

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Ibn Khaldoun de Tiaret



Faculté des Sciences Appliquées
Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme de Master

Spécialité : Génie Civil
Option : Génie de la construction

Présenté par :
HASSI TOURKIA
HARIZI KHALDIA

Sujet du mémoire

***Etude d'un bâtiment (R+6) A usage multiple à
Tissemsilt***

Mr	BEKKI HADJ	Président
Mr	KERROUM N.	Examineur
Mr	SERBAH BOUMEDIENE	Examineur
M ^{me}	RANNAK ZOHRA	Examinatrice
M ^{me}	DRAOUI AICHA	Encadreur

Promotion 2017/2018

الله أكبر

REMERCIEMENTS



Tout d'abord nous remercions avant tous, dieu le tout puissant qui nous a donné le courage, et la volonté pour atteindre notre objectif, et tous les enseignants qui ont contribué à notre formation durant tous les cycles.

*Nous remercions vivement, notre encadreur : Mme DRAOUI Aicha
Pour son assistance.*

Nous exprimons une grande gratitude et notre reconnaissance à notre Co-encadreur Mr SAHOUANE. AEK de nous avoir aidés à réaliser ce travail.

Nous portons avec gratitude de reconnaissance pour l'ensemble des professeurs du département de Génie Civil qui ont contribué à notre formation d'ingénieur en Génie Civil.

Nous ne saurons oublier de remercier les honorables Membres du Jury qui nous ont fait l'immense honneur de Présider et d'examiner ce Modeste travail.

A tous ceux ou celles qui nous apportés leur soutien, trouvent ici, l'expression de nos vive et sincère reconnaissance.

œ Dédicace œ

Je dédie ce travail à : Mes chers parents, qui m'ont toujours encouragé et soutenu dans mes études jusqu'à atteindre ce stade de formation.

MON frère : AMEUR

Mes sœurs : Amina, Sabrina ,NADJAT NOOR , ZOÛRA

Toute ma famille HASSI.

Mes amies : Kalida, Sabrina, Nadjah, Bakhta, djamila, Amina

A Tout la promotion de master 2 génie civil 2018.

A Tous les enseignants qui m'ont dirigé vers la porte de la réussite

HASSI TOURKIA

œ Dédicace œ

*Je dédie ce travail à : Mes chers parents,
qui m'ont toujours encouragé et soutenu
dans mes études jusqu'à atteindre ce stade
de formation.*

MON frère :ADEL

*MON MARIE : HAMZA
Mes sœurs : MARWA ,AMINA ,lila
,MASSOUDA , HAMIDA
,CAHAYMA ,HANAA*

Toute ma famille HARIZI.

*Mes amies : NADIA,SARA , Sabrina,
Nadjah, djamila, Amina ,ASIA , TAOUS
,HOURIA*

*A Tout la promotion de master 2 génie
civil 2018.*

*A Tous les enseignants qui m'ont dirigé
vers la porte de la réussite*

HARIZI KHALDIA

Sommaire

Remerciement

Dédicace

Sommaire

Liste des tableaux

Liste des figures

Résumé

Notation & symbole

Chapitre –I–

<i>I.1.Introduction générale.....</i>	<i>01</i>
<i>I-2. Présentation du projet</i>	<i>01</i>
<i>I-2.1.Caractéristiques géométriques de la structure</i>	<i>01</i>
<i>I-a. Dimensions en plans.....</i>	<i>01</i>
<i>I-b. Dimensions en élévation.....</i>	<i>01</i>
<i>I-c. Données du site.....</i>	<i>02</i>
<i>I-2.2.Ossature et système constructif adopté</i>	<i>02</i>
<i>I-2.2.a. Ossature</i>	<i>02</i>
<i>I-2.2.b. Planchers</i>	<i>02</i>
<i>I-2.2.c. Escaliers.....</i>	<i>03</i>
<i>I-2.2.d.Maçonnerie</i>	<i>03</i>
<i>I-2.2.e.Revêtement</i>	<i>03</i>
<i>I-2.2.f.Isolations</i>	<i>03</i>
<i>I-2.2.g.Acrotères.....</i>	<i>03</i>
<i>I-2.2.h.cage d'ascenseurs.....</i>	<i>03</i>
<i>I-2.2.i.Fondation.....</i>	<i>04</i>

<i>I-2.3.Caractéristiques mécaniques des matériaux.....</i>	<i>04</i>
<i>I-2.3.1.Le Béton.....</i>	<i>04</i>
<i>I-3- Résistance mécanique du béton.....</i>	<i>05</i>
<i>I-4.Méthode de calcul.....</i>	<i>06</i>
<i>I-5. Définition des contraintes de calcul.....</i>	<i>07</i>
<i>I-6.Etat limite de service (ELS).....</i>	<i>07</i>
<i>I-6.1 Contrainte admissible de cisaillement.....</i>	<i>08</i>
<i>I-6.2. Modules de déformation longitudinale du béton.....</i>	<i>09</i>
<i>I-7.Les Aciers.....</i>	<i>10</i>
<i>I-7.1.Etat limite ultime.....</i>	<i>10</i>
<i>I-8. Contraintes limites de traction des armatures.....</i>	<i>11</i>
<i>I-8.1.Etats limites service.....</i>	<i>11</i>
<i>I-8.2.Etats limites.....</i>	<i>11</i>
<i>I-8.2.1.E.L.U.R.....</i>	<i>11</i>
<i>I-8.2.2. Hypothèses de calcul.....</i>	<i>12</i>
<i>I-8.2.3.Règles des trois pivots.....</i>	<i>12</i>
<i>I-8.3.E.L.S.....</i>	<i>13</i>
<i>I-8.3.1. Hypothèses de calcul.....</i>	<i>13</i>
<i>I-8.3.2. Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites.....</i>	<i>14</i>

Chapitre –II–

<i>II-1.Introdiction.....</i>	<i>16</i>
<i>II-2.Pré-dimensionnement des plancher.....</i>	<i>16</i>
<i>II- 2.1. Détermination de l'épaisseur du plancher.....</i>	<i>16</i>
<i>II-3. Descente de charge.....</i>	<i>17</i>
<i>II- 3.1. Charge permanente.....</i>	<i>17</i>
<i>II- 3.1.1. Plancher terrasse inaccessible.....</i>	<i>17</i>

II- 3.1.2. Plancher RDC+étage courant	18
II-.3.1.3. Dalle pleine étage courant	18
II- 3.1.4. Façade de murs (extérieur)	19
II-4. . Prédimensionnement des éléments porteurs	19
II-4.1. . Prédimensionnement des poutres.....	19
II- 4.1.1. pré dimensionnement des poutres principale.....	20
II- 4.1.2. pré dimensionnement des poutres secondaires.....	20
II- 4.2. Prédimensionnement des poteaux	20
II-4.2.1.loi de dégression de la surcharge d'exploitation.....	21
II- 4.2.2. Efforts de compression dus aux charges permanentes NG.....	22
II- 5.Détermination de la section du poteau ($a \times b$).....	23
II- 6. Pré dimensionnement des voiles	25

Chapitre -III-

III - 1. Acrotère.....	28
III -1.1. Introduction.....	28
III-1.2.Dimensions.....	28
III -2. Calcul des sollicitations, enrobage et excentricité	28
III -3. Calcul des efforts	28
III -4. Vérification si la section est Partiellement ou entièrement comprimée	29
III-5. Calcul du ferrailage (E.L.U.)	30
III- 6 Vérification des contraintes (E.L.S.)	31
III- 6. 1 Détermination des contraintes dans le béton comprimé	32
III- 6.2.Détermination des contraintes dans l'acier tendu.....	32
III- 6.3.Contrainte de cisaillement	32
III- 6.4. Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme	33
III-2. Balcon	34

<i>III.2.1. Etude des charges et des sollicitations.....</i>	<i>34</i>
<i>III.3. Calcul du moment Max et de l'effort tranchant max</i>	<i>35</i>
<i>III.4-Ferraillage</i>	<i>36</i>
<i>III.4.1. Condition de non fragilité</i>	<i>36</i>
<i>III.4-2- Contrainte de cisaillement</i>	<i>36</i>
<i>III.4- 3-Contrainte d'adhérence</i>	<i>37</i>
<i>III.5 - La vérification des contraintes à l'E.L.S</i>	<i>37</i>
<i>III.6- Vérification de la flèche</i>	<i>38</i>
<i>III-3.Escaliers.....</i>	<i>39</i>
<i>III-1.Introduction.....</i>	<i>39</i>
<i>III-2-Therminologie.....</i>	<i>40</i>
<i>III-3. Dimensions de l'escalier.....</i>	<i>40</i>
<i>III-4. Etude d'un escalier à deux volées.....</i>	<i>41</i>
<i>III-5. Calcul du moment fléchissant et effort tranchant max à l'E.L.U.....</i>	<i>44</i>
<i>III.6.cacul du moment fléchissant et l'effort tranchant max à l'E.L.S.....</i>	<i>47</i>
<i>III.7.Ferraillage de l'escalier.....</i>	<i>50</i>
<i>III-8.Les vérifications</i>	<i>51</i>
<i>III-9.Etude de la poutre palière.....</i>	<i>53</i>
<i>III-2. Pour le RDC</i>	<i>59</i>
<i>III-2.1. Dimensionnement des marches et contre marches.....</i>	<i>59</i>
<i>III-2.2. Calcul du moment fléchissant et l'effort tranchant max à l'E.L.U.....</i>	<i>61</i>
<i>III -3 Calcul du moment fléchissant et l'effort tranchant max à l'E.L.S</i>	<i>64</i>
<i>III-4. Les vérifications</i>	<i>68</i>
<i>III.5 Etude de la poutre palière</i>	<i>70</i>
<i>III.6. les vérifications des contraintes à L'E.L.S.....</i>	<i>72</i>
<i>III.7. Ferraillage des armatures transversales</i>	<i>74</i>
<i>III-8.calcul de la flèche</i>	<i>75</i>

III-4. Ascenseur	76
III-1. Calcul du poids des composants de l'ascenseur.....	76
III-2- Les dimensions.....	76
III-2.1 Le poids mort	77
III-2.2- Calcul de la charge total <i>qu</i>	78
III-3 à L'ELU.....	79
III-4.Evaluation des moments dus aux charges concentrées	80
III-5. Calcul du ferrailage de la dalle.....	83
III-6.Moment d'inertie.....	88
III-7. Détermination contraintes dans le béton comprimé σ_{bc}	89

