac{0.7 \times 3.40}{0.2} = 41.22$$

$$\lambda = 41.22 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{41.22}{35}\right)^2} = 0.66$$

**Voile non armé :**

$$N_{u,lim} = \alpha \times \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} = 0.618 \times \frac{1764 \times 10^{-1} \times 25}{0.9 \times 1.5} = 3266.66 \text{ KN}$$

$$N_u = 2339.91 \text{ KN} < 3266.66 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

**La contrainte limite ultime :**

$$\sigma_{u,lim} = \frac{N_{u,lim}}{a \times L} = \frac{3266.66}{0.2 \times 1} = 16333.33 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_u = \frac{N_u}{a \times L} = \frac{2339.91}{0.2 \times 1} = 11699.55 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_u < \sigma_{u,lim} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Il faut déterminer la section tendue pour cela nous appliquons la formule suivante :

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M \times V}{I} = \frac{N}{e \times L} + \frac{6 \times M}{e \times L^2} = \frac{2339.91 \times 10^3}{0.20 \times 1 \times 10^6} + \frac{6 \times 2281.34 \times 10^6}{0.20 \times 1^2 \times 10^9}$$

$$\sigma_1 = 23.09 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M \times V'}{I} = \frac{N}{e \times L} - \frac{6 \times M_A}{e \times L^2} = \frac{3689.63 \times 10^3}{0.20 \times 5.35 \times 10^6} - \frac{6 \times 3951.96 \times 10^6}{0.20 \times 5.35^2 \times 10^9}$$

$$\sigma_2 = 0.29 \text{ Mpa}$$

On à  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$  la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue"

Alors la zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003)

$$L_t = 0 \text{ cm} \Rightarrow A_{min} = 0.20\% \times a \times L_t = 0.002 \times 20 \times 0 = 0 \text{ cm}^2$$

Globalement dans la section du voile :

$$A_{min} \geq 0.15\% \times a \times L = 0.0015 \times 20 \times 220 = 6.6 \text{ cm}^2$$

En zone courante :

$$A_{min} \geq 0.10\% \times a \times L = 0.0010 \times 20 \times 220 = 4.4 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq \min(1.5a ; 30 \text{ cm}) = \min(1.5 \times 20 ; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

On prend :  $S_t = 20 \text{ cm}$

$$L_2 = L - 2L_1 = 220 - 2 \times 21.7 = 176.6 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow N^{br}(\text{espacements}) = \frac{L_2}{S_t} = \frac{176.6}{20} = 8.83$$

On prend :  $N^{\text{br}}(\text{espacements}) = 9$

$$\Rightarrow N^{\text{br}}(\text{barres}) = N^{\text{br}}(\text{espacements}) + 1 = 9 + 1 = 10$$

La zone d'about :

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

$$L_1 = \frac{L}{10} = \frac{220 - 3}{10} = 21.7 \text{ cm} \Rightarrow N^{\text{br}}(\text{espacements}) = \frac{L_1}{S_t} = \frac{21.7}{10} = 2.17$$

On prend :  $N^{\text{br}}(\text{espacements}) = 3$

$$\Rightarrow N^{\text{br}}(\text{barres}) = N^{\text{br}}(\text{espacements}) + 1 = 3 + 1 = 4$$

**Le diamètre :**

$$\varnothing \leq \frac{1}{10} a = \frac{1}{10} \times 200 = 20 \text{ mm}$$

On adopte :  $\varnothing = 10 \text{ mm}$

Zone courante :

$$A_2 = 10 \text{ HA } 10 = 11.31 \text{ cm}^2$$

La zone d'about :

$$A_1 = 4 \text{ HA } 10 = 4.52 \text{ cm}^2$$

### V.3.1.2. Ferrailage horizontal à l'effort tranchant :

#### a. Vérification des voiles à l'effort tranchant :

##### ➤ RPA 99 VERSION 2003 :

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% (Art 7.7.2 RPA 99/version 2003).

- La contrainte de cisaillement est :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times V}{b_0 \times d}$$

Avec :

V : l'effort tranchant à la base du voile.  $V = 2105.85 \text{ KN}$

$b_0$  : Épaisseur de voile.

d : Hauteur utile.

h : Hauteur totale de la section brute.

$$\tau_b = \frac{1.4 \times 2105.85 \times 10^3}{200 \times 2170} = 4.79 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \times 25 = 5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

➤ **Règles BAEL 91 révisées 99 : (art A.5.1, 21) :**

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min(0.2f_{c28} ; 5\text{Mpa})$$

$$\tau_u = \frac{2105.85 \times 10^3}{200 \times 2170} = 4.85 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = \min(0.2f_{c28} ; 5\text{Mpa}) = 5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

### b. Calcul des armatures horizontales résistantes à l'effort tranchant :

La section  $A_t$  des armatures d'âmes est donnée par la relation suivante :

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 \times f_{tj} \times k}{0.8 \times f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

$k = 0$  : En cas de fissuration jugé très préjudiciable et en cas de reprise de bétonnage non munie d'indentation dans la surface de reprise ;

$k = 1$  : En flexion simple, sans reprise de bétonnage ;

$k = 1 + 3\sigma_{cm}/f_{c28}$  : En flexion composée avec N est un effort de compression.

$k = 1 - 10\sigma_{tm}/f_{c28}$  : En flexion composée avec N est un effort de traction.

$\sigma_{tm}$ ,  $\sigma_{cm}$  : étant la contrainte moyenne de traction et de compression obtenus en divisant l'effort normal de calcul par la section du béton.

Dans notre cas, on a une reprise de bétonnage, donc on prend  $k = 0$ .

On utilise des cadres droites :

$$\alpha = 0 \Rightarrow (\cos \alpha + \sin \alpha) = 1$$

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 \times f_{tj} \times k}{0.8 \times f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)} \Rightarrow A_t \geq \frac{(\tau_u - 0.3 \times f_{tj} \times k) \times (b_0 \times S_t)}{0.8 \times f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

$$A_t \geq \frac{(4.85 - 0.3 \times 2.1 \times 0) \times (20 \times 20)}{0.8 \times 400 \times 1} = 5.25 \text{ cm}^2$$

➤ **Le pourcentage minimum d'armatures :**

D'autre part le **RPA 99/version 2003** prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est de l'ordre de : (**Art 7.7.3.3**)

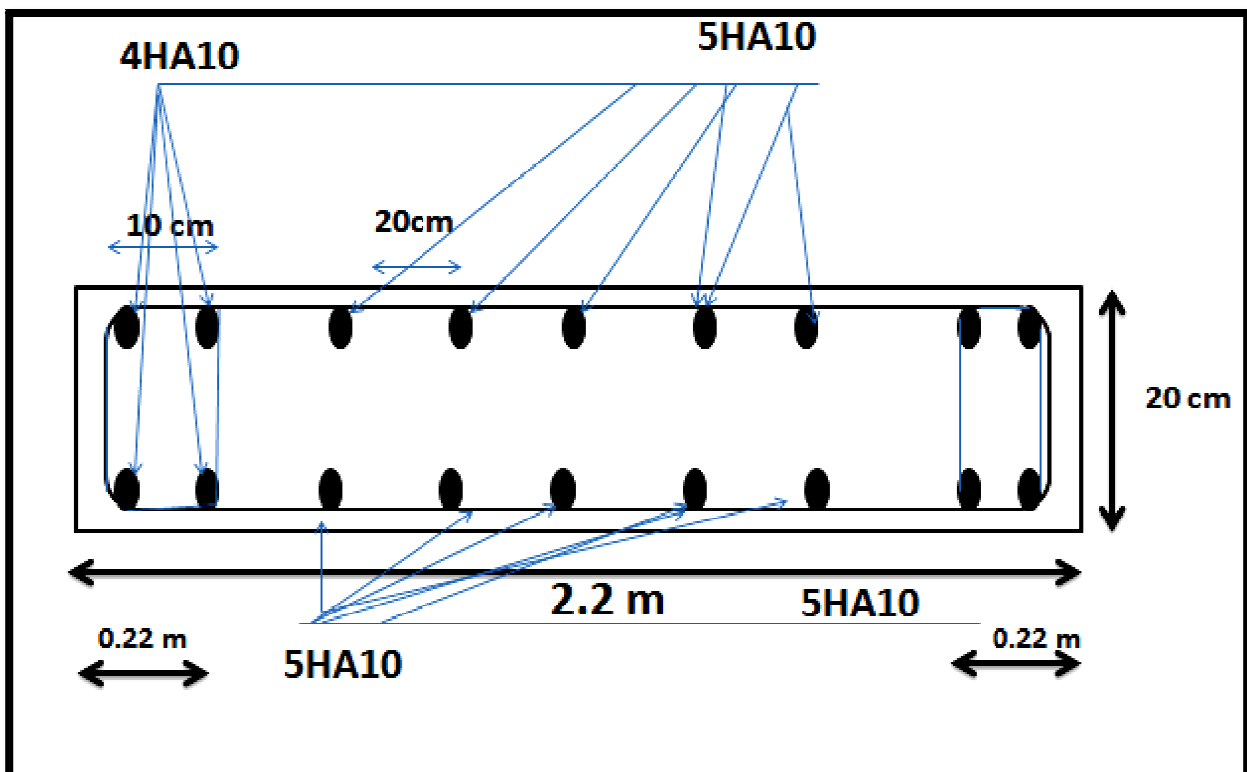
0.15% de la section du voile considérée si :  $\tau_b \leq 0.025 f_{c28}$

0.25% de la section du voile considérée si :  $\tau_b > 0.025 f_{c28}$

On a  $\tau_b = 4.79 \text{ MPa} > 0.025 f_{c28} = 0.625 \text{ MPa}$

$A_{\min} \geq 0.25\% \times a \times h = 0.0025 \times 20 \times 305 = 15.25 \text{ cm}^2$

**Schéma de ferrailage :**



*Figure V. 1 : ferrailage du voile*

# *CHAPITRE VII*

## *Étude De L'infrastructure*

**VI Etude de l'infrastructure :****Calcul des fondations :****VI : Introduction :**

Les fondations d'une construction sont constituées par des parties de l'ouvrage qui sont en contact directe avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol au cas de radier général), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas de semelle sur pieux).

Le rapport de sol montre que la contrainte admissible de sol  $\bar{\sigma}_{sol}$  est égale à 2 bars.

**VI .2.Les Fondations :****VI .2.1.Choix de type de fondation :**

Pour le choix du type de fondation on doit satisfaire les deux critères principaux :

- un choix économique.

Le calcul des fondations se fait comme suit :

- Dimensionnement à l'E.L.S  $N_{ser} = G + Q$
- Ferrailage Assurer la stabilité de la structure.
- Adoptée à l'E.L.U.  $N_u = 1.35G + 1.5Q$

**A. Semelle isolé :**

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal  $N_u$  qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \times B \geq N_s / \bar{\sigma}_{sol}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = k = 1 \Rightarrow A = B$$

$$A^2 \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}} \Rightarrow A \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$

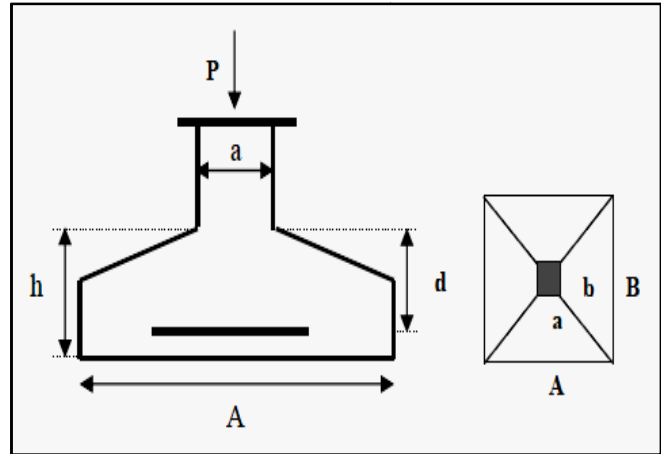


Figure VII. 1 : Semelle isolée.

On a :

$$N_s = 1210.38 \text{ KN} ; \quad \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow S \geq \frac{N_u}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{1210,23}{200} = 6,55 \text{ m}^2$$

La surface totale des semelles isolée :  $S_{isolé} = S \times N = 6,55 \times 36 = 235.8 \text{ m}^2$

N : nombre des semelles isolés (poteaux)

### B. Semelles filantes :

#### ➤ Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles :

$$G_{voiles} = 12545.50 \text{ KN}$$

$$Q_{voiles} = 7779.25 \text{ KN}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G + Q}{S}$$

$$S \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{20324.75}{200} = 127.88 \text{ m}^2$$

$$S_{filante} = 167,88 \text{ m}^2$$

Le rapport de la surface des semelles par rapport à la surface totale de la structure est de :

$$S_{batiment} = 372.74 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_{semelles}}{S_{batiment}} = \frac{S_{isolé} + S_{filante}}{S_{batiment}} = \frac{235.8 + 127,88}{372.74} = 0.97$$

Faisant le rapport  $S_{semelles}/S_{batiment}$  , on déduit :

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Pour cela on a opté pour un radier général comme type de fondation, ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

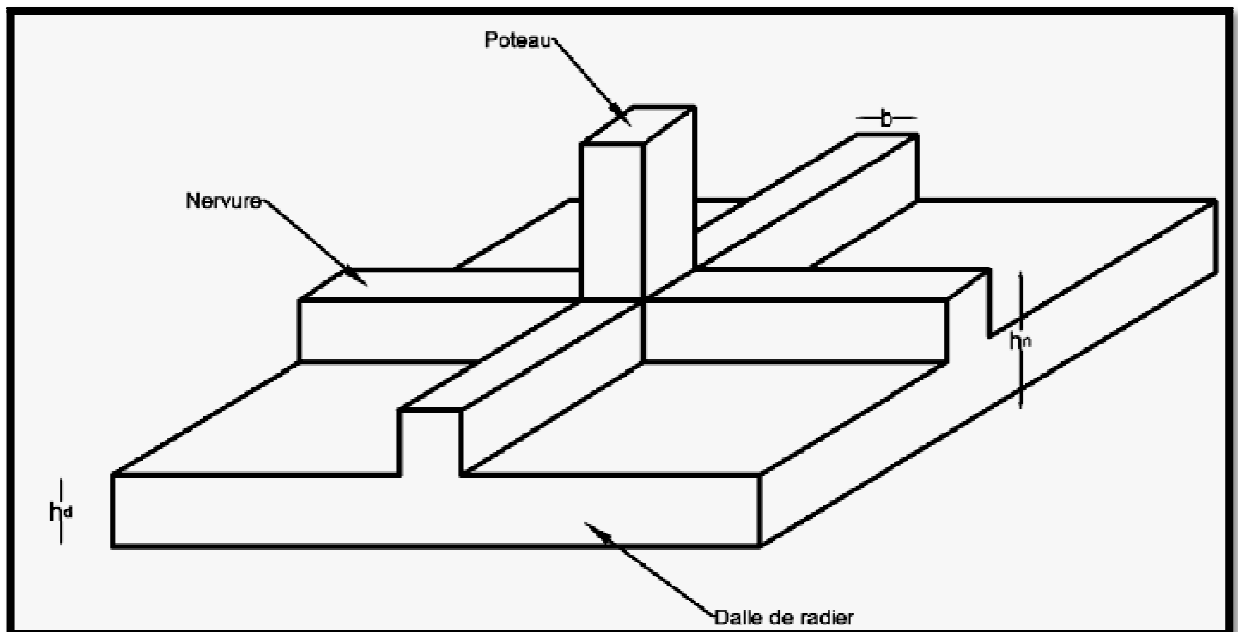
- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure ;
- La réduction des tassements différentiels ;
- La facilité d'exécution.

### VI .2.2.Radier général :

#### Définition :

Le radier c'est une surface d'appui continue (dalles, nervures et poutres) débordant l'emprise de l'ouvrage, elle permet une répartition uniforme des charges tout en résistant aux contraintes du sol.

Les radiers sont des semelles de très grandes dimensions supportant toute la construction. Un radier est calculé comme un plancher renversé mais fortement sollicité.



*Figure VI.2: Radier général nervuré*

#### VI .2.2.1. Pré dimensionnement du radier :

Poids supporté par le radier.

Superstructure  $G_T$  : la charge permanente totale.

$Q_T$  : la charge d'exploitation totale.

$$G = G_{\text{batiment}} + G_{\text{voiles}} + G_{\text{amorces poteau}} = 42147.33\text{KN}$$

$$G_{\text{batiment}} = 29602,33 \text{ KN}$$

$$G_{\text{voiles}} = 12545,5 \text{ KN}$$

$$G_{\text{amorce poteau}} = 412,5 \text{ KN}$$

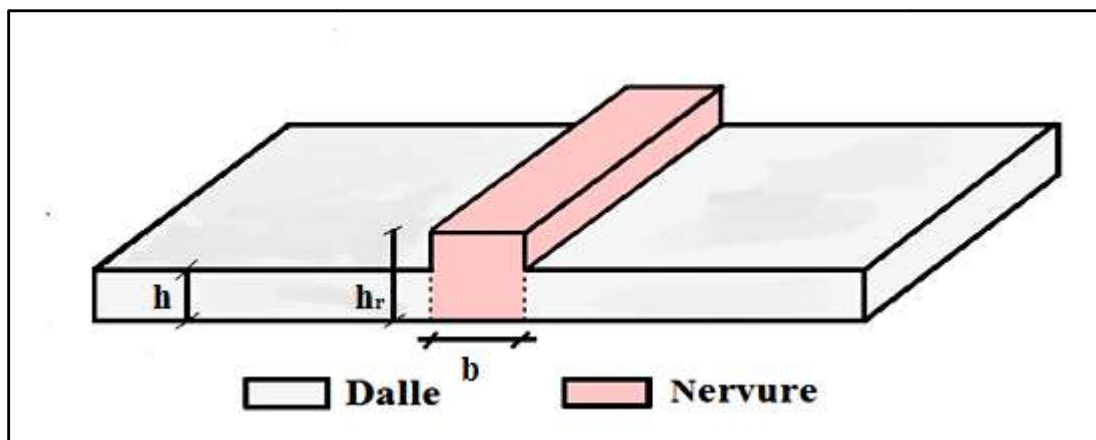
$$Q = 18888,10 \text{ KN}$$

**A. Combinaison d'actions :**

$$\text{E.L.U : } N_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 42147,33 + 1,5 \times 18888,10 = 85788,60 \text{ KN}$$

$$\text{E.L.S : } N_{\text{ser}} = G + Q = 42147,33 + 18888,10 = 61035,43 \text{ KN}$$

**B. Pré dimensionnement des radiers :**



*Figure VII.3 : radier nervuré.*

➤ **Formule empirique :**

**Nervure :**

$$h_1 \geq \frac{L_{\text{max}}}{10} = \frac{500}{10} = 50 \text{ cm}$$

Avec :

$L_{\text{max}}$ : Distance entre axes des poteaux parallèle aux nervures.

**Dalle :**

$$h_2 \geq \frac{L}{20} = \frac{430}{20} = 21,5 \text{ cm}$$

L : Distance entres axes des poteaux perpendiculaire aux nervures.

➤ **Condition de l'épaisseur minimale :**

$$h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$$

➤ **Condition forfaitaire :**

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_r < \frac{L_{\max}}{5} \Rightarrow \frac{500}{8} \leq h_r < \frac{500}{5} \Rightarrow 62.5 \text{ cm} \leq h_r < 100 \text{ cm}$$

➤ **Condition de la longueur élastique :**

$$L_e = \left[ \frac{4 \times E \times I}{K \times b} \right]^{1/4} \geq \frac{2L_{\max}}{\pi}$$

E : module de Young ;

b : Largeur de la nervure ;

I : inertie de la section du radier ;

K : la raideur moyenne du sol.

$$I = \frac{bh_r^3}{12} \Rightarrow h_r \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left( \frac{2L_{\max}}{\pi} \right)^4} = \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\max}^4 \times K}{E \times \pi^4}}$$

On prend :  $K = 40000 \text{ KN/m}^3$

$$E = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164.195 \text{ Mpa}$$

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 5^4 \times 40000}{32164.195 \times 10^3 \times 3.14^4}} = 0.72 \text{ m}$$

➤ **Condition de cisaillement :**

D'après le BAEL 91 : (article A.5.2, 2) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

**D'où :**

$V_u$  : Valeur de calcul de l'effort tranchant à l'ELU.

b : désigne la largeur.

$$\gamma_b = 1.5$$

$$d = 0.9h$$

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

**Avec :**

$$V_u = \frac{q_u \times L_{\max}}{2} = \frac{N_u}{S} \times \frac{L_{\max}}{2}$$

$$\tau_u = \frac{N_u}{S} \times \frac{L_{\max}}{2} \times \frac{1}{b \times d} = \frac{N_u \times L_{\max}}{2 \times S \times b \times 0.9h} \leq \frac{0.07 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$h_r \geq \frac{N_u \times L_{\max} \times \gamma_b}{0.07 \times f_{c28} \times 2 \times S \times b \times 0.9} = \frac{102738,60 \times 5 \times 1.5}{0.07 \times 25 \times 10^3 \times 2 \times 372.74 \times 1 \times 0.9}$$

$$h_r = 0.65\text{m}$$

✓ **Le choix final :**

L'épaisseur qui satisfait aux conditions citées ci avant nous amène à choisir une hauteur de la table du radier égale à 70 cm :

$$h_{tr} = 70 \text{ cm}$$

La hauteur de la nervure (= hauteur du radier):  $h_n$  100 cm

➤ **Surface du radier :**

La surface du radier est donnée par la formule suivante :  $N/S \leq \bar{\sigma}_{sol}$

$$N = N_{ser} = 79848,43 \text{ KN}$$

$$S_r \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{79848,43}{200} = 399.24 \text{ m}^2 > S_b = 372.74 \text{ m}^2$$

La surface du bâtiment est inférieure à la surface nécessaire du radier, à cet effet, nous avons prévu un débordement (D).

$$S_{radier} = S_{bâtiment} + (D \times \text{périmètre}) \Rightarrow D = \frac{S_{radier} - S_{bâtiment}}{\text{Périmètre}} = \frac{399,242 - 372.74}{84.9}$$

$$D = 0.31 \text{ m}$$

**D'où :**

$$D \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{100}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max(50 \text{ cm}; 30 \text{ cm}) = 50 \text{ cm}$$

On prend :  $D = 50 \text{ cm}$

$$\Rightarrow S_{radier} = 372.74 + (0.50 \times 84.9) = 415.19\text{m}^2$$

**VI .2.2.2.Vérification :**

**1. Vérification de l'effort sous pressions :**

On vérifie que la structure ne doit pas avoir de soulèvement, pour ce faire on doit satisfaire l'inégalité suivante :

$$W \geq \alpha \times \gamma_w \times Z \times S_r$$

W : poids total du bâtiment à la base du radier

$$W = G_{\text{bâtiment}} + G_{\text{dalle radier}} + G_{\text{voiles}} + G_{\text{amorce poteau}} + G_{\text{nervures}}$$

$$G_{\text{dalle radier}} = 7081,88 \text{ KN}$$

$$G_{\text{nervures}} = 2325.4 \text{ KN}$$

$$W = 37150.51 \text{ KN}$$

$\alpha$ : Coefficient de sécurité vis-à-vis au soulèvement

$$\alpha = 1.5$$

$\gamma_w$  : Densité de l'eau.

$$\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$$

Z : Profondeur de l'infrastructure

$$Z = 3,40 \text{ m}$$

$S_r$  : Surface du radier  $S_r = 415.19 \text{ m}^2$

$$\alpha \times \gamma_w \times Z \times S_r = 1.5 \times 10 \times 3,40 \times 415.19 = 21174.69 \text{ KN}$$

$$W = 37150.51 \text{ KN} > \alpha \times \gamma_w \times Z \times S_r = 20681.51 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

**Vérification :**

$$\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 200 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \geq \frac{N}{S_r} = \frac{W + Q}{S_r} = \frac{37150,51 + 18888,10}{415.19} = 134.97 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

**2. Vérification au poinçonnement :**

D'après les règles BAEL91 (article A.5.2, 42), la vérification au poinçonnement doit se faire sous le voile ou le poteau le plus sollicité, dans notre cas, le voile est le plus sollicité.