Chapitre –IV–

IV.1 Introduction	92
IV.2 Calcul du plancher a corps creux	92
IV.2.1 Dimensionnement des poutrelles.....	92
IV.2.2 Méthode de calcul des poutrelles	93
IV.3 Calcul des poutrelles	95
IV. Principe de calcul de la méthode forfaitaire.....	97
IV.1. Exemple de calcul (R.D.C).....	97
IV.4.2 plancher du 1ème et 2ème étage (bureaux).....	101
IV.4.3-plancher étages courants (du 3ème au 6ème étage).....	102
IV.4. Plancher Terrasse	104
IV.5 Calcul du ferrailage des poutrelles :(à l'ELU).....	111
IV.5.1-Plancher R.D.C	112
IV.5.1.1 Calcul des armatures longitudinales à (l'E.L.U)	112
IV.5.1.2.Vérification des contraintes à l'E.L.S	114
IV.5.2. Plancher 1er et 2ème étage: (bureau).....	124
IV.5.3. Plancher étages courants (3ième au 6ième étage).....	134

<i>IV.5.4-Plancher terrasse</i>	145
<i>IV.5.5 calcul de ferrailage de la dalle de compression</i>	155
<i>IV.6.-Calcul de la dalle pleine</i>	156
<i>IV.6.1 Sollicitations</i>	156

Chapitre –V–

<i>V.1. Introduction</i>	165
<i>V.2. Objectif de l'étude dynamique</i>	166
<i>V.3. Méthode de calcul</i>	167
<i>V.3.1. Méthode statique équivalente</i>	167
<i>IV.3.2. Méthode d'analyse modale spectrale</i>	168
<i>V.4. Détermination des paramètres du spectre de réponse</i>	168
<i>V.3. Calcul de l'effort tranchant pour la méthode statique équivalent</i>	169
<i>V.2. Calcul des masses de la structure</i>	170
<i>V.2.3. Définition des masses</i>	173
<i>V.2.4. calcul des coefficients de participation modale</i>	177
<i>V.3. Calcul de l'effort tranchant pour la méthode statique équivalent</i>	177
<i>V.3.1. Estimation de la période fondamentale de la structure</i>	178
<i>V.3.2-. Sens longitudinal</i>	179
<i>V.3.3-. Sens transversal</i>	179
<i>V.4. Calcul des déplacements</i>	180
<i>V.5. Justification vis -à-vis de l'effet P-Δ</i>	181

Chapitre –VI–

<i>VI.1. Introduction</i>	183
<i>VI.2-. Les combinaisons de calcul</i>	183
<i>VI.3. Ferrailage des portiques</i>	184
<i>VI.3.1. Ferrailage des poutres</i>	184

VI.4. Vérification des contraintes (ELS)	190
VI.3.3. Ferrailage des poteaux.....	194
VI.4. Les vérifications.....	202

Chapitre –VII–

VII .1. Introduction.....	206
VII .2. Le système de contreventement	206
VII .3. La méthode de calcul	207
VII .3.1. Armatures verticales	208
VII .3.2. Armatures horizontales	208
VII .3.3. Armatures transversales.....	208
VII .4. Ferrailage des voiles.....	208
VII .4.1. Exemple de calcul (Voile intermédiaire)	208
VII .4.2. Détermination des contraintes	208
VII .4.3. Calcul de la longueur tendue	209
VII .4.4. Effort de traction.....	209
VII .4.5. Pourcentage minimal d'armature.....	210
VII .4.6 . Vérification de la contrainte de cisaillement τ_b	210
VII 4.7. Calcul des armatures horizontales	211
VII .5. Disposition des armatures.....	212
VII .5.1. Armatures transversales.....	212

Chapitre –VIII–

VIII 1. Introduction.....	214
VIII. 2. Détermination de la hauteur de la poutre de libage	216
VIII.3. Ferrailage du radier.....	218
VIII.4. Armature de peau.....	223

Liste des tableaux

<i>Tableau II. 01. Les déformations limites du pivot.....</i>	<i>12</i>
<i>Tableau II. 02. Charge permanente & surcharge d'exploitation.....</i>	<i>18</i>
<i>Tableau II-.2.2. Charge due à la dalle pleine du plancher RDC+ étage courants... </i>	<i>18</i>
<i>Tableau II.03. Charge permanente des Murs extérieur.....</i>	<i>18</i>
<i>Tableau II.04. La loi de dégression de la surcharge d'exploitation.....</i>	<i>22</i>
<i>Tableau II .5. Choix de la section des Poteaux.....</i>	<i>25</i>
<i>Tableau II.6. Des dimensions des différents éléments porteurs.....</i>	<i>26</i>
<i>Tableau III.1.charge permanente du balcon.....</i>	<i>35</i>
<i>Tableau III.2.Résultats obtenus.....</i>	<i>49</i>
<i>Tableau III.4 : Poids des composants de l'ascenseur.....</i>	<i>77</i>
<i>Tableau III.5: Les résultats des moments isostatiques des rectangles(E.L.U).....</i>	<i>82</i>
<i>Tableau III.6: Les résultats des moments isostatiques a (E.L.S).....</i>	<i>87</i>
<i>Tableau V.1 facteur de qualité</i>	<i>168</i>
<i>Tableau .V.2.Valeurs des pois.....</i>	<i>173</i>
<i>Tableau V.3. Définition des masses</i>	<i>174</i>
<i>Tableau V .4. Des coefficients de participation modale</i>	<i>175</i>
<i>Tableau V.5. Valeurs des déplacements du bloc.....</i>	<i>180</i>
<i>Tableau V.6. Justification vis -à-vis de l'effet P-Δ.....</i>	<i>181</i>
<i>Tableau VI.1. Moments max des Poutres principales intermédiaires (30x40)cm²</i>	<i>185</i>
<i>Tableau VI.2. Moments max des Poutres principales de rive(30x40)cm²</i>	<i>185</i>
<i>Tableau VI.3. Moments max des Poutres secondaire intermédiaires (30x35)cm²</i>	<i>186</i>

<i>Tableau VI.4. Moments max des Poutres secondaire de rive(30x35).....</i>	<i>186</i>
<i>Tableau VI.5. Récapitulation du ferrailage des poutres principales intermédiaires</i>	<i>191</i>
<i>Tableau VI.6. Récapitulation du ferrailage des poutres principales de rive.....</i>	<i>191</i>
<i>Tableau VI.7. Récapitulation du ferrailage des chaînages intermédiaires</i>	<i>192</i>
<i>Tableau VI.8. Récapitulation du ferrailage des chaînages de rive</i>	<i>192</i>
<i>Tableau VI.9. Ferrailage des poutres principales (30x40) cm².....</i>	<i>192</i>
<i>Tableau VI.10. Ferrailage des chaînages (30x35) cm²</i>	<i>193</i>
<i>Tableau VI.1. Vérification des poteaux sous sollicitation normales</i>	<i>195</i>
<i>Tableau VI.2. Donne les sollicitations défavorables du premier genre, l'unité est de t.m</i>	<i>195</i>
<i>Tableau VI.3. Sollicitations des Poteaux non liés aux voiles de contreventement</i>	<i>203</i>
<i>Tableau VI.4. Ferrailages des poteaux</i>	<i>204</i>

Liste des figures

<i>Figure I.01. Plancher à corps creux</i>	02
<i>Figure I.02. Évolution de la résistance du béton à La traction f_{tj} En fonction de celle à la compression f_{cj}</i>	06
<i>Figure I.03. Diagramme parabole-rectangulaire</i>	07
<i>Figure I.04. Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS</i>	08
<i>Figure I. 05. Diagramme rectangulaire</i>	09
<i>Figure I. 06. Diagramme contrainte-déformation d'acier a l'ELU</i>	10
<i>Figure I .7. Diagramme des déformations limitées de la section</i>	13
<i>Figure II.1. Plancher type terrasse</i>	17
<i>Figure II.2. Mure de façade</i>	19
<i>Figure II.3. Section du poteau le plus sollicité</i>	21
<i>Figure II.4. Coupe de voile</i>	25
<i>Figure III.1. Dimensions de l'acrotère</i>	28
<i>Figure : III.2 .Schéma du ferrailage</i>	33
<i>Figure. III.3. Coupe sur balcon</i>	34
<i>Figure : III.4. Constituants d'un escalier</i>	40
<i>Figure : III.5. Vue de dessus de deux volées d'escalier</i>	41
<i>Figure : III.6. Diagramme des moments flechissants (KN.m) des efforts tranchants (KN)</i>	46
<i>Figure: III.7. Diagramme des moments flechissants (KN.m) des efforts tranchants (KN</i>	49
<i>Figure: III.8. Ferrailage de la poutre limon:(30x40) cm²</i>	59
<i>Figure: III.9. Diagramme des moments flechissants (KN.m) des efforts tranchants (KN)</i>	64
<i>Figure: III.10. Diagramme des moments flechissants (KN.m) des efforts tranchants (KN)</i>	66

<i>Figure: III.11. Vue en plan de l'ascenseur.....</i>	<i>77</i>
<i>Figure: III.12. Répartition des charges</i>	<i>80</i>
<i>Figure: III.13. Schéma expliquant la concentration des charges sur la dalle</i>	<i>80</i>
<i>Figure : IV.1. Schéma d'un plancher à corps creux</i>	<i>92</i>
<i>Figure : IV.2. Diagramme des moments s fléchissant, M [KN.m].....</i>	<i>99</i>
<i>Figure : IV.3. Diagramme des efforts tranchants T [KN]</i>	<i>100</i>
<i>Figure : IV.4. Diagramme des moments fléchissant, M [KN.m]</i>	<i>109</i>
<i>Figure : IV-5. Diagramme des efforts tranchants T [KN].....</i>	<i>110</i>
<i>Figure : IV.6. Dessin de ferrailage des poutrelles.....</i>	<i>154</i>
<i>Figure : IV.7. Dessin de ferrailage de la dalle de compression.....</i>	<i>156</i>
<i>Figure : VI.1. Vue en 3D.....</i>	<i>166</i>
<i>Figure : V.2. Modes initiales de la vibration.....</i>	<i>176</i>
<i>Figure : VI.1. Géométrie de La zone nodale.....</i>	<i>203</i>
<i>Figure : VII.1. Schéma du voile + poteaux.....</i>	<i>208</i>
<i>Figure : VII.2. Disposition des armatures verticales des voiles.....</i>	<i>212</i>
<i>Figure : VIII.1. Radier général.....</i>	<i>215</i>
<i>Figure : VIII.2. Dalle reposé sur 4 cotés</i>	<i>218</i>
<i>Figure : VIII.2. Poutre de libage sens transversal</i>	<i>220</i>
<i>Figure : VIII.3. Poutre de libage sens longitudinal.....</i>	<i>222</i>
<i>Figure : VIII.4. Ferrailage du libage.....</i>	<i>223</i>
<i>Figure : VIII.5. Les armatures de peau.....</i>	<i>224</i>

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage multiple constitué d'un Rez-de-chaussée commercial plus (06) étages bureaux et habitation, implanté à la wilaya de TISSEMSILT. Cette région est classée en zone sismique (IIa) selon le RPA99 version 2003.

En utilisant les nouveaux règlements de calcul et vérifications du béton armé (RPA99V2003 et B.A.E.L91 modifié99), cette étude se compose de quatre parties :

La première entame la description générale du projet avec une présentation de caractéristiques des matériaux, ensuite le pré dimensionnement de la structure et enfin la descente des charges.