On doit vérifier que:

$$Q_u \leq 0.045 \times \frac{\mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$\mu_c$  : Le périmètre du contour au niveau du feuillet moyen ;

$$\mu_c = 2(L + e + 2h_{\text{radier}}) = 2(2,20 + 0.2 + 2 \times 0,9) = 8,50 \text{ m}$$

L, e : Dimensions du voile.

$h$  : L'épaisseur totale du radier ;

$Q_u$  : La charge de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime.

$$0.045 \times \frac{\mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} = 0.045 \times \frac{8,50 \times 0,9 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 5837,50 \text{ KN}$$

Pour un effort normal d'une bande de un mètre linéaire (1ml).

$$\frac{Q_u}{1 \text{ ml}} = \frac{3082.22}{2,20} = 1384.73 \text{ KN}$$

$$Q_u = 1384.73 \text{ KN} \leq 0.045 \times \frac{\mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} = 5837,50 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

Donc le radier résiste au poinçonnement.

### VI .2.2.3.Ferraillage :

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \quad ; \quad f_e = 400 \text{ Mpa} \quad ; \quad \gamma_b = 1.5 \quad ; \quad \gamma_s = 1.15$$

$$d = 0.9h = 63 \text{ cm} \quad \text{on prend: } d = 65 \text{ cm} \quad \text{et } c(\text{l'enrobage}) = 5 \text{ cm}$$

Le radier fonctionne comme un plancher renversé (BAEL Article (B.9.3))

#### ➤ A l'état limite ultime :

$q_u$  : contrainte de calcul

$$q_u = \frac{1.35G + 1.5Q}{S_r} = \frac{1.35 \times 37150,51 + 1.5 \times 18888.10}{415.19}$$

$$q_u = \frac{794853,39}{415.19} = 191.44 \text{ KN/m}^2$$

$G = W$  : Poids total du bâtiment à la base du radier

Le ferraillage se fait en flexion simple, on prend l'élément le plus sollicité.

$$L_x = 430 \text{ cm}$$

$$L_y = 500 \text{ cm}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{430}{500} = 0.86$$

Donc la dalle porte dans deux sens.

#### ➤ Calcul des moments fléchissant :

$$q_u = 191.44 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{ser} = 167.88 \text{ KN/m}^2$$

Calcul	$\mu_x$	$\mu_y$
Sollicitations à ELU et ELS	0.066	0.467

Tableau VII. 1 : valeur de  $\mu_x$  et  $\mu_y$ .

**1. L'état limite ultime :**

$$M_{0x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0.066 \times 191.44 \times 4.30^2 = 233.62 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.467 \times 233.62 = 109.10 \text{ KN.m}$$

Les moments de flexion calculés vont être réduits de 25% en travée, et de 50% sur appuis.

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq 1.25M_0 \Rightarrow 0.75M_0 + \frac{0.5M_0 + 0.5M_0}{2} \geq 1.25M_0$$

$$\Rightarrow 0.75M_0 + 0.5M_0 = 1.25M_0 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

➤ **Bande de largeur de 1m parallèle à  $L_x$  :**

On prend :

En travée :  $M_{tx} = 0.75M_{0x} = 0.75 \times 233.62 = 175.21 \text{ KN.m}$

Sur appui :  $M_{ax} = 0.5M_{0x} = 0.5 \times 233.62 = 116.81 \text{ KN.m}$

➤ **Bande de largeur de 1m parallèle à  $L_y$  :**

On prend :

En travée :  $M_{ty} = 0.75M_{0y} = 0.75 \times 109.10 = 81.82 \text{ KN.m}$

➤ **Valeur minimale à respecter (selon le BAEL 91) :**

**En travée :**

$$M_{ty} \geq \frac{M_{tx}}{4} = \frac{175.21}{4} = 43.80 \text{ KN.m}$$

On prend :  $M_{ty} = 81.82 \text{ KN.m}$

**Aux appuis :**

$$M_{ay} = M_{ax} = 92.03 \text{ KN.m}$$

**2. L'état limite de service :**

$$M_{0x} = \mu_x \times q_{ser} \times L_x^2 = 0.066 \times 167.88 \times 4.30^2 = 204.87 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.467 \times 204.87 = 95.67 \text{ KN.m}$$

➤ **Bande de largeur de 1m parallèle à  $L_x$  :**

On prend :

En travée :  $M_{tx} = 0.75M_{0x} = 0.75 \times 204.87 = 153.65 \text{ KN.m}$

Sur appui :  $M_{ax} = 0.5M_{0x} = 0.5 \times 204.87 = 102.43 \text{ KN.m}$

➤ **Bande de largeur de 1m parallèle à  $L_y$  :**

On prend :

En travée :  $M_{ty} = 0.75M_{0y} = 0.75 \times 95.67 = 71.75 \text{ KN.m}$

➤ **Valeur minimale à respecter (selon le BAEL 91) :**

**En travée :**

$$M_{ty} \geq \frac{M_{tx}}{4} = \frac{153.65}{4} = 38.52 \text{ KN.m}$$

On prend :  $M_{ty} = 71.75 \text{ KN.m}$

**Aux appuis :**

$$M_{ay} = M_{ax} = 102.43 \text{ KN.m}$$

**3. La section d'armature obtenue par :**  $A = \max(A_u, A_{BAEL})$

➤ **Condition de non fragilité : BAEL (article B.7.4) :**

Dans le cas d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple, on doit vérifier la condition suivante :

**Selon x :**

$$A_s \geq 0.0008 \times \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2} \times b \times d$$

$$A_s \geq 0.0008 \times \frac{3 - 0.92}{2} \times 100 \times 65 = 6.24 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 12 \text{ cm}^2$$

**Selon y :**

$$A_s \geq 0.0008 \times b \times d$$

$$A_s \geq 0.0008 \times 100 \times 65 = 5.2 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5.2 \text{ cm}^2$$

➤ **la section de calcul :**

$$A_{cal} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} \quad ; \quad \mu = \frac{M_u}{\sigma_{bc} \times b \times d^2}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} \quad ; \quad \beta = 1 - 0.4\alpha$$

$h = 100 \text{ cm}$  ;  $d = 0.9h = 63 \text{ cm}$  ; on prend:  $d = 65 \text{ cm}$  ;  $c = 5 \text{ cm}$

	Dans le sens (x x')		Dans le sens (y y')	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
$M_u(\text{KN. m})$	92.03	138.55	125.03	87.59
M	0.016	0.02	0.016	0.01
A	0.02	0.03	0.02	0.014
B	0.992	0.988	0.992	0.994
$A_{cal}(\text{cm}^2)$	4.83	7.27	4.83	3.37
$A_s(\text{BAEL})(\text{cm}^2)$	6.24	6.24	5,2	5,2
$A_s(\text{cm}^2)$	6.24	7.27	5,2	5,2
$A_{(adop)}(\text{cm}^2)$	6HA16=12.06	6HA16=12.06	6HA14=9.24	6HA14=9.24

**Tableau VII.2 : ferrailage de la dalle du radier.**

**VI .2.2.4.Vérification à l'état limite de service :**

Le type et le nombre d'armatures choisies seront acceptables si les conditions suivantes sont vérifiées :

Dalle pleine : la fissuration est considérée comme préjudiciable.

**1. État limite d'ouverture des fissures :**

Fissuration préjudiciable.

**(BAEL91 (art A. 4. 5, 33)) :**

$$\sigma_{st} = n M_{ser} \left( \frac{d - y}{I} \right) \leq \bar{\sigma}_{st} = \xi = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; \max \left( 0.5f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) \right)$$

**2. Etat limite de compression du béton :**

**(BAEL91 (art A.4.5, 2))**

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28}$$

Position de l'axe neutre ( $A' = 0$ ).

$$\frac{by^2}{2} + 15(A \times y) - 15(A \times d) = 0$$

Le moment d'inertie de la section homogène par rapport à l'axe neutre

$$I = \left( \frac{b}{3} \right) y^3 + 15 A(d - y)^2$$

	Dans le sens (x x')		Dans le sens (y y')	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
$M_{ser}$ (KN. m)	81.40	122.09	81.40	57.63
y (cm)	13.76	13.76	12.1	12.1
I (cm <sup>4</sup> )	753705.93	753705.93	604983.77	604983.77
$\sigma_{st}$ (Mpa)	101.78	138.65	126.98	85.96
$\bar{\sigma}_{st}$ (Mpa)	201.63	201.63	201.63	201.63
$\sigma_{bc}$ (Mpa)	1.63	2.49	1.83	1.25
$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	15	15	15	15
Condition	Vérifiée	Vérifiée	vérifiée	Vérifiée

Tableau VII.3 : vérification à l'ELS de la dalle du radier.

**VI .2.2.5.V érification de l'effort tranchant :**

**Règles BAEL 91 (art A.5.1, 211)**

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

Fissuration préjudiciable :

**Suivant x :**

$$V_u = q_u \times \frac{L_x}{2} = 191.44 \times \frac{4.30}{2} = 411.58 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{411.58 \times 10}{100 \times 65} = 0.63 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa}\right) = \min\left(0.15 \times \frac{25}{1.5} ; 4 \text{ Mpa}\right) = \min(2.5 \text{ Mpa} ; 4 \text{ Mpa})$$

$$\tau_u = 0.63 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

**Suivant y :**

$$V_u = q_u \times \frac{L_y}{2} = 191.44 \times \frac{5}{2} = 478.6 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{478.6 \times 10}{100 \times 65} = 0.73 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa}\right) = \min\left(0.15 \times \frac{25}{1.5} ; 4 \text{ Mpa}\right) = \min(2.5 \text{ Mpa} ; 4 \text{ Mpa})$$