La deuxième partie a pour objectif d'étude des éléments secondaires (poutrelles, escaliers, acrotère, balcon, ascenseur, et dalle pleine).

En fin l'étude des éléments résistants de la structure (poteaux, poutres, voiles, radier général) sera calculé dans la dernière partie.

L'étude dynamique de la structure a été entamée dans la troisième partie par logiciel ETABS afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitation et charge sismique).

Mots clés : Bâtiment, Béton armé, ETABS, RPA99 modifié 2003, BAEL91 modifié 99.

Abstract

This project presents a detailed study of a multipurpose building, consists of a commercial ground floor addition (06) floors, located in the wilaya of TISSEMSILT This region is classified as seismic zone (IIa) according to the RPA99 version 2003.

Using the new rules of calculation and verification of reinforced concrete (RPA99 2003 version, BAEL91 modifié99), this study consists of four parts:

The first starts the general description of the projet with a présentation of material properties, then the Pre-design of the structure and finally the descent of the load.

The second part aims to study secondary elements (beams, stairs, parapet, balcony, elevator, and full slab).

The dynamic study of the structure was begun in the third part software ETABS to determine the various stresses due to loads (permanent loads, operational and seismic loading).

At the end, the reinforcement of structural elements (columns, beams, walls sails, and raft) will be calculated in the last part.

Key words: Building, Reinforced concrete, ETABS, RPA 99 modified 2003, BAEL 91 modified 99.

ملخص

هذا المشروع يقدم دراسة مفصلة لإنجاز بناية سكنية وتجارية تتألف من طابق ارضي +06 طوابق بولاية تيسمسيلت المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم (IIa) حسب المركز الوطني للبحث المطبق في هندسة مقاومة الزلازل.

باستخدام القواعد الجديدة للحساب والتحقق من الخرسانة المسلحة (RPA99V2003,BAEL91 modifié99)، تتكون هذه الدراسة من أربعة أجزاء وهم:

الجزء الأول: يبدأ بالوصف العام للمشروع، ثم إعطاء الأبعاد الأولية للعناصر المكونة له مع عرض لخصائص المواد وحمولة كل عنصر

الجزء الثاني: يهدف إلى دراسة العناصر الثانوية للبنائية

الجزء الثالث: يتضمن الدراسة الديناميكية للبنائية بواسطة الحاسوب

الجزء الرابع والأخير: يشمل على دراسة الأجزاء المقاومة للبنائية (الأعمدة، الروافد، الجدران المسلحة والأساسات)

الكلمات المفتاحية: RPA99V2003، BAEL91 modifié 99، ETABS، المسلحة الخرسانة، العمارة،

NOTATIONS ET SYMBOLES

Symboles	Signification
E.L.S	Etat Limite De Service
E.L.U	Etat Limite Ultime
Cte	Valeur Constance
A_s	Section D'aciers
A_s'	Section D'aciers Comprimés
A_{\max}, A_{\min}	Section D'acier Maximale Et Minimale
A.N	Axe Neutre
A_s	Armatures Supérieures
A_t	Section D'un Cours D'armatures Transversales
B_r	Section Réduite
B_o	Section Homogène Totale
E_s	Module D'élasticité
F_{bc}	Résultante Des Efforts De Compression Dans Le Béton
G	Action Permanente
I_o	Moment D'inertie De La Section Totale Homogène
M_a	Moment Sur Appui.
M_{Ser}	Moment Fléchissant A L'E.L.S
M_U	Moment Fléchissant A L'E.L.U
$M_{\hat{a}x}$	Moment Fléchissant Au Centre D'un Panneau De Dalle Articulé
M_{oy}	Moment Fléchissant Au Centre D'un Panneau De Dalle Articulé Pour Une Bande De Largeur Unité Parallèle A I_y
N_{Ser}	Effort Normal De Service
N_u	Effort Normal Ultime
P_{Ser}	Charge Concentrée Appliquée A L'E.L.S
P_u	Charge Concentrée Appliquée A L'E.L.U
V_u	Effort Tranchant A L'.L.U
a	Plus Petite Dimension D'une Section Transversale
a-b	Dimensions En Plans D'un Poteau
B	Largeur D'une Table De Compression
b_0	Largeur D'une Section Rectangulaire Ou De La Nervure D'une Section En T

b_1	Largeur d'une aile de tension en T
d	hauteur utile d'une section
e_0	Excentricité par rapport au centre de gravité du béton
f_{cj}	Résistance caractéristique du béton à la compression à- j- jours
f_{c28}	Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 j
f_e	Limite d'élasticité de l'acier
f_{ij}	Résistance conventionnelle à la traction du béton à
f_{r28}	Résistance conventionnelle à la traction du béton a 28 j
h	Hauteur totale d'une section
h_0	Hauteur d'une table de compression
i	rayon de giration
l_a	Portée d'ancrage
l_f	hauteur de flambement
l_i	Portée de travée
l_r	Longueur de recouvrement
l_s	Longueur de scellement
l_o	Longueur fictive
$\eta = 15$	coefficient d'équivalence
S_t	Espacement des armatures transversales
ϵ_{bc}	Raccourcissement relatif maximal du béton comprimé
ϵ_s	Allongement relatif des aciers tendus
ϵ_{sc}	Raccourcissement relatif des aciers comprimé
ϵ_{sl}	Allongement relatif des aciers tendus lorsque leur contrainte atteint la résistance de calcul (f_e / y_s)
π	Coefficient de fissuration
λ	Élancement géométrique
μ	Coefficient de frottement acier /béton
ν	Coefficient de poisson ; effort normal réduit
σ_{bc}	Contrainte de compression du béton
$\overline{\sigma}_{bc}$	Contrainte limite du béton comprimé à L'E.L.S
σ_s	Contrainte de traction de l'acier

τ_{su}	Contrainte d'adhérence limite
τ_u	Contrainte tangentielle conventionnelle
ϕ	Diamètre d'une barre
ϕ_l	Diamètre d'une barre longitudinale
ϕ_t	Diamètre d'une barre transversale
ψ, ψ'	Coefficient pour calculer l'ancrage des courbes
ψ_s	Coefficient de scellement

Chapitre I :
Présentation de l'ouvrage et
généralité

I.1 Introduction général

Toute étude de projet d'un bâtiment dont la structure est en béton armé, a pour but d'assurer la stabilité et la résistance des bâtiments afin d'assurer la sécurité du bâtiment. On sait que le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace

Cependant, il existe un danger représenté par ce choix, à cause des dégâts qui peuvent lui occasionner les séismes et le vent. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

Sans perdre de vue de l'aspect économique du projet.

I.2.Présentation de l'ouvrage :

Le présent travail est une étude technique d'une structure en béton armé à usage multiple composée d'un rez de chaussée et 06 étages sera implanté à la wilaya de Tissemsilt, cette région est classée comme une zone de moyenne sismicité « zone IIa » d'après le règlement parasismique algérienne « R.P.A.99 modifiée en 2003 ». Avec un dallage sur terre-plein et contreventé par des voiles et portiques.

La wilaya est considère comme un zone de faible action du vent (zone I) d'après le règlement Neige et vent (R.N.V 99)

Notre bâtiment comporte :

- Le RDC : à usage commercial
- 1^{ère} et 2^{ème} étage : à usage bureaux.
- 3^{ème} à 6^{ème} étages à usage d'habitation.

I.2.1.Caractéristique géométrique du bâtiment :

a) - Dimensions en plans :

- La longueur totale est de..... 21.73m.
- La largeur totale est de.....17.29m.

b) - Dimensions en élévation :

- La hauteur de R.D.C.....4.20 m.
- La hauteur des étages courants.....3.06 m.
- La hauteur totale de bâtiment :.....22.56 m.

c) – Données du site :

- le site est considéré comme meuble (S3).
- contrainte admissible de sol $\bar{\sigma}_{sol} = 2.00$ bars.

1.2.2. Description des différents de la structure :**a) Ossature :**

Le contreventement de la structure est assuré par des voiles et des portiques tout en justifiant l'interaction portiques-voiles, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales

b) Plancher :

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

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

b.1. Planchers corps creux :

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonné sur place espacées de 60cm de corps creux (hourdis) et d'une table de compression en béton armé d'une épaisseur de 4 cm.

b.2. Planchers dalle pleine :

Pour certaines zones, j'ai opté pour des dalles pleines à cause de leurs formes irrégulières et ceci dans le but de minimiser le temps et le cout nécessaire pour la réalisation des poutrelles spéciales à ces zones.



Figure I (01) : Plancher à corps creux

c) Les escaliers :

Ce sont des éléments non-structuraux, qui servent à relier les niveaux successifs et faciliter le déplacement. Entre les étages nous avons pris un seul type d'escalier pour notre structure, c'est un escalier à deux volées et paliers inter étage. (Départ, repos, arrivé).

d) Maçonnerie :**d.1) Murs extérieure :**

Réalisés en double parois de brique creuse 15cm et de 10cm, séparés par une lame d'air d'épaisseurs 5 cm afin d'assurer une isolation thermique et phonique.

d.2) Murs intérieurs :

Constitués par une cloison de 10cm d'épaisseur qui sert à séparer deux services et une double cloison de 25cm d'épaisseur qui sert à séparer deux logements voisins, une cloison de 10cm d'épaisseur pour la face externe et interne.

e) Revêtements :

Enduit en ciment pour les faces extérieures des murs, et en plâtre pour les faces intérieures des murs.

Enduit en plâtre pour les planchers.

Revêtement en plaque pour les escaliers (marche et contre marche).

Revêtements en carrelage pour les planchers.

f) Isolation :

L'isolation acoustique est assurée par la masse de plancher et par le vide d'air des murs extérieurs.

-L'isolation thermique est assurée par les couches de polystyrène pour les planchers terrasses, et par le vide d'air pour les murs extérieurs.

g) Acrotères :

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur variant entre 60cm et 100cm et de 10cm d'épaisseur.

h) Cage d'ascenseurs :

Vu la hauteur importante de ce bâtiment, la conception d'un ascenseur est indispensable pour faciliter le déplacement entre les différents étages.

e) Fondation:

Le rapport de sol relatif au terrain, indique que les sols en place sont de composition alluvionnaire, présentés par des marnes sableuse, des sables, des grés et des calcaire rencontrés dans un contexte très hétérogène.

I.2.3.Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93, le règlement du béton armé aux états limites à savoir le BAEL 91, ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99/2003.

I.2.3.1-Le Béton

Le béton est un matériau constitué par le mélange de ciment, granulats (sables, gravillons) et d'eau de gâchage. Le béton armé est obtenu en introduisant dans le béton des aciers (armatures) disposés de manière à équilibrer les efforts de traction.

a. Ciment :

Le ciment joue le rôle d'un liant. Sa qualité et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile, ou de bauxite et de la température de cuisson du mélange.

b. Granulats :

Les granulats comprennent les sables et les pierrailles :

b.1.Sables :

Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches. La grosseur de ses grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tout calibre, mais doit avoir d'avantage de gros grains que de petits.

b.2.Graviers :

Elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5mm et 25mm à 30 mm

Elles doivent être dures, propres et non gélives. Elles peuvent être extraites du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenues par concassage de roches dures (matériaux concassés).

b.3.Eau de gâchage :

Met en réaction le ciment en provoquant son hydratation, elle doit être propre et dépourvue de tous produit pouvant nuire caractéristique mécanique du béton.

c. Dosage de béton :

Le béton armé utilisé dans la construction de l'ouvrage sera conformé aux règles technique de conception et de calcul des structure (B.A.E.L. 91 et R.P.A99).

La composition d'un mètre cube (m^3) de béton courant est comme suit :

- 350 kg.....de ciment CPJ42.5.
- 400L..... de sable.
- 800Lde gravillons.
- 175 L..... d'eau de gâchage.

I.3 Résistances mécaniques du béton :**I.3.1 Résistance à la compression :**

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32cm de hauteur.

Pour un dosage courant de 350 Kg/m³ de ciment CPA325, la caractéristique en compression à 28 jours est estimée à 25MPa ($f_{c28} = 25MPa$).

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

$$f_{cj} = \begin{cases} \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} & \text{si } j < 60 \text{ jours} \\ 1.1 f_{c28} & \text{si } j > 60 \text{ jours} \end{cases}$$

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

$$f_{cj} = \begin{cases} \frac{j}{1.40+0.95j} f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours.} \\ f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours.} \end{cases}$$

I.3.2. Résistance caractéristique à la traction :

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

$$f_{tj} = \begin{cases} 0,6 + 0,06f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60Mpa. \\ 0,275f_{cj} \cdot 2/3 & \text{si } f_{c28} > 60Mpa \end{cases}$$

Donc pour : $f_{cj} = 25MPa$; $f_{tj} = 2,1MPa$

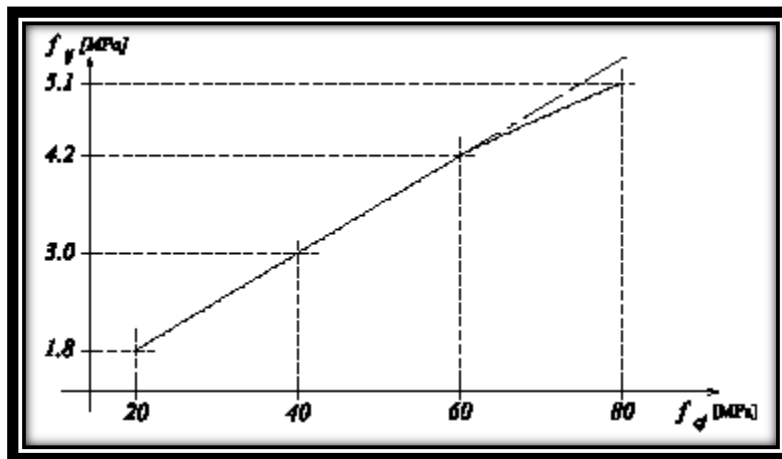


Figure I.02 : Évolution de la résistance du béton à la traction f_{tj} En fonction de celle à la compression f_{cj} .

I.3.3 Contrainte limite :

Contrainte ultime du béton :

En compression avec flexion (ou induite par la flexion), le diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas et le diagramme de calcul dit parabole rectangle.

I.4- Méthode de calcul :

Définition des états limites Un ouvrage doit être conçu et calculé de manière à présenter durant toute sa durée d'exploitation des sécurités appropriées vis-à-vis :

- De sa ruine ou de celle de l'un de ses éléments.
- Du comportement en service susceptible d'affecter gravement sa durabilité, son Aspect, ou encore le confort des usagers.

Les états limites sont classés en deux catégories :

I.4.1- Etat limite ultime (E.L.U) :

Il correspond à la perte d'équilibre statique (basculement), à la perte de stabilité de forme (flambement) et surtout à la perte de résistance (rupture) qui conduit à la ruine de l'ouvrage.

I.4.2 - Etat limite de service (E.L.S) :

Au-delà duquel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité (ouvertures des fissures, déformations, excessives des éléments porteurs).

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1.5 \quad \text{cas générale} \\ \gamma_b = 1.15 \quad \text{cas de combinaisons accidentelles} \end{array} \right.$$

θ : Coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement. Il est fixé à :

- 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieure à 24 h.
- 0.9 lorsque cette durée est comprise entre 1 h et 24 h, et à 0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1h

1.6. Etat limite de service (ELS) :

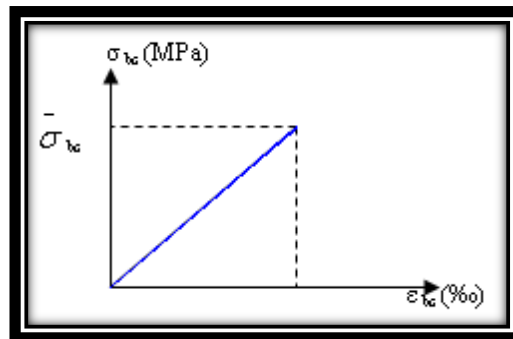


Figure I.04 : Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS

-La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} : \text{ Avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28}.$$

$$\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

- Diagramme rectangulaire : Utilisé dans le cas où la section considérée est partiellement comprimée inflexion simple.

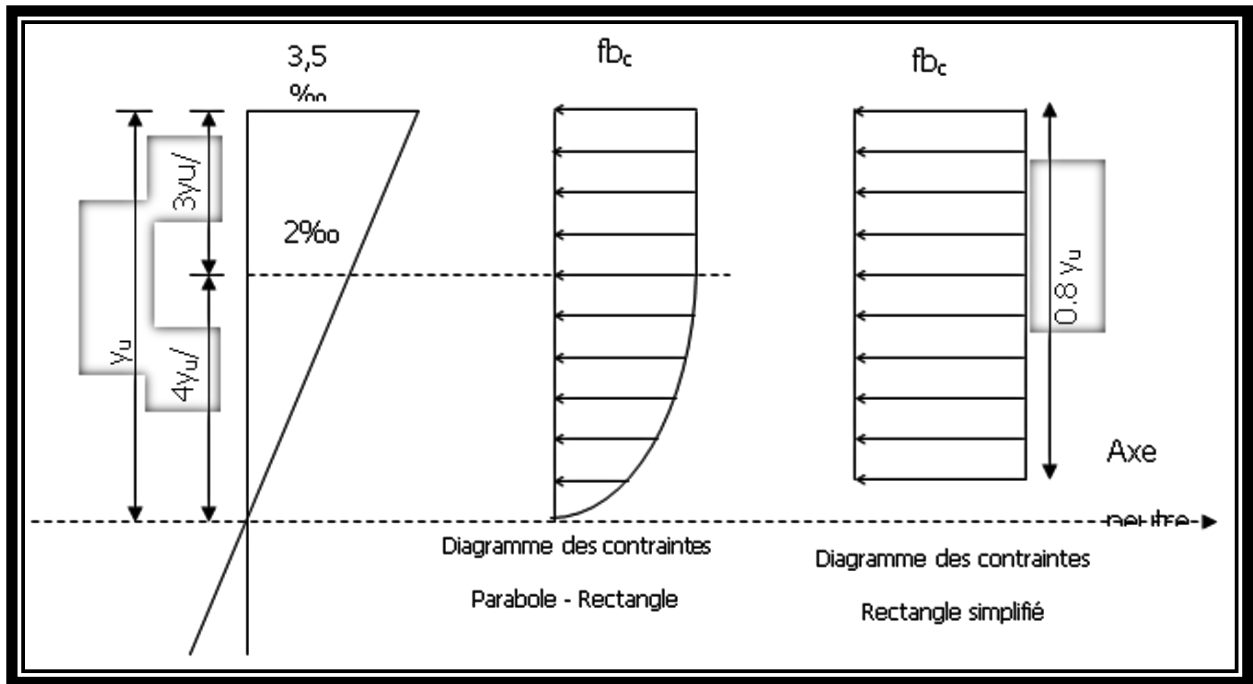


Figure -I. 05. Diagramme rectangulaire

- **Contrainte admissible de cisaillement:**

- $\tau_u = \min\left(\frac{0.2f_{cj}}{\gamma_b}, 5\text{Mpa}\right)$ Fissuration peu préjudiciable.
- $\tau_u = \min\left(\frac{0.15f_{cj}}{\gamma_b}, 4\text{Mpa}\right)$ Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

La contrainte ultime de cisaillement dans une pièce en béton définie par rapport à l'effort tranchant ultime. T_u

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} \text{ avec : } b_0: \text{ largeur de la pièce.}$$

d : hauteur utile.

I.6.2 Modules de déformation longitudinale :

-Le module différé est pris égal à trois fois le module instantané

$$E_{ij} = \begin{cases} 3E_{vj} \\ 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \end{cases}$$

-Le module de Young différé du béton dépend de la résistance caractéristique à la compression du béton :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ si } f_{c28} \leq 60\text{MPa.}$$

$$E_{vj} = 4400 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ si } f_{c28} > 60\text{MPa, sans fumée de silice.}$$

$$E_{vj} = 6\ 100 (f_{cj}) \quad \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa, avec fumée de silice.}$$

- Coefficients de poisson:

Le coefficient de poisson sera pris égal à:

- $\nu = 0$ pour un calcul des sollicitations à l'Etat Limite Ultime (ELU).
- $\nu = 0,2$ pour un calcul de déformations à l'Etat Limite Service (ELS).

I.7.Acier :

L'acier est un alliage du fer et du carbone en faible pourcentage, leur rôle est de résister les efforts de traction, de cisaillement et de torsion.

Contrainte limite :

I.7.1.Etat limite ultime :

Pour le calcul on utilise le diagramme contrainte déformation de la figure (4).