$$\tau_u = 0.73 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

## VI .2.2.6.Schéma de ferrailage :

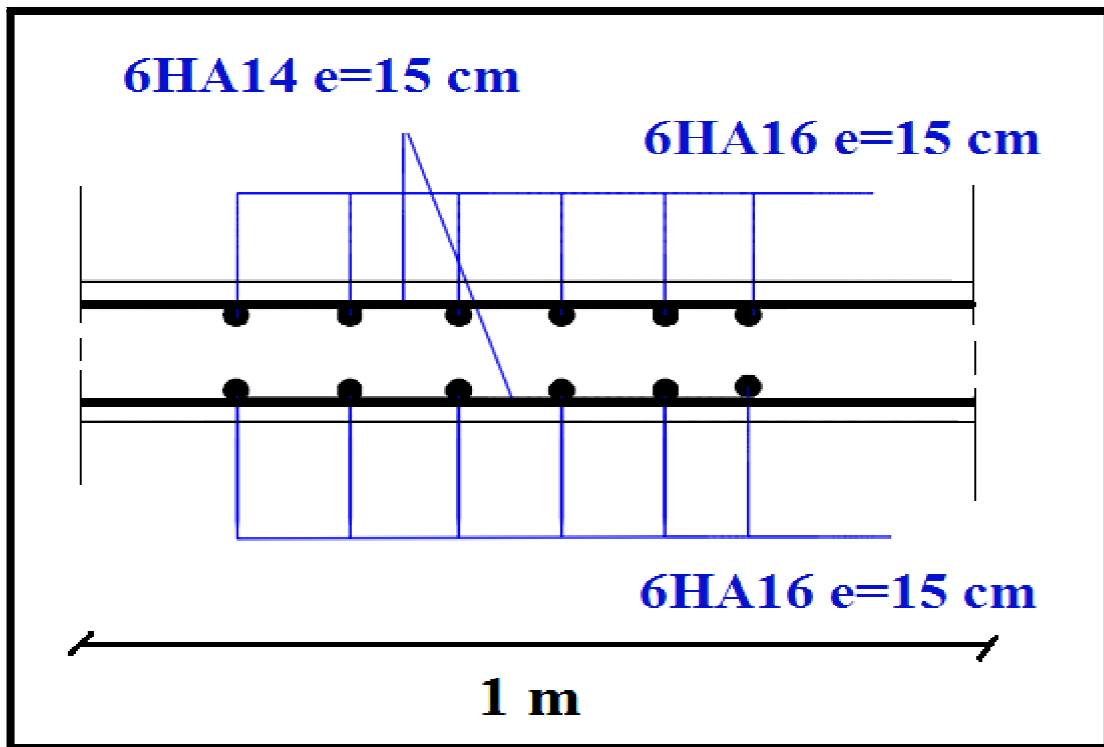


Figure VII.4: ferrailage de la dalle du radier

## VI .2.3.Calcul de la nervure :

## VI .2.3.1.Ferrailage :

Le calcul se fait à la flexion simple avec une section rectangulaire (40\*100) représentée dans la figure Suivante :

$$f_{c28} 25 \text{ Mpa} \quad ; \quad f_e = 400 \text{ Mpa}$$

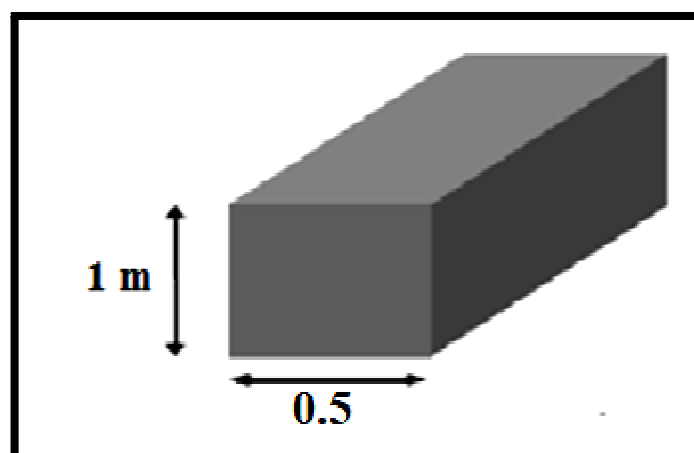


Figure VII. 5 : section de calcul de nervure

$d = 0.9h = 90 \text{ cm}$  on prend:

$d = 95 \text{ cm}$

et (l'enrobage) = 5cm

La section d'armature obtenue par :  $A = \max (A_u, A_{BAEL}, A_{RPA})$

Avec :

$A_u$  : Section d'armature calculée en flexion simple l'aide de logiciel EXPERT.

➤ **Condition de non fragilité :**

Dans le cas d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple, on doit vérifier la condition suivante :

$$A_s \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

➤ **Pourcentage minimale du RPA 99 « version 2003 » (Art : 7. 5. 2.1) :**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

Le pourcentage totale maximum des aciers longitudinale est de :

4% en zone courante.

6% en zone de recouvrement.

Les armatures sont calculées obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens pour les cas suivants :

**B. Calcul des armatures longitudinales selon le R.P.A 99**

$$A_{\min} = 0.5\%(35 \times 100) = 17,5 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = 4\%(35 \times 100) = 140 \text{ En zone courante.}$$

$$A_{\max} = 6\%(35 \times 100) = 210 \text{ En zone de recouvrement.}$$

Condition de non fragilité : BAEL91 (art4.2.1) :

$$A_s \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 35 \times 95 \times \frac{2.1}{400} = 4.59 \text{ cm}^2$$

nervure (40*100)				
Moment sur appui (KN.m)		Moment en travée (KN.m)		Effort tranchant (KN)
$M_a(\text{max})$	$M_{a_s}$	$M_t(\text{max})$	$M_{t_s}$	$V_{\text{max}}$
443.31	157.53	337.13	236.51	617.63

Tableau VII.4: les sollicitations dans les nervures

**B. Calcul des armatures longitudinales selon le B.A.E.L 91 :**

**A l'ELU :**

➤ **Sur appuis :**

Par la combinaison 1.35G + 1.5Q on a :

$$M_a(\text{max}) = 443.31 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = \left( \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \gamma_b} \right) = \left( \frac{0.85 \times 25}{1.5} \right) = 14.2 \text{ Mpa. (BAEL91 (art A. 4. 3, 41))}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$\epsilon_1 = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s} = \frac{400}{1.15 \times 2 \times 10^5} = 1.739 \times 10^{-3}; \quad E_s = 2 \times 10^5 \text{ Mpa}$$

$$\alpha_1 = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \epsilon_1} = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times 1.739 \times 10^{-3}} = 0.668$$

$$\mu_1 = 0.8 \alpha_1 (1 - 0.4 \alpha_1) = 0.39$$

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{443.31 \times 10^3}{14.2 \times 35 \times 95^2} = 0.098$$

$\mu = 0.098 < \mu_1 = 0.39 \Rightarrow$  section sans armatures comprimée.

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.129$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 0.948$$

$$A_{\text{cal}} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{443.31 \times 10^3}{0.948 \times 95 \times 348} = 16.06 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq \max(A_{\text{cal}}; A_s(\text{BAEL}); A_s(\text{RPA}))$$

$$A_s \geq \max(16.06 ; 4.59 ; 20) = 20 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } A_s = 4\text{HA}20 + 4\text{HA}16 = 20.61 \text{ cm}^2$$

➤ **En travée :**

Par la combinaison  $1.35G + 1.5Q$  on a :

$$M_t(\text{max}) = 337.13 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{337.13 \times 10^3}{14.2 \times 35 \times 95^2} = 0.068 \quad ; \quad \mu_l = 0.38$$

$\mu = 0.068 < \mu_l = 0.38 \Rightarrow$  section sans armatures comprimées.

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.088$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.965$$

$$A_{\text{cal}} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{337.13 \times 10^3}{0.965 \times 95 \times 348} = 10.88 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq \max(A_{\text{cal}} ; A_s(\text{BAEL}) ; A_s(\text{RPA}))$$

$$A_s \geq \max(10.88 ; 4.59 ; 20) = 20 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } A_s = 4\text{HA}20 + 4\text{HA}16 = 20.61 \text{ cm}^2$$

**VI .2.3.2.Vérification à l'état limite de service :**

Le type et le nombre d'armatures choisies seront acceptables si les conditions suivantes sont vérifiées :

➤ **État limite d'ouverture des fissures :**

(Fissuration préjudiciable)

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

Avec:

$$\bar{\sigma}_{st} = \xi = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; \max\left(0.5f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}\right)\right) \quad (\text{BAEL91 (art A.4.5, 33)})$$

$$\sigma_{st} = n M_{\text{ser}} \left(\frac{d-y}{I}\right)$$

➤ **Etat limite de compression du béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_b$$

Avec:

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} \quad (\text{BAEL91 (art A.4.5, 2)})$$

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

Position de l'axe neutre ( $A' = 0$ ).

$$\frac{by^2}{2} + 15(A \times y) - 15(A \times d) = 0$$

Le moment d'inertie de la section homogène par rapport à l'axe neutre

$$I = \left(\frac{b}{3}\right) y^3 + 15 A(d - y)^2$$

	Sur appui	En travée
$M_{ser}(\text{KN. m})$	157.53	236.51
$y \text{ (cm)}$	29.36	29.36
$I \text{ (cm}^4\text{)}$	1563419.599	1563419.599
$\sigma_{st} \text{ (Mpa)}$	86.14	131.47
$\bar{\sigma}_{st} \text{ (Mpa)}$	201.63	201.63
$\sigma_{bc} \text{ (Mpa)}$	3.16	4.65
$\bar{\sigma}_{bc} \text{ (Mpa)}$	15	15
condition	Vérifiée	Vérifiée

Tableau VII.5 : vérification à l'ELS des nervures

**VI .2.3.3.Vérification de l'effort tranchant :**

**Règles BAEL 91 (art A.5.1, 211)**

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

Fissuration peu préjudiciable :

$$V_u = 617.63\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{617.63 \times 10}{35 \times 95} = 1.89 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{Mpa}\right) = \min\left(0.15 \times \frac{25}{1.5} ; 4\text{Mpa}\right) = \min(2.5\text{Mpa} ; 4\text{Mpa})$$

$$\bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 1.89 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

**a. Les armatures transversales :**

Section minimale d'armatures d'âme : **(Règles BAEL 91 article A.7.2, 2)**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_1; \frac{b}{10}\right) = \min\left(\frac{100}{35}; 1.6; \frac{60}{10}\right) = \min(2.86; 1.6; 6) \text{ cm} = 1.6 \text{ cm}$$

$$\phi_t = 16 \text{ mm}$$

On prend :  $\phi_t = 10 \text{ mm}$

**b. Espacement des armatures transversales : (RPA 99 V-2003 article 7.5.2.2) :**

➤ **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_1\right) = \min\left(\frac{100}{4}; 12 \times 1.6\right) = \min(25; 19.20) = 19.20 \text{ cm}$$

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

➤ **En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{100}{2} = 50 \text{ cm}$$

On prend  $S_t = 20 \text{ cm}$

**C. Section des armatures transversales :**

➤ **Zone nodale:**

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 35 = 1.80 \text{ cm}^2$$

➤ **Zone courante:**

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 20 \times 35 = 2.40 \text{ cm}^2$$

**D. Vérification des espacements: (Règles BAEL 91 article A.5.1, 22) :**

$$S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) = \min(0.9 \times 95; 40 \text{ cm}) = \min(85.5 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq 40 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

➤ **Zone nodale:**

La quantité d'armatures minimale  $\left(\frac{A_t}{b} \times S_t\right)$  est donnée par :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0.4 \text{ Mpa} \Rightarrow A_t \geq \frac{0.4 \times S_t \times b}{f_e} = \frac{0.4 \times 15 \times 35}{400} = 0.6 \text{ cm}^2$$

On prend : 4HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup>

➤ **Zone courante:**

La quantité d'armatures minimale  $\left(\frac{A_t}{b} \times S_t\right)$  est donnée par :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0.4 \text{ Mpa} \Rightarrow A_t \geq \frac{0.4 \times S_t \times b}{f_e} = \frac{0.4 \times 20 \times 35}{400} = 0.8 \text{ cm}^2$$

On prend : 4HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup>

### VI .2.3.4.Ancrage des armatures tendues :

➤ Valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures en barres :

$$\tau_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{tj} \quad \text{BAEL 91 (A.6.1, 21)}$$

$\Psi_s = 1.5$  Pour les barres à haute adhérence

$$\tau_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa}$$

➤ Longueur de scellement droit : BAEL 91 (A.6.1, 221) :

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 2.835} = 56.44 \text{ cm}$$

➤ Longueur de recouvrement :

$$L_R^{\min} = 40 \times \phi_{L\min} = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$$

Disposition des armatures :

- En travée :