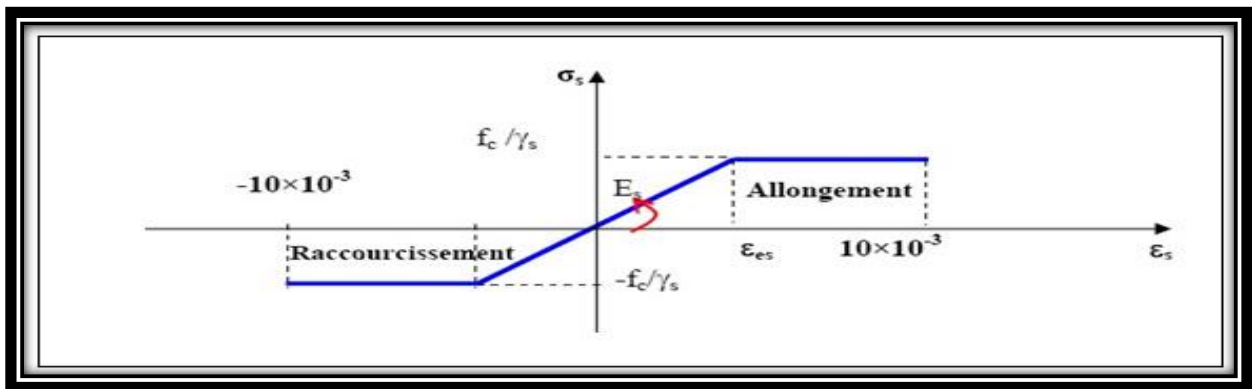


Figure I.06: diagramme contrainte-déformation d'acier a l'ELU

Avec : $\sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s}$ et $\epsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s}$

E_s : module d'élasticité / $E_s = 200\ 000 \text{ MPa}$

γ_s Qui a les valeurs suivantes :

$\gamma_s = 1.15$ cas général.

$\gamma_s = 1.00$ cas des combinaisons accidentelles.

Pour notre étude, on utilise des aciers FeE400.

I.8. Contraintes limites de traction des armatures :

I.8.1 Etat limite de service :

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

Avec :

σ_s : contrainte limite de l'acier

- Fissuration peu préjudiciable..... $\bar{\sigma}_{st} \leq f_e$ pas de limitation ;
- Fissuration préjudiciable..... $\bar{\sigma}_{st} = \min (\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta \cdot f_{tj}}) MPa$;
- Fissuration très préjudiciable..... $\bar{\sigma}_{st} = \min (0.5 f_e ; 90\sqrt{\eta \cdot f_{tj}}) MPa$;

η : coefficient de fissuration :

$\eta=1.6$ pour les barres hautes adhérences

$\eta=1.6$ pour les barres hautes adhérences

$\eta=1.6$ pour les files hautes adhérences $\phi \geq 6mm$

$\eta=1.3$ Pour les files hautes adhérences $\phi < 6mm$

-Poids volumique :

- Béton armé $\gamma_b = 25 KN/m^3$
- Béton non armé $\gamma_b = 22 KN /m^3$
- Acier $\gamma_b = 78.5KN/m^3$

I.8.2 Etats limites :

Selon les regèles B.A.E.L 91, on distingue deux états de calcule :

- Etats limite ultimes de résistances E.L.U.R
- Etats limite de service E.L.S

I.8.2.1 E.L.U.R :

Il consiste à l'équilibre entre les sollicitations d'actions majorées et les sollicitations résistantes calculées en supposant que les matériaux atteignant les limites de rupture minorée, ce qui correspond aux règlements parasismique algériennes R.P.A 99 (version 2003).

On doit par ailleurs vérifie que l'E.L.U.R n'est pas atteint en notant que les actions sismiques étant des actions accidentelles.

I-8.2.2.1 Hypothèses de calcul :

- les sections planes avant déformation restent planes après déformation.
- pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- la résistance du béton à la traction est négligée.
- le raccourcissement du béton est limité à :

$\varepsilon_{bc} = 3,5\text{‰}$ en flexion composée.

$\varepsilon_{bc} = 2\text{‰}$ en compression simple.

-l'allongement de l'acier est limité à : $\varepsilon_{bc} = 10\text{‰}$

-les diagrammes déformations contraintes sont définis pour :

- Le béton en compression.
- L'acier en traction et en compression.

I-8.2.3 Règles des trois pivots :

En fonction des sollicitations normales la rupture d'une section en béton armé peut intervenir :

- Par écrasement du béton comprimé.
- Par épuisement de la résistance de l'armature tendue.

- les positions limites que peut prendre le diagramme des déformations sont déterminées à partir des déformations limites du béton et de l'acier.

- la déformation est représentée par une droite passant par l'un des points **A**, **B** ou **C** appelés pivots.

Pivot	Domaine	Déformation limite du pivot considéré
A	1	Allongement unitaire de l'acier $10^0/_{00}$
B	2	Raccourcissement unitaire du béton $3,5^0/_{00}$
C	3	Raccourcissement unitaire du béton $2^0/_{00}$

Tableau I.01:Les déformations limites du pivot.

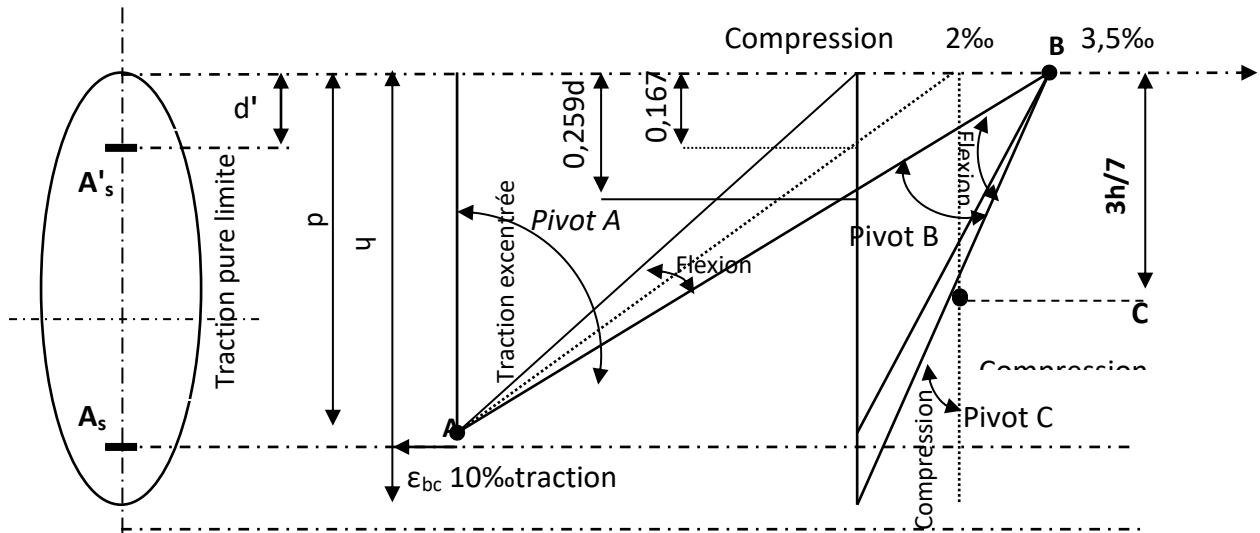


Figure : I.7- Diagramme des déformations limitées de la section.

I.8.3 E.L.S :

Il consiste à l'équilibre des sollicitations d'actions réelles (non majorées) et les sollicitations résistances calculées dépassant des contraintes limites.

I.8.3.1 Les hypothèses de calcul :

-Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

- La résistance du béton à la compression à 28 jours est : $f_{c28} = 25\text{Mpa}$.
- La résistance du béton à la traction est : $f_{t28} = 2.1\text{Mpa}$.
- Le module d'élasticité différé de béton est : $E_{vj} = 10818.86562\text{MPa}$.
- Le module d'élasticité instantané de béton est : $E_{ij} = 32164.19509\text{Mpa}$.
- Pour les armatures de l'acier :
 - longitudinales : on a choisi le : « FeE400 » H.A
 - transversales : on a choisi le : « FeE235 » R.L

-Les sections droites restent planes

- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton

- Le béton tendu est négligé dans les calculs.

- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.

$$\sigma_s = E_s \times \varepsilon_s \quad \sigma_{bc} = E_b \times \varepsilon_{bc}$$

- Pour convention η correspond au rapport du module d'élasticité longitudinale de l'acier celui béton.

$\eta = E_s/E_b = 15$ « coefficient d'équivalence ».

I.8.3.2 Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites

- Etats limite ultime

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

$$1.35G + 1.5Q$$

- Etat limite de service

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

$$G + Q$$

- RPA

Les règles parasismique algériennes ont prévu les combinaisons d'action suivant :

➤ Pour les poutres :

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

Avec : $\begin{cases} G : \text{charge permanente} \\ Q : \text{charge d'exploitation} \\ E : \text{de séisme} \end{cases}$

➤ Pour les poteaux :

$$\begin{cases} G + Q \pm 1.2E \\ 0.8G \pm E \end{cases}$$

Chapitre II:
Pré dimensionnement des
éléments

II.1.Introduction :

Le pré dimensionnement des éléments résistants (Les planchers, Les poutres, Les poteaux, Les voiles) est une étape régie par des lois empiriques. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :

- Sollicitations verticales :

Elles sont dues aux charges permanentes et aux charges d'exploitation de plancher, poutrelle, poutres et poteaux et finalement transmises au sol par les fondations.

- Sollicitations horizontales :

Elles sont généralement d'origine sismique et sont requises par les éléments de contreventement constitué par les portiques et les voiles

Le pré dimensionnement de tous les éléments de l'ossature est conforme aux règles B.A.E.L 91, CBA93 et R.P.A 99 V2003

II.2- pré dimensionnement des planchers :

Les planchers sont des aires, généralement horizontal limitant les étages et supportant le revêtement des sols.

Comme notre construction est à usage multiple, on adopte deux planchers (corps creux, et dalle pleine).

II.2.1.Détermination de l'épaisseur du plancher :

Pour déterminer l'épaisseur du plancher h_t on utilise la condition de flèche

$$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{22,5} \text{ (C.B.A.93)}$$

- L : la portée la plus grande dans le sens des poutrelles.
- h_t : Hauteur totale du plancher.
 - ❖ Pour notre cas on a : $l_{max}=4.50$ m d'où $h_t \geq \frac{450}{22.5} = 20$ cm
 - ❖ On adopte alors un plancher à corps creux de hauteur total $h_t = 20$ cm

Soit : (16+4) cm avec : $\begin{cases} 16\text{cm pour le corps cre} \\ 4\text{cm pour la dalle de compression} \end{cases}$

II.3. Descente de charge :

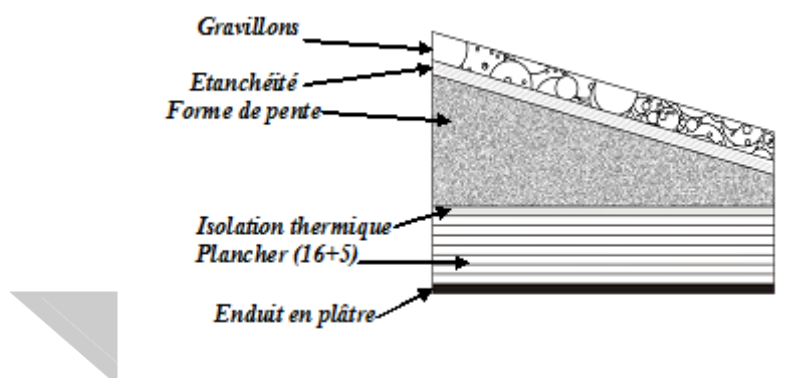
➤ II.3.1. Charge permanente :