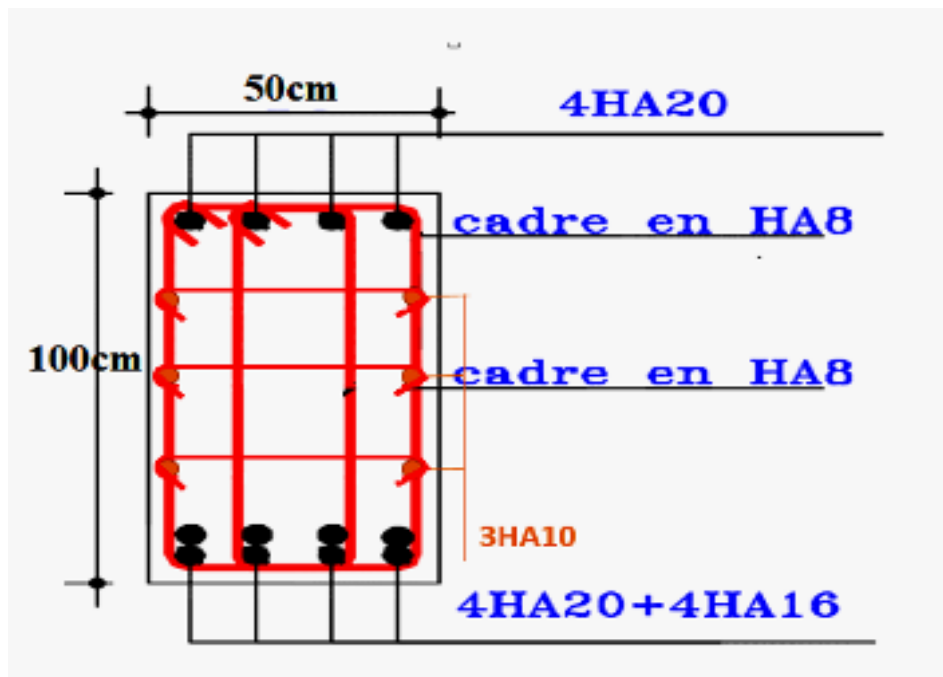


Figure VII.6 : ferrailage de la nervure en travée

- Sur appuis :

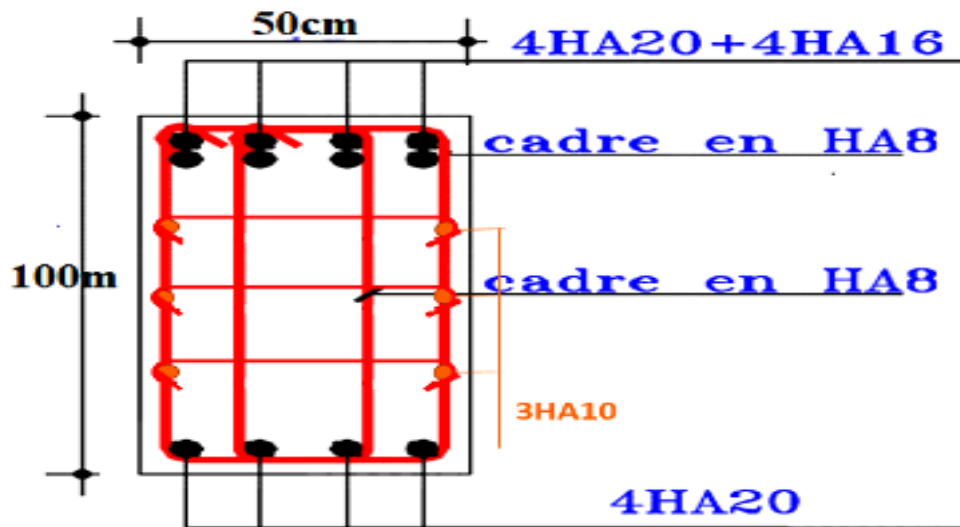


Figure VII. 7 : ferrailage de la nervure sur appuis

#### CALCUL DES LONGRINES

##### 1. Caractéristiques des longrines d'après le règlement R.P.A99 :

Les longrines auront les dimensions suivantes :

25 cm × 30 cm pour les sites de catégorie  $S_2$  et  $S_3$ .

30 cm × 30 cm pour les sites de catégorie  $S_4$ .

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à

$$\left( \frac{N}{\alpha} \right) \geq 20 \text{ KN}$$

Avec :

$N$  : égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appuis solidarisés.

$\alpha$  : coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie du site considérée.

$$\alpha = 12 \text{ ( Zone II ; Site } S_3 \text{ )}$$

##### 2. Ferrailages des longrines :

Le ferrailage minimum doit être 0.6% de la section du béton avec les cadres dont l'espacement doit être inférieur ou égale au minimum de ( 20 cm,  $15\Phi_1$  )

$$\frac{N}{\alpha} = \frac{688.95}{12} = 57.41 \text{ KN} \geq 20 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{N'}{\gamma_s} = \frac{57.41 \times 10^{-3}}{384} = 1.65 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.6\% \times 25 \times 30 = 4.50 \text{ cm}^2 \text{ Soit : } 6\text{HA}12$$

Pour les armatures transversales on adopte un cadre de  $\Phi 8$  tous les 15 cm.

## TASSEMENT

### 1. Introduction :

Suite à des actions extérieures ou intérieures (charges statiques, glissement du sol, abaissement de la nappe phréatique, etc...), le sol est susceptible de se déformer, la déformation verticale de celui-ci résultant d'une action de charge verticale est appelée :

Tassement.

Il est indispensable d'évaluer le tassement du sol sous les semelles d'un bâtiment et pour prémunir d'un risque éventuel provenant de ce tassement on le compare au tassement admissible et au tassement différentiel admissible.

### 2. Méthode de calcul :

Le tassement calculé par la méthode des sommations élémentaire ; cette méthode classique du calcul des tassements couche par couche, se décompose en trois parties :

Etude des caractéristiques déformatrices.

Détermination mathématique des contraintes effectives et des pressions géologiques au sein du massif.

Détermination des tassements résultants des pressions verticales exercées compte tenu de la compressibilité des charges sous-jacentes intéressées.

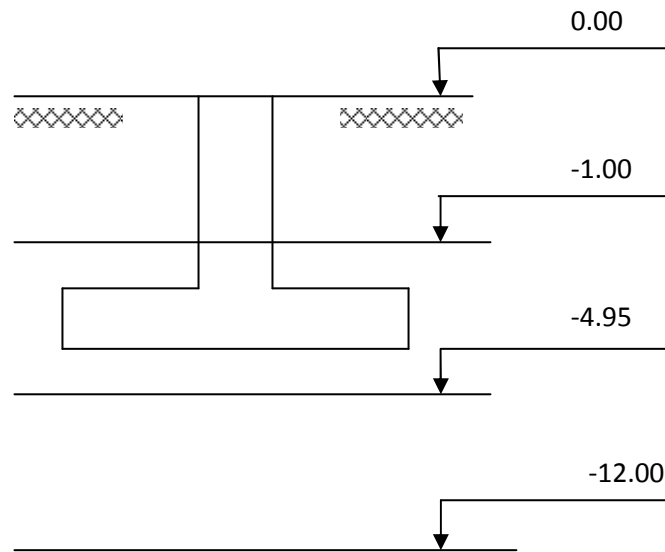


Schéma de fondation

Couches	Type de sol	Epaisseur de la couche	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	E (KN/m <sup>2</sup> )
1	Sable fin	1	17.8	21000
2	Argile burne sableuses	3.95	19.2	25000
3	Sable argileux	7.05	17.8	20000

➤ Tassement total :

$$\delta = \beta \sum \frac{\sigma_{zi} h_i}{E_i}$$

$\beta$  : Coefficient correcteur ;  $\beta = 0.8$

$E_i$  : module de déformation des couches.

$h = 45$  cm.

➤ Calcul de la pression due au poids propre du sol :

$$P_{z1} = \gamma_1 Z_1 = 17.8 \times 1 = 17.8 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$P_{z2} = P_{z1} + \gamma_2 Z_2 = 17.8 + 19.2 \times 3.95 = 93.64 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$P_{z3} = P_{z2} + \gamma_3 Z_3 = 93.64 + 17.8 \times 7.05 = 219.13 \text{ KN} / \text{m}^2$$

❖ Le tassement admissible est de 10

➤ **Détermination de la contrainte verticale due à la superstructure :**

Les contraintes de la compression due à la superstructure diminuent avec la profondeur.

Pour n'importe quel point de profondeur h on a :

$$\sigma_{zi} = K_0 (\sigma - P_{za})$$

Avec :

$P_{za}$  : pression due au poids propre du sol au niveau de la semelle de fondation :

$$P_{za} = P_{z1} + \gamma_2 (D - Z_1) = 17.8 + 19.2(0.6) = 29.32 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$K_0$  : coefficient de réduction tiré à partir des tableaux, en fonction de :

$$m = \frac{Z}{B} \quad \text{Et} \quad n = \frac{L}{B}$$

Avec :

L : longueur de la semelle.

B : largeur de la semelle.

Z : distance de la semelle au point considéré.

$\sigma$  : contrainte de compression au niveau de la semelle de fondation.

$$\sigma = \frac{N_T}{B.L}$$

Avec :

B : la largeur de la semelle.

L : la longueur total de la semelle.

Et :  $N_T = N + P$

N : la charge total provenant de la super structure.

P : poids de la terre situé sur la semelle.

$$\sigma = \frac{685.97}{1.5 \times 1.5} = 304.87 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Z (m)	$\frac{Z}{B}$	$K_0$	$\sigma_{zi}$	$E_i$	$\sigma_{zih}$
0	0	0.250	68.89	21000	31.00
1	0.67	0.181	49.87	21000	22.44
2	1.33	0.107	29.48	25000	13.27
3	2	0.084	23.15	25000	10.42
4	2.67	0.063	17.36	25000	7.81
5	3.33	0.049	13.50	20000	6.08
6	4	0.027	7.44	20000	3.35

$$\frac{\sigma_{zi}}{\gamma \cdot Z} = \frac{7.44}{17.8 \times 6} = 0.070 < 0.2 \quad (\text{Condition vérifié})$$

➤ **Tassement total :**

$$\delta = \beta \sum \frac{\sigma_{zi} h_i}{E_i} = 0.8 \left[ \frac{31.00}{21000} + \frac{53.94}{25000} + \frac{9.43}{20000} \right] = 3.28 \text{ cm}$$

$$\delta = 3.28 \text{ cm} < \bar{\delta} = 10 \text{ cm} \quad (\text{Condition vérifié})$$

*CONCLUSION*

*GENERALE*

## Conclusion générale

---

### Conclusion générale

Le projet de fin d'étude est une occasion à l'étudiant d'appliquer les connaissances acquises durant sa formation, cette expérience nous a permis aussi d'acquérir des connaissances sur les méthodes de calcul et d'études des structures, l'application des règlements tels que : RPA (99/version 2003), BAEL 91, CBA93, DTR et la pratique des logiciels Comme : Robot , socotec, autocad ...etc.

Par ailleurs, cette étude nous a conduits à dégager un certain nombre de conclusions dont les plus importantes sont :

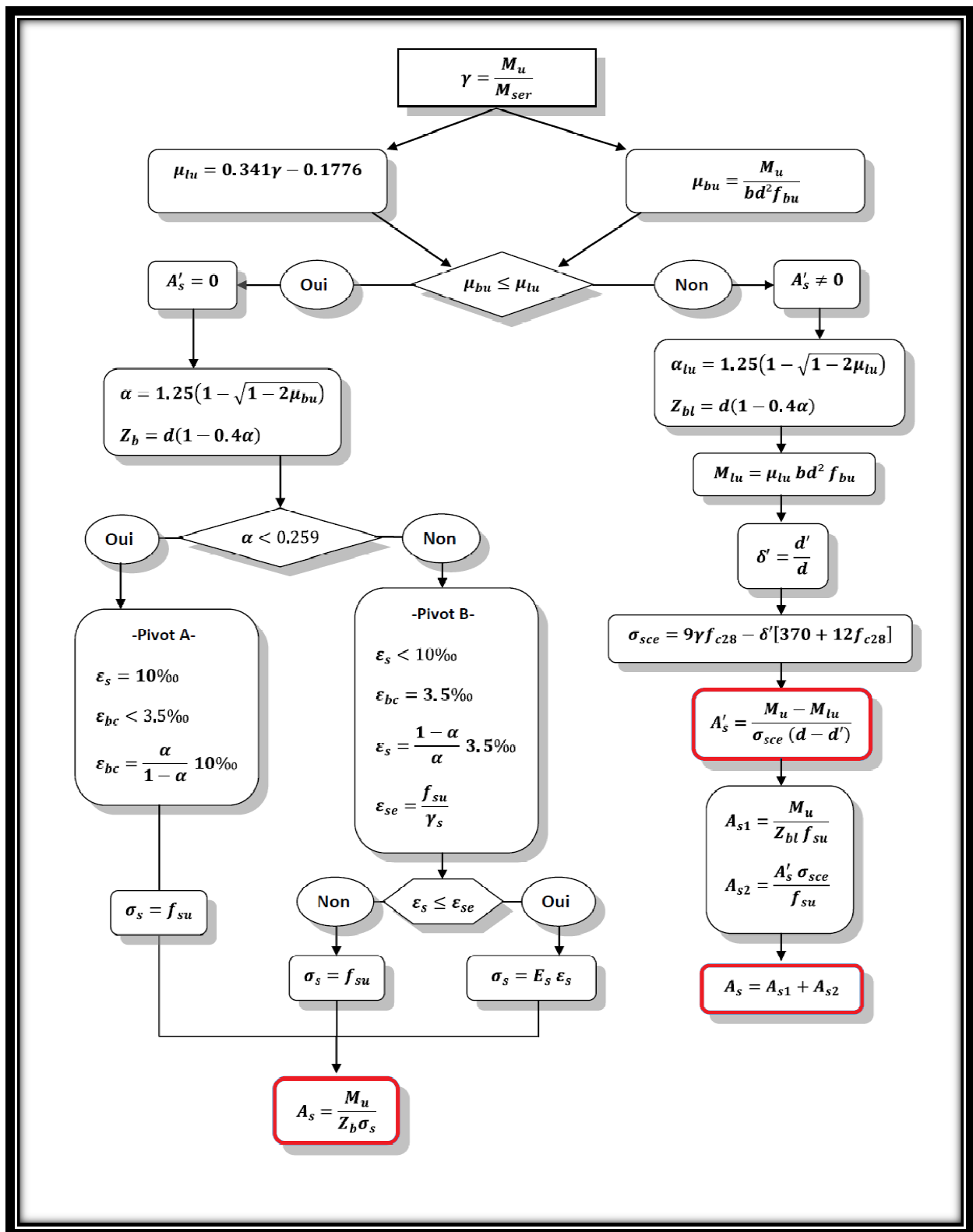
- Il est important de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux, et leur mise en œuvre. Une construction peut s'effondrer suite à l'utilisation des matériaux de qualité médiocre.
- Le critère le plus prépondérant dans le choix de l'épaisseur des dalles pleines est le critère du coup feu.
- L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un tremblement de terre est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée.
- La disposition et les dimensions des voiles jouent un rôle très important dans le comportement dynamique des structures mixtes.
- L'irrégularité en plan de notre structure ainsi que les contraintes architecturales rendent difficile la recherche d'un bon comportement dynamique (disposition des voiles).
- La vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes vis-à-vis des charges verticales et horizontales est indispensable, la vérification de cette dernière nous a conduits à une augmentation des sections des poteaux estimées par le pré dimensionnement.
- La vérification des moments résistants au niveau des nœuds, nous a permis de vérifier que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux..
- Le radier s'est avéré le type de fondation le plus adéquat pour notre structure.

## **Conclusion générale**

---

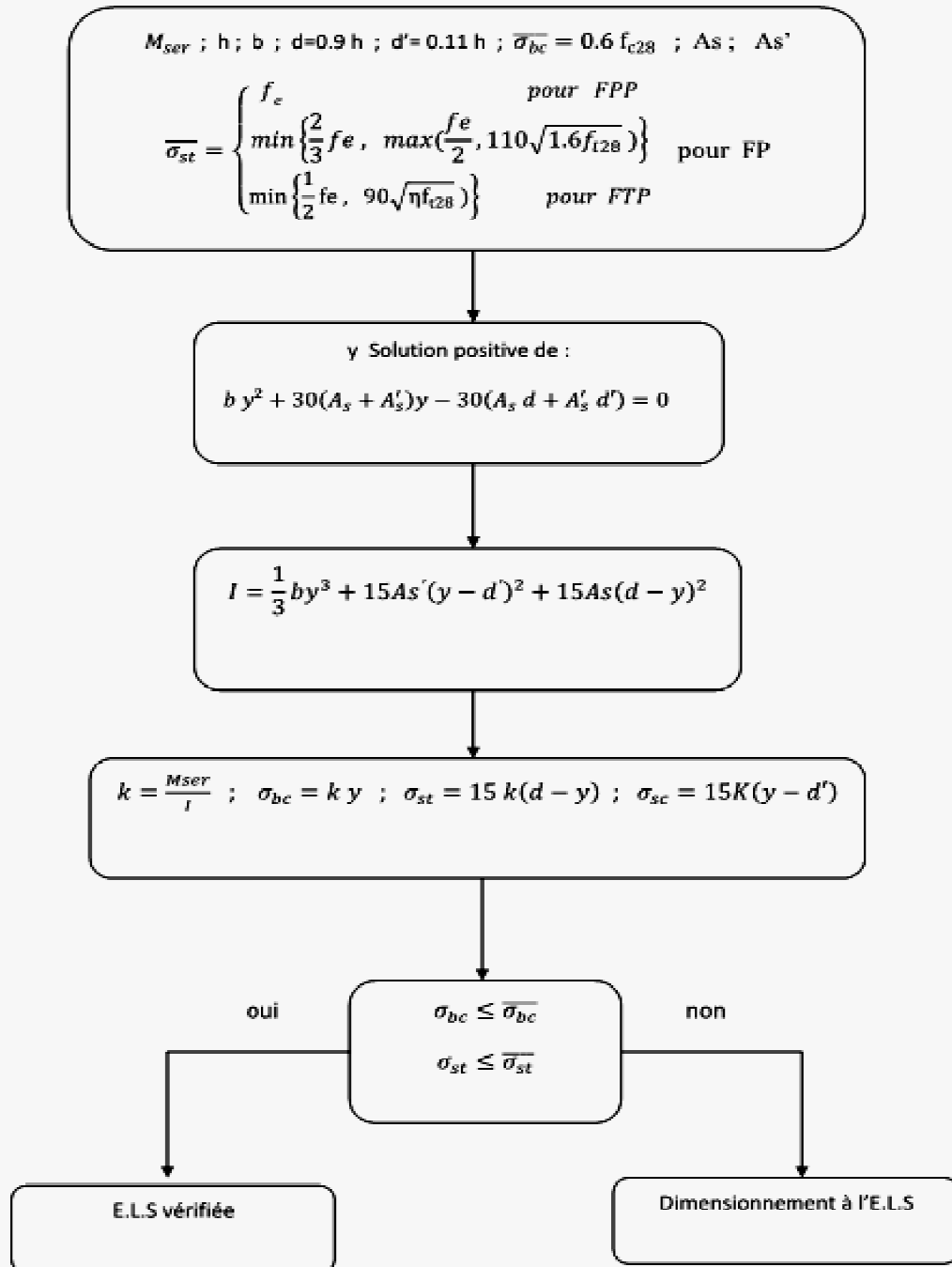
Enfin, l'utilisation du Robot dans notre étude nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique, dans le but de faciliter les calculs, d'avoir une meilleure approche de la réalité, et un gain de temps très important dans l'analyse de la structure.

# *ANNEXES*



**Annexe 1 : Organigramme de calcul : flexion simple à ELU (Section Rectangulaire).**

## Vérification à E.L.S



**Annexe 2 : Organigramme de calcul : flexion simple à ELS (Section Rectangulaire).**

## II- Section en T

### Flexion simple d'une section en T à l'E.L.U

$$\begin{aligned} & M_u; b; d = 0.9 h; b_0; h_0; \gamma_s = 1.15; \gamma_b = 1.5; f_{c28}; f_e \\ \theta = & \begin{cases} 1 & \text{si } t > 24 \text{ h} \\ 0.9 & \text{si } 1 \text{ h} \leq t \leq 24 \text{ h} \\ 0.85 & \text{si } t < 1 \text{ h} \end{cases} \quad \theta \text{ Est en fonction de la durée (t) d'application des combinaisons d'action} \end{aligned}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}; \quad f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$M_0 = b h_0 f_{bu} \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_u \leq M_0$$

oui

non

Section en T

Appliquer l'organigramme d'une section rectangulaire :  $b \times h$

$$A_s; A'_s$$

$$\bar{M}_u = M_u - \frac{M_0(b - b_0)}{b}$$

Appliquer l'organigramme d'une section rectangulaire  $b_0 \cdot d; \bar{M}_u$

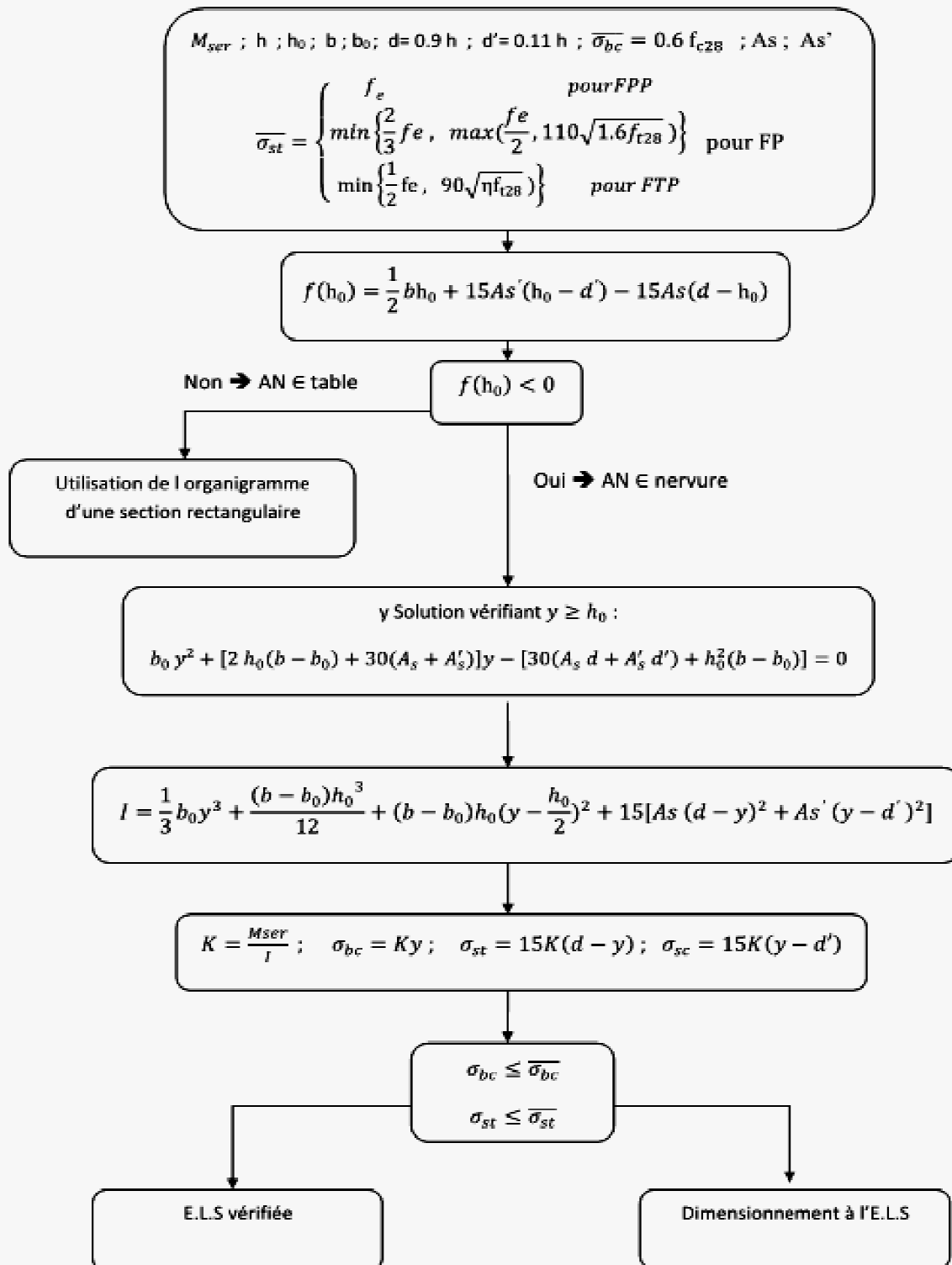
$$\Rightarrow \bar{A}_s \text{ et } \bar{A}'_s$$