➤ II.3.1.1. Plancher terrasse inaccessible :

Désignation de la charge	P (KN/m ²)
1 – Protection en gravions roulé (e = 4cm)	0.80
2 – Etanchéité multicouche en 4 couches (2cm)	0.12
3 - Forme de pente en béton (10 cm)	2.20
4 - Isolation thermique en polystyrène (e = 4cm)	0.16
5 - Plancher à corps creux + dalle de compression (16+4)	2.80
6 - Enduit en plâtre (e = 2cm)	0.20
La charge permanente	6.28
La surcharge d'exploitation	1.00

· Tableau –II. 01. Charge permanente & surcharge d'exploitation

Plancher terrasse (inaccessible)



-Figure II.1 : Plancher type terrasse

II- 3.1.2. Plancher RDC+Etages courants :

<i>Désignation de la charge</i>	<i>G (KN/m²)</i>
1 – Revêtement en Carrelage (2cm)	0.40
2 – Mortier de pose (2 cm)	0.40
3 – Sable fin pour le mortier (2cm)	0.36
4 - Plancher à corps creux (2 cm)	2.80
5 - Enduit en plâtre (2cm)	0.20
6 - Cloison en briques creuses (10cm)	0.90
G	5.06
Q Plancher RDC (usage commercial)	5.00
Q Plancher 1 ^{ère} et 2 ^{ème} étage (bureaux)	2.50
Q Plancher 3 ^{ème} à 6 ^{ème} étage (usage habitation)	1.50

Tableau –II. 02. Charge permanente & surcharge d’exploitation

I.3.1.3 Dalle pleine Plancher étage courant

<i>Désignation de la charge</i>	<i>G (KN/m²)</i>
1 – Revêtement en Carrelage (2cm)	0.40
2 – Mortier de pose (2 cm)	0.40
3 – Sable fin pour le mortier (2cm)	0.36
4 - Dalle pleine (15 cm)	3,75
5 - Enduit en plâtre (2cm)	0.20
6 - Cloison en briques creuses (10cm)	0.90
G	6,01
Q Plancher RDC (usage commercial)	5.00
Q Plancher 1 ^{ère} et 2 ^{ème} étage (bureaux)	2.50
Q Plancher 3 ^{ème} à 6 ^{ème} étage (usage habitation)	1.50

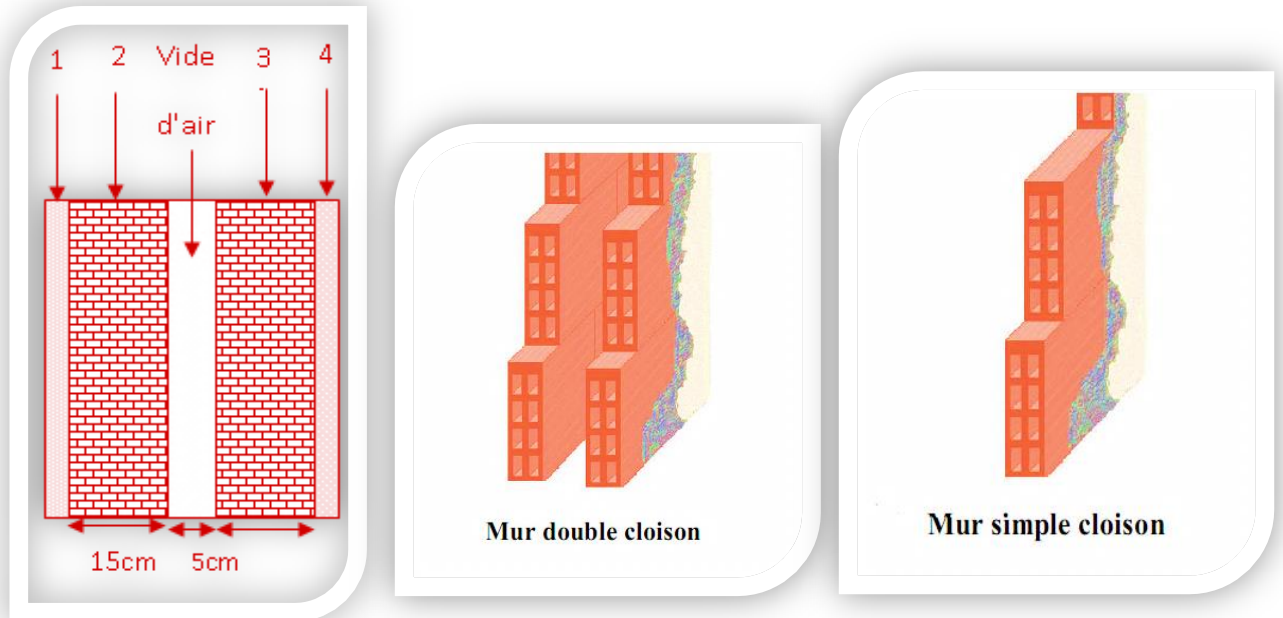
Tableau II- 2.2.charge due à la dalle pleine du plancher RDC+ étage courants

II- 3.1.4 Façade de Murs (extérieur):

<i>Désignation de la charge</i>	<i>G (KN/m²)</i>
1 – Brique creuse (e = 15)	1.30
2 - Brique creuse (e =10cm)	0.90
3 – Enduit extérieur en ciment (e = 2cm)	0.36
4 - Enduit intérieur en plâtre (e =2 cm)	0.20
G	2.76

Tableau –II.03. Charge permanente des Murs extérieur

En enlevant 20% de la charge du mur (ouvertures des portes et fenêtres) on obtient : $G_m = 2.208 \text{KN/m}$



-Figure II.2. Mure de façade

II .4. Pré dimensionnement des éléments porteurs :

II- 4.1.Prédimensionnement des poutres :

- Nous avons de types de poutres : $\begin{cases} \text{poutre principale} : L_{max} = 5.20\text{m} \\ \text{poutre secondaire} : L_{max} = 4.50\text{m} \end{cases}$
- Selon le **R.P.A 99(version 2003)**, les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\bullet \begin{cases} \frac{l}{15} \leq h_t \leq \frac{l}{10} \\ 0.4d \leq b \leq 0.8d \\ \frac{h_t}{b} \leq 3 \end{cases} \quad \text{Avec : } \begin{cases} h_t : \text{hauteur totale de la poutre} \\ b : \text{largeur de la poutre} \\ l : \text{portée liber entre nus d'appuis} \\ d : \text{hauteur utile} \end{cases}$$

D'après le R.P.A.99 Révisées en 2003 Doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\diamond \begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} < 4 \text{ cm} \end{cases}$$

II- 4.1.1. Les poutres principales [P.P] :

$$\diamond \begin{cases} L_{max} = 5.20 \text{ cm} \\ d = 0.9h_t \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 34.66 \text{ cm} \leq h_t \leq 52 \text{ cm} \\ h_t = 40 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 16.2 \text{ cm} \leq b \leq 32.4 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\diamond \begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ (h/b) \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} h = 45 \geq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifier} \\ b = 30 \geq 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifier} \\ (45/30) = 1,5 \leq 4 \dots \dots \dots \text{Condition vérifier} \end{cases}$$

La section adoptée pour les poutres principales est (30× 40)cm².

II-4.1.2. Les poutres secondaires [P.S] :

$$\diamond \begin{cases} L_{max} = 4.50 \text{ cm} \\ d = 0.9h_t \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 30 \text{ cm} \leq h_t \leq 45 \text{ cm} \\ h_t = 35 \text{ cm} \end{cases} \begin{cases} 14.4 \text{ cm} \leq b \leq 28.8 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\diamond \begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ (h/b) \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifier} \\ b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifie} \\ (40/30) = 1,33 \leq 4 \dots \dots \dots \text{Condition vérifier} \end{cases}$$

La section adoptée pour les poutres secondaires est (30× 35)cm²

II.4.2.Prédimensionnement des poteaux :

Le pré dimensionnement s'effectue avec le choix du poteau le plus sollicité (poteau central).

La section de calcul du poteau est faite de telle façon qu'il ne flambe pas ;

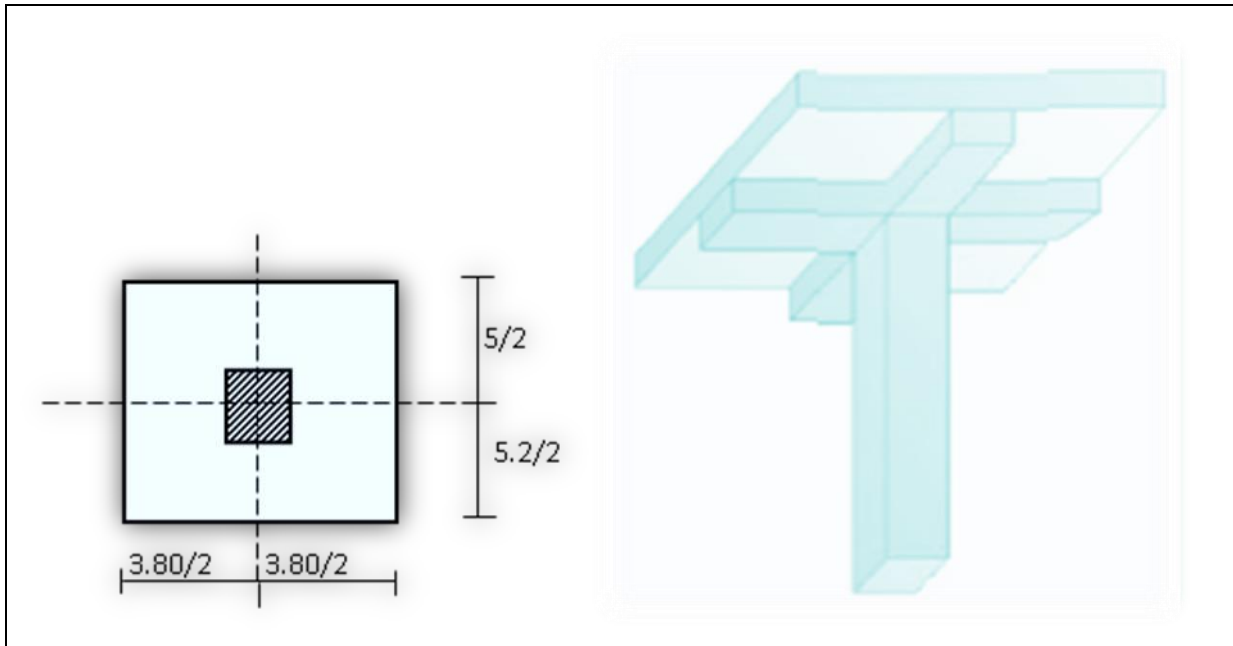


Figure II.3:section du poteau le plus sollicité

La surface afférente est donnée par : $S = \left(\frac{3,80}{2} + \frac{3,80}{2}\right) \times \left(\frac{5,00}{2} + \frac{5,20}{2}\right) = 19,38 \text{ m}^2$