$$A_s = \frac{[\bar{A}_s f_{su} + (b - b_0) h_0 f_{bu}]}{f_{su}}$$

$$A'_s = \bar{A}'_s$$

**Annexe 3 : Organigramme de calcul : flexion simple à ELU (Section en Tê).**

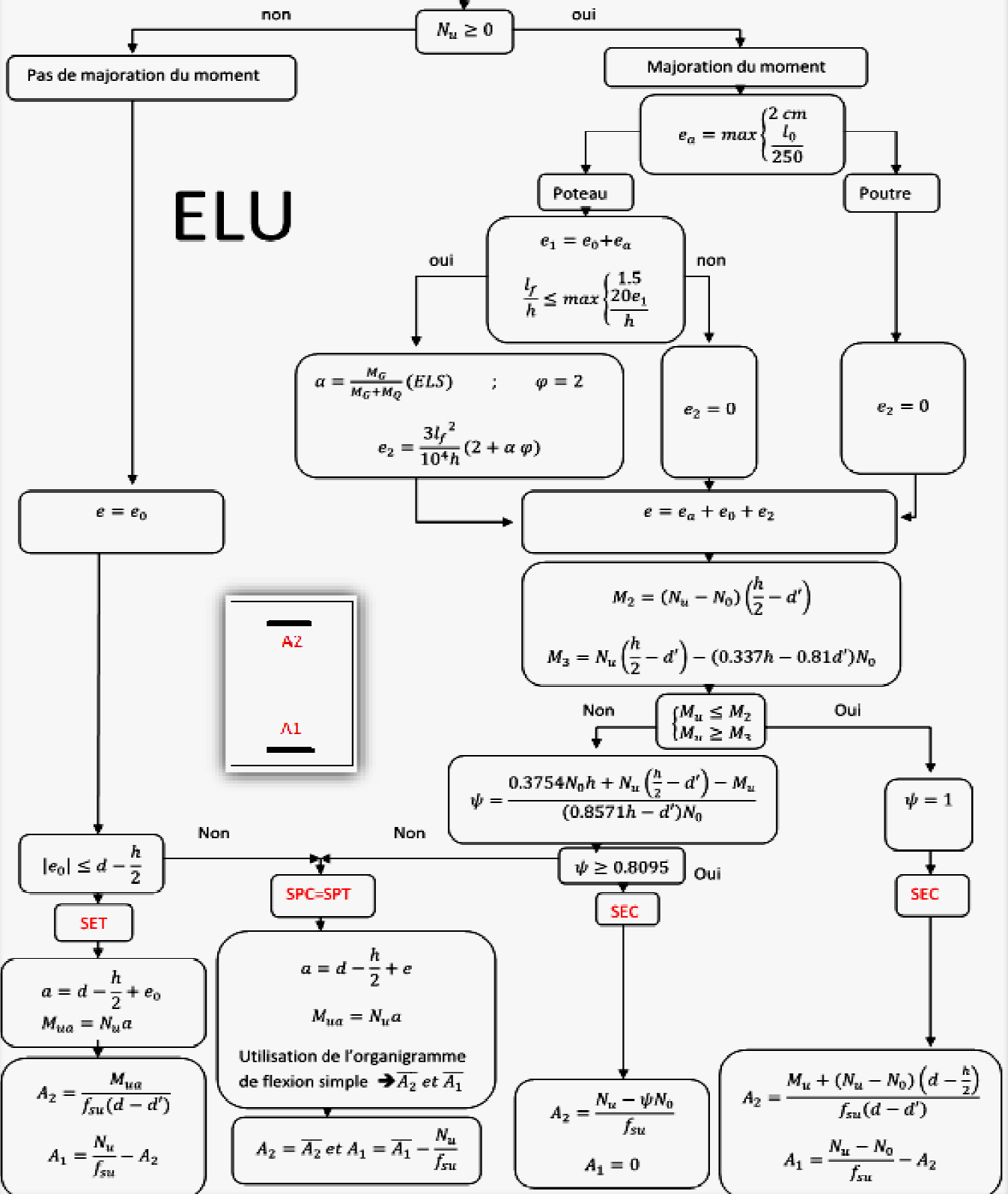
## Vérification à E.L.S d'une section en T



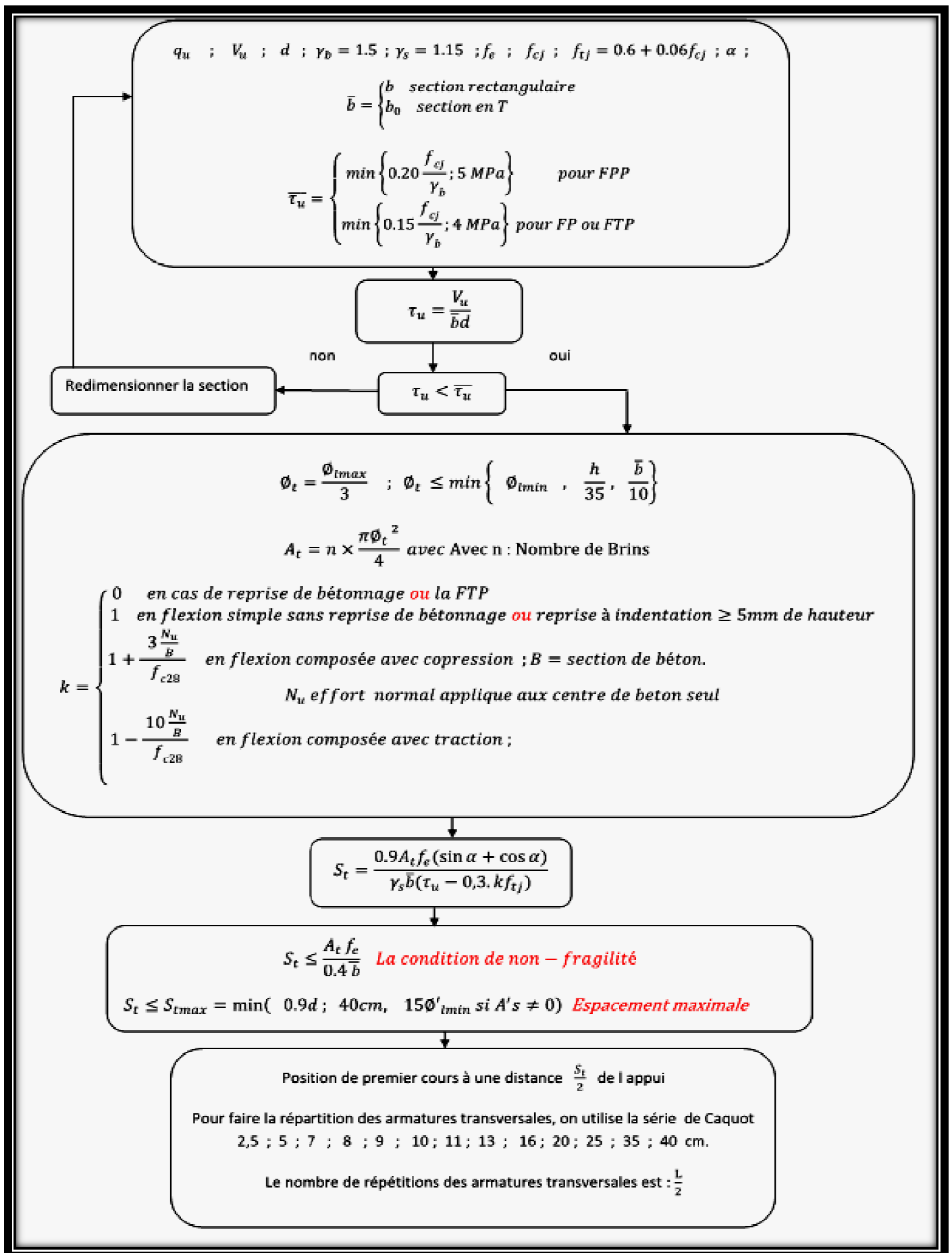
**Annexe 4 : Organigramme de calcul : flexion simple à ELS (Section en T).**

$$M_u ; N_u ; e_0 = \frac{M_u}{N_u} ; b ; h ; d = 0.9 h ; d' = 0.11 d ; f_{c28} ; f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} ; \gamma_s = 1.15 ; \gamma_b = 1.5 ; \theta$$

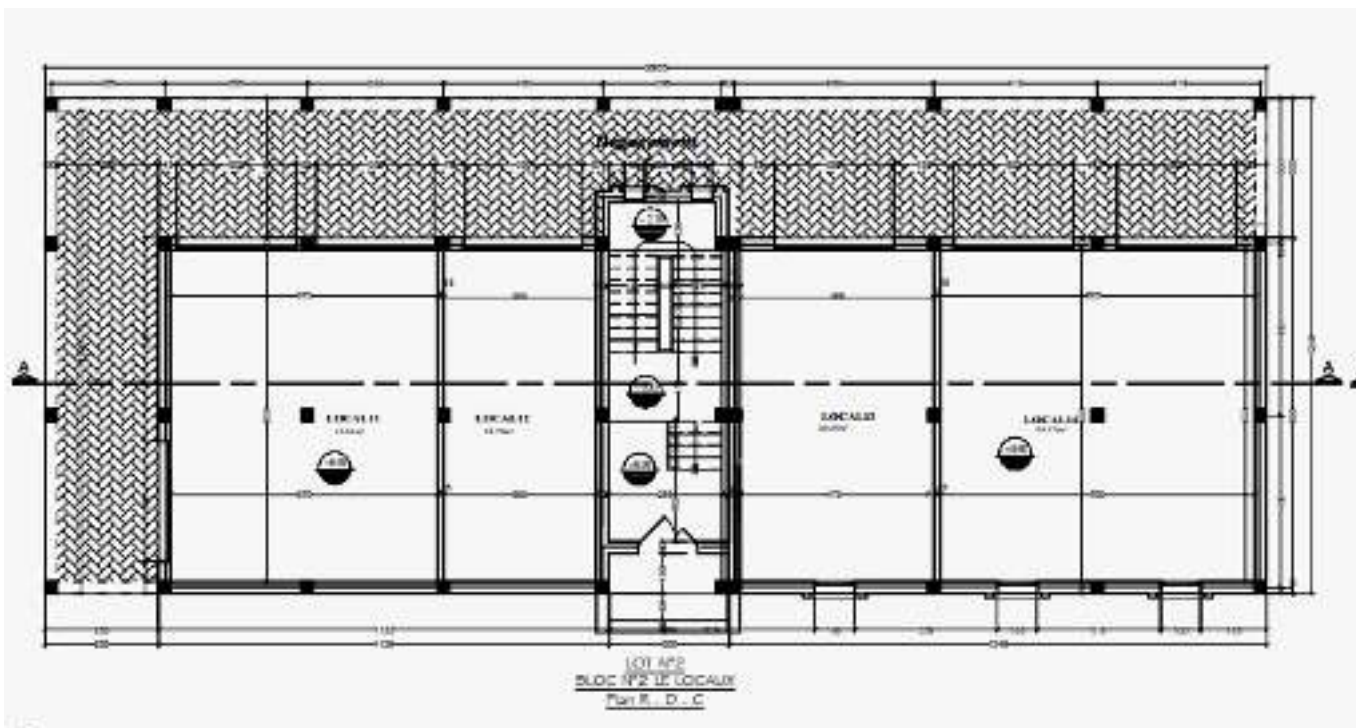
$$f_{su} = \frac{f_c}{\gamma_s} ; f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} ; B ; N_0 = b h f_{bu} ; l_f = k l_0 ; k = \begin{cases} 0.5 & \text{encastré - encastré} \\ 1 & \text{articulé - articulé} \\ 0.7 & \text{encastré - articulé} \end{cases}$$