II.4.2.1.Loi de dégression de la surcharge d'exploitation :

Soit q_0 la charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment Q_1 Q_2

$Q_3 \dots Q_n$ les surcharges d'exploitations respectives des planchers des étages 1, 2,3...n qui sont

Numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adoptera pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitation suivantes :

- Sous terrasse..... Q_0 .
- Sous étage 1..... Q_0+Q_1 .
- Sous étage 2..... $Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$.
- Sous étage 3..... $Q_0+0,90(Q_1+Q_2+Q_3)$.
- Sous étage 4..... $Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$.
- Sous étage n..... $Q_0+\frac{3+n}{2n}(Q_1+Q_2+\dots + Q_n)$ pour $n \geq 5$. Selon les règles de (BAEL91 modifié99)

- Avec :
 - n : Nombre d'étage.
 - Q0 : la charge d'exploitation sur la terrasse.
 - Q1, Q2,.....Qn : la charge d'exploitation des planchers courants respectivement de haut vers le bas selon le tableau suivant :

Niveau	La dégression des charges par niveau (kN/m ²)	Charge (kN/m ²)
Terrasse	Nq0=1,00	1,00
06 étages	Nq1=q0+q1	2,50
05 étages	Nq2=q0+0,95(q1+q2)	3,85
04 étages	Nq3=q0+0,90(q1+q2+q3)	5,05
03 étages	Nq4=q0+0,85(q1+q2+q3+q4)	6,10
02 étages	Nq5=q0+0,80(q1+q2+q3+q4+q5)	7,00
01 étage	Nq6=q0+0,75(q1+q2+q3+q4+q5+q6)	8,50
R.D.C	Nq7=q0+0,71(q1+q2+q3+q4+q5+q6+q7)	9,875

• Tableau .II.04. La loi de dégression de la surcharge d'exploitation

II.4.2.2 Calcul de l'effort de compression due aux charges permanentes NG :

- $G_{p.principale} = \left(\frac{5,20}{2} + \frac{5,00}{2} \right) \times 0,30 \times 0,45 \times 25 = 17,21 \text{KN}$
- $G_{p.secondaire} = \left(\frac{3,80}{2} + \frac{3,80}{2} \right) \times 0,30 \times 0,40 \times 25 = 11,40 \text{KN}$
- $G_{terrasse} = G \times S = 6,28 \times 19,38 = 121,71 \text{KN}$
- $G_{(RDC+courant)} = G \times S \times n = 5,06 \times 19,38 \times 7 = 686,44 \text{KN}$
- $G_{total} = (17,21 + 11,40) \times 7 + 121,71 + 686,44 = 1008,42 \text{KN}$
- $Q = 9,875 \times 19,38 = 191,38 \text{KN}$

Majoration des efforts :

- $NG = 1,1 \times 1008,42 = 1109,26 \text{KN}$
- $NQ = 1,1 \times 191,38 = 210,51 \text{KN}$
- $Nu = 1,35NG + 1,5NQ$
- $Nu = (1,35 \times 1109,26) + (1,5 \times 191,38) = 1784,57 \text{KN}$

II- 5.Détermination de la section du poteau (a × b)**II-5.1.Détermination de a:****II-5.1.1.Vérification de flambement :**

On doit dimensionner les poteaux de telle façon qu'il n'y ait pas de flambement

C'est-à-dire $\lambda \leq 50$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{0,7L_0}{i}$$

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

$$B = a \cdot b$$

$$I = \frac{b \cdot a^3}{12}$$

$$i = \sqrt{\frac{b \cdot a^3}{12 \cdot a \cdot b}} = \sqrt{\frac{a^2}{12}} = 0,289a$$

Avec :

l_f : Longueur de flambement

i : rayon de giration

B : section des poteaux

λ : L'élanement du poteau

I : Moment d'inertie de la section par rapporte a passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement

$$l_0 = 4,20 \text{ m}$$

$$l_f = 0,7l_0 = 0,7 \times 4,20 = 2,94 \text{ m} = 294 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{0,7 \times 4,2}{0,289a} \leq 50 \frac{294}{0,289a} \leq 50$$

$A \geq 20,34 \text{ cm} < 50 \dots \dots \dots$ condition vérifiée.

On prend : $a = 45 \text{ cm}$.

II-5.2.Détermination de b:

Selon les règles B.A.E.L 91, l'effort normal ultime N_u

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

$$B_r = (a - 2)(b - 2)$$

$$B_r = (45 - 2)(b - 2)$$

$$B_r = 43(b - 2)$$

$$A_s = 0,8\%(\text{zone IIa}) \text{ Selon RPA 99 version 2003}$$

$$A_s = 0,008[43(b - 2)]$$

$$A_s = 0,344(b - 2)$$

Avec :

$$f_{c28} = 25\text{MPa} ; f_e = 400\text{MPa} ; \gamma_b = 1,5 ; \gamma_s = 1,15$$

- B_r : section réduite.
- α : coefficient fonction de
- A_s : section d'armature longitudinale.

$\alpha = ?$ On a: $\lambda \geq 50$

$$\lambda \geq \frac{L_f}{i} = \frac{294}{0,289a} \leq 50$$

$$\lambda \leq 50 \quad \Rightarrow \quad \frac{L_f}{i} = \frac{294}{0,289 \times 50} = 20,35$$

$$20,35 \leq 50$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2}$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2\left(\frac{20,35}{35}\right)^2}$$

$$\alpha = 0,80$$

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

$$N_u \leq 0,80 \times \left[\frac{43(b - 2) \times 25}{0,9 \times 1,5 \times 10} + 0,344(b - 2) \times \frac{400}{1,15 \times 10} \right]$$

$$N_u \leq 73,27b - 146,55$$

$$1784,57 \leq 73,27b - 146,55$$

$$b \geq \frac{1931,12}{73,27}$$

$$b \geq 26,35$$

Donc on prend : $b = 45\text{cm}$

Donc les poteaux ont la section suivante : du RDC au 2ème étage (45 ×45) cm.

II-5.3.Vérification des conditions du R.P.A.99 Révisées en 2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(a, b) = 45 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ \min(a, b) = 30 \text{ cm} > \frac{h_e}{20} = \frac{420}{20} = 21 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} = 1 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

II-5.4.Choix de la section des Poteaux :

Niveau	(axb)cm ²
06	(35x35)
05	
04	(40x40)
03	
02	(45x45)
01	
RDC	

Tableau II .5 : Choix de la section des Poteaux.

II- 6. Pré-dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments qui résistent aux charges horizontales, dues au vent et au séisme

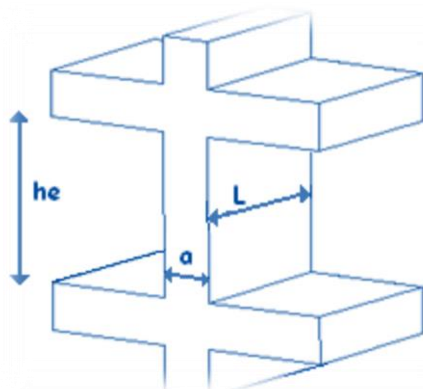


Figure II.4 : Coupe de voile

Le R.P.A 99(version2003) considère comme voiles de contreventement les voiles satisfaisant

La condition suivante :

$$\begin{cases} L \geq 4e & \text{et } e_{\min} = 15\text{cm} \\ e \geq \max\left(\frac{h_e}{22}; 15\right) \text{ cm} \end{cases}$$

Avec :

- L : longueur de voile.
- h_e : hauteur d'étage(4,20) m.
- e : épaisseur du voile.

$$e \geq \frac{420}{22} = 19,09\text{cm on prend } e = 20\text{cm.}$$

- Tableau des dimensions des différents éléments porteurs :

<i>Elément</i>	<i>Sections(cm²)</i>
<i>Poteaux</i>	RDC à 2 ^{ème} étage (45x45) 3 ^{ème} à 4 ^{ème} étage (40x40) 5 ^{ème} à 6 ^{ème} étage (35x35)
<i>Poutres principales</i>	(30× 40)
<i>Poutres secondaires</i>	(30× 35)
<i>Voiles</i>	20
<i>Plancher</i>	(16+4)

Tableau II.6 :Des dimensions des différents éléments porteurs:

Chapitre III :
Etude des éléments non
structuraux

III.1. Acrotère :**III.1.1.Introduction:**

L'acrotère est un élément structural contournant le bâtiment conçu pour la protection de l'étanchéité.

C'est une sorte de muret Dans la mesure du possible cet ouvrage doit être de faible dimension pour éviter les fissurations dues aux chocs thermiques et au retrait pour cette raison les acrotères hauts ($H > 30\text{cm}$). Et il est réalisé en béton armé et soumis à son poids propre et à une surcharge horizontale due à une main courante ($N_Q = Q$ 1kn/m) ainsi qu'au séisme qui crée un moment de renversement. Il est considéré comme étant une console encastrée au plancher terrasse.

III.1.2-Dimensions :

La hauteur $h = 60\text{ cm}$

L'épaisseur $e = 10\text{ cm}$

Le calcul se fera sur une bande de 1m linéaire d'acrotère, cet élément est exposé aux intempéries ce qui peut entraîner des fissures ainsi que des déformations importantes (fissuration préjudiciable).

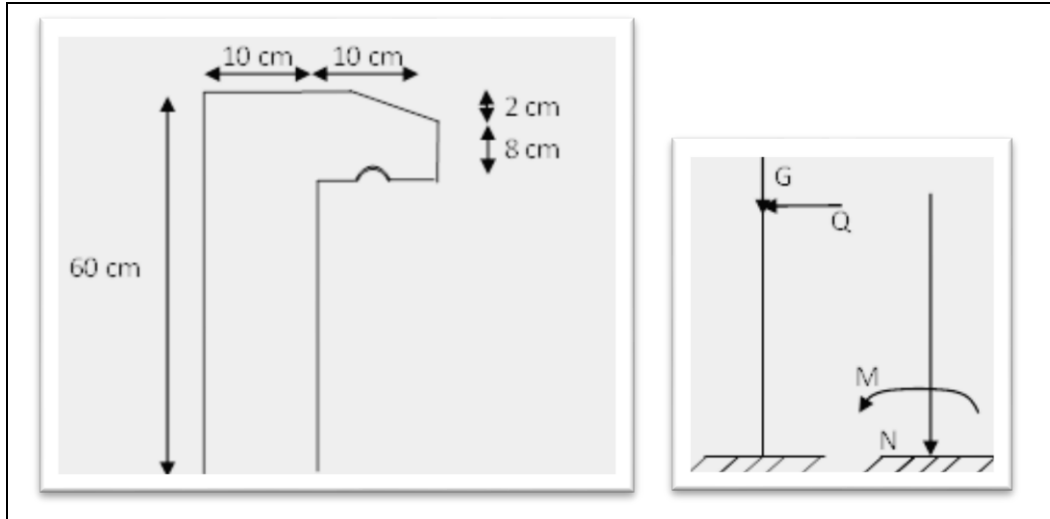
III -2. Calcul des sollicitations, enrobage et excentricité :

figure III : 1. Dimensions de l'acrotère.