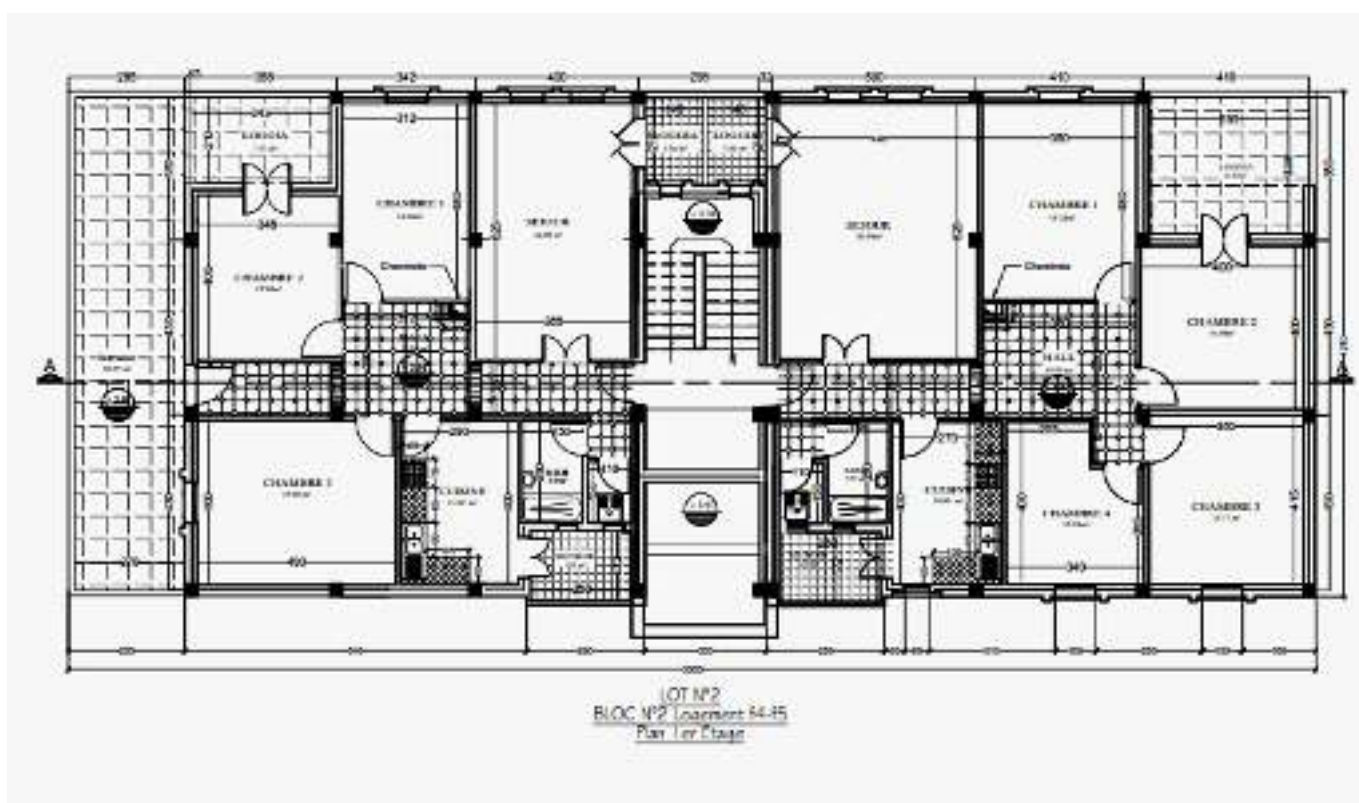
**Annexe 5 : Organigramme de calcul : flexion composée à ELU.**



**Annexe 6 : Organigramme de calcul : Effort tranchant.**



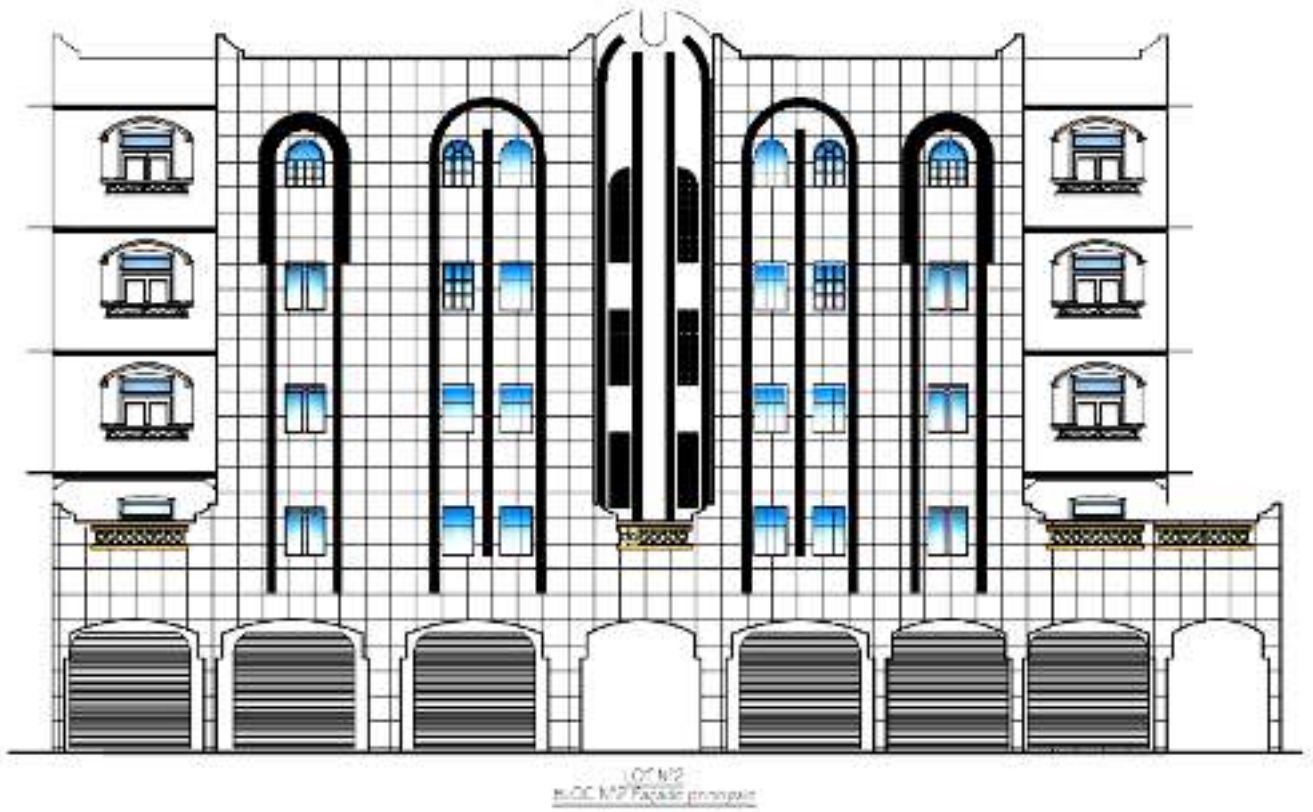
**Annexe 7 : Plan d'architecture du Rez de chaussée.**



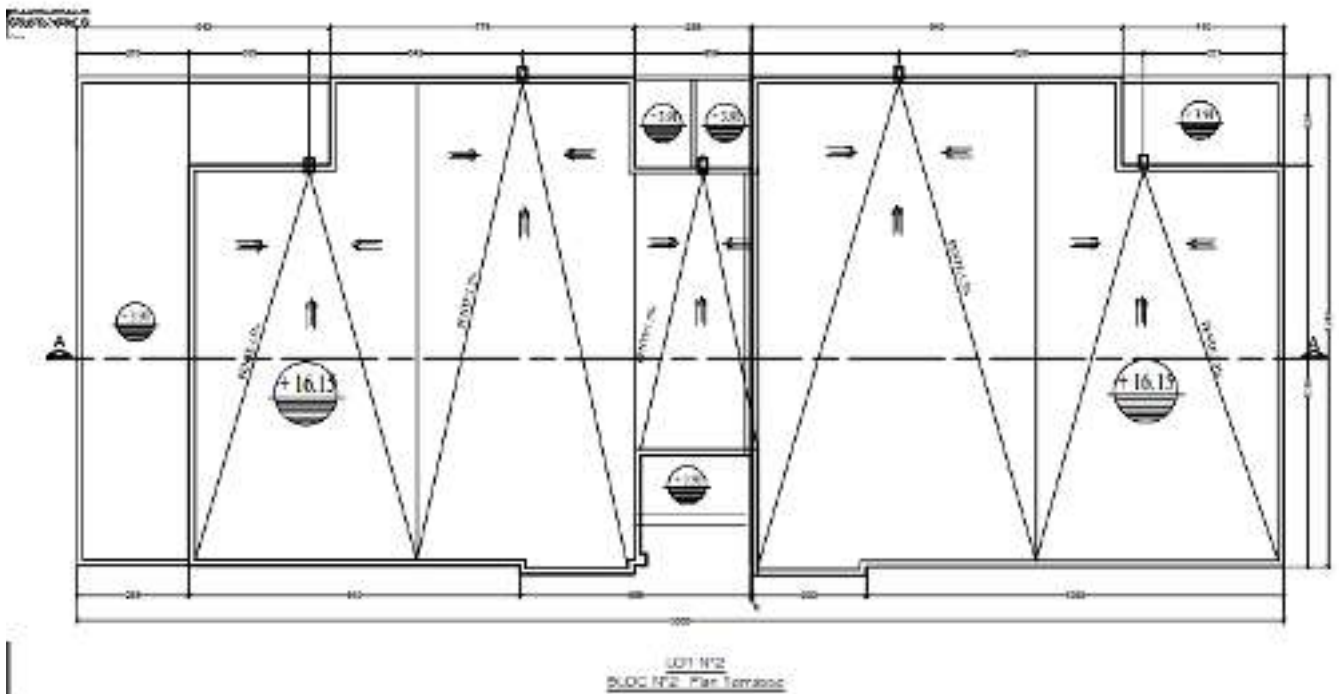
**Annexe 8 : Plan d'architecture de l'Etages Courants.**



**Annexe 9 : Coupe A-A du plan d'architecture.**



**Annexe 10 : Plan de facade**



**Annexe 12 : Plan de plancher Terrasse.**