III -3. Calcul des efforts :**a) Poids propre**

- $S = \frac{0,02 \times 0,1}{2} + (0,1 \times 0,6) + (0,08 \times 0,1) = 0,069\text{m}^2$
- $G = S \times \gamma_b = 0,069 \times 25 = 1,725\text{KN/m}$
- $Q = 1\text{KN/m}$

b) Effort normal :

- $N_U = 1,35 G = 1,35 \times 1,725 = 2,323 \text{KN/ml}$
- $N_{ser} = N_G = 1,725 \text{KN/ml}$

c) Moment de flexion :

- $M_U = 1,5 \times N_Q \times h = 1,5 \times 1 \times 0,60 = 0,90 \text{KN.m}$
- $M_{ser} = M_Q = N_Q \times h = 1 \times 0,60 = 0,60 \text{KN.m}$

d) Effort tranchant :

- $V = N_Q = 1 \text{KN.m}$
- $V_U = 1,5V = 1,50 \text{KN.m}$
- $V_{ser} = V = 1 \text{KN.m}$

e)-Enrobage :

Vu que la fissuration préjudiciable On prend $C = C' = 2 \text{ cm}$.

f)-L'excentricité:

$$e = \frac{M_U}{N_U} = \frac{0,90}{2,323} = 0,39 \text{m}$$

$$\frac{e_p}{2} = \frac{0,10}{2} = 0,05 \text{ m} < 0,39 \text{m}$$

Avec : e_p = Epaisseur de l'acrotère.

Le centre de pression se trouve en dehors de la zone limitée par les armatures.

III.4- Vérification si la section est Partiellement ou entièrement comprimée:

$$M_U = N_U \left[e + \frac{h}{2} - c \right] = 2,323 \left[0,39 + \frac{0,1}{2} - 0,02 \right] = 0,97 \text{KN.m}$$

$$(d-c')N_U - M_U \leq (0,337h - (0,81c'))f_{bc} \times b \times h$$

$$(d-c')N_U - M_U = ((0,09 - 0,02) \times 2,323) - 0,97 = -0,81 \text{KN.m}$$

$$((0,337 \times h) - (0,81 \times c'))f_{bc} \times b \times h$$

$$= ((0,337 \times 0,1) - (0,81 \times 0,02)) 14,17 \times 10^3 \times 1 \times 0,1$$

$$= 24,80 \text{ KN.m} - 0,81 \text{ KN.m} < 24,80 \text{ KN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait pour une section rectangulaire
 $(b \times h) = (100 \times 10) \text{ cm}^2$

III.5- Calcul du ferrailage E. L. U. R :

$$\mu = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,97 \times 10^3}{100 \times 9^2 \times 14,17} = 0,0084$$

III.5-1.vérification de l'existence des armatures comprimées A' :

$$\mu_l = 0,8 \alpha_l \times (1 - (0,4 \alpha_l))$$

$$\alpha_l = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \varepsilon_{sl}} = \frac{3,5}{3,5 + 1,74} = 0,668$$

$$\text{Avec : } \varepsilon_{sl} = \frac{f_e}{E \times \delta_s} = \frac{400}{2 \times 10^5 \times 1,15} = 0,00174$$

$$\mu_l = 0,8 \times 0,668 (1 - 0,4 \times 0,668) = 0,392 > \mu = 0,008 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,008 \Rightarrow \beta = 0,996$$

On calcul:

- A_{fs} : Section d'armatures en flexion simple.
- A_{fc} : Section d'armatures en flexion composée.

$$A_{fs} = \frac{M_U}{\sigma_s \times d \times \beta} = \frac{0,97 \times 10^3}{348 \times 0,996 \times 9} = 0,31 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N_U}{100 \sigma_s} + 0,31 - \frac{2,323 \times 10^3}{100 \times 348} = 0,24 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

III.5.2-section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire:

a) les armatures principales :

$$N_{ser} = N_G = 1,71 \text{KN/ml}$$

$$M_{ser} = M_Q = N_Q \times h = 1 \times 0,60 = 0,60 \text{KN.m}$$

$$e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,60}{1,725} = 0,35 \text{cm}$$

$$d = 0,9h_t = 0,9 \times 10 = 9 \text{cm} ; b = 100 \text{cm}$$

$$A_{s \min} = \frac{d \times b \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_{ser} - 0,45d}{e_{ser} - 0,185d} \times 0,23 = \frac{9 \times 100 \times 2,1}{400} \times \frac{35 - 4,05}{35 - 1,665} \times 0,23$$

$$= 1,01 \text{cm}^2/\text{ml}$$

Donc : on adopte : $A_s = 1,13 \text{cm}^2/\text{ml} ; 4\phi 6 \text{p.m} ; S_t = 25 \text{cm}$

b. Les armatures de répartition:

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{1,13}{4} = 0,28 \text{cm}^2$$

On adopte : $A_s = 1,13 \text{cm}^2/\text{ml}$ soit $4\phi 6 \text{p.m}$

III.6-Vérification des contraintes (E. L. S):

a)-Moment de service

$$M_{ser} = N_{ser} \times \left(e - c + \frac{h}{2} \right) = 1,725 \times \left(0,35 - 0,02 + \frac{0,10}{2} \right) = 0,65 \text{KN.m}$$

b)-Position de l'axe neutre:

$$\frac{b}{2} y^2 - \eta A_s (d - y) = 0 \Rightarrow 50 y^2 - 21,15 - 190,35 = 0 \Rightarrow y = 1,58 \text{cm}$$

c)-Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta A_s (d - y)^2 = \frac{100 \times 1,58^3}{3} + (15 \times 1,13 \times (9 - 1,58)^2) = 1064,68 \text{cm}^4$$

III-6.1.Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{650}{1064,68} \times 1,58 = 0,96MPa$$

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

$\sigma_{bc} = 0,96 < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$; Condition vérifiée

III-6.2.Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st} :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \cdot f_e; 110 \cdot \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right\} ; \text{ Fissuration préjudiciable.}$$

Avec :

η : Coefficient de fissuration pour **H.A** $\phi \geq 6mm$; $\eta = 1,6$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min (266,67 ; 201,63)MPa = 202 MPa$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 1,6 \frac{650,75}{1064,68} (9 - 1,59) = 67,95MPa$$

$\sigma_{st} = 67,95MPa < \bar{\sigma}_{st} = 202Mpa$condition vérifiée

III-6.3.Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d}$$

$T = 1,5 \cdot Q = 1,5KN$

$$\tau_u = \frac{1,5}{0,09 \times 1} = 16,67KN/m^2 = 0,017MPa$$

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

$$\bar{\tau}_u = \min(2,5MPa ; 4MPa) = 2,5MPa$$

$\tau_u = 0,017MPa < \bar{\tau}_u = 2,5MPa$condition vérifiée

III-6.4.Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme:

D'après le R.P.A 99 (version 2003), les éléments de structures secondaires doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante:

$$F_p = 4 \times C_p \times A \times W_p$$

Avec :

A: coefficient d'accélération de zone ; A = 0,15

C_p : Facteur de force horizontale ; $C_p=0,8$

W_p : Poids propre de l'acrotère ; $W_p = 1,725$ KN

F_p : Force horizontale pour les éléments secondaires des structures

Il faut vérifier que: $F_p < 1,5.Q$

$$F_p = 4 \cdot 0,15 \cdot 1,7125 \cdot 0,8 = 0,822 \text{KN}$$

$$F_p = 0,822 \text{ KN} < 1,5.Q = 1,5 \text{KN} \dots\dots\dots \text{condition Vérifiée.}$$

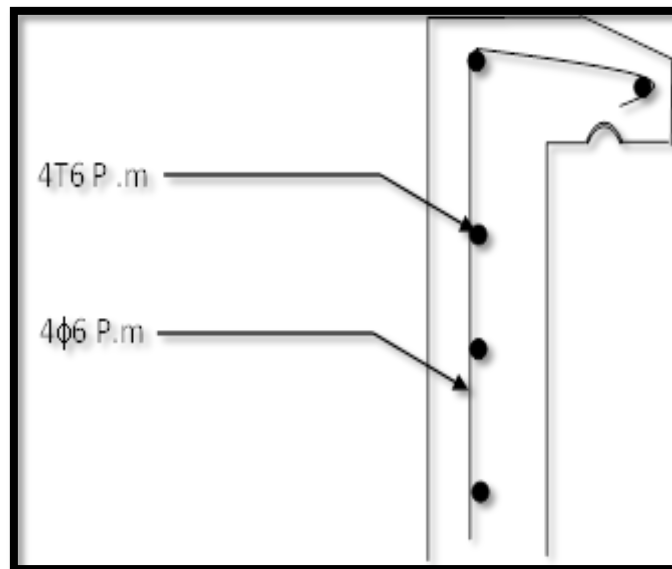
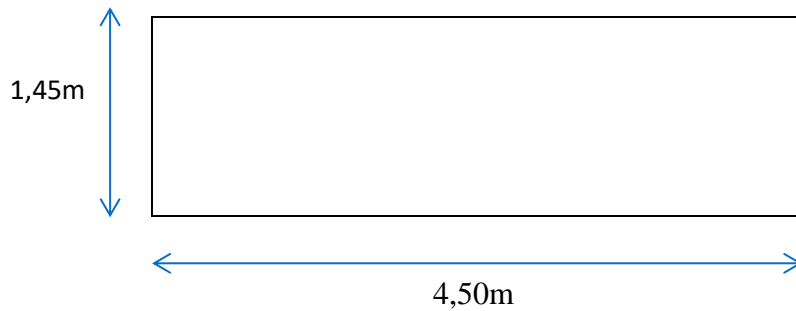


Figure : III. 2.Schéma du ferrailage

III.2.Balcon :

Le balcon est une dalle pleine encastree dans la poutre, entourée d'une rampe ou un mur de protection, elle est considérée comme étant une console qui dépasse de la façade d'un bâtiment et communique avec l'intérieur par une porte ou une fenetre.

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur.



On a :

L_x = Longueur suivant l'encastrement à la poutre : $l_x = 1,45m$

L_y = Longueur suivant l'encastrement à la poutre : $l_y = 4,50m$

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{1,45}{4,50} = 0,32 < 0,4$$

Donc : la dalle travaille dans un seul sens (l_x)

L'épaisseur de la dalle pleine dépend de la :

- Résistance à la flexion :

$$e \geq \frac{l_x}{10} = \frac{145}{10} = 14,50\text{cm}$$
- Isolation acoustique : $e \geq 12\text{cm}$
- Sécurité en matière d'incendie : $e > 11\text{cm}$ pour 2 heures de coup feu.
 On adopte : $e = 15\text{cm}$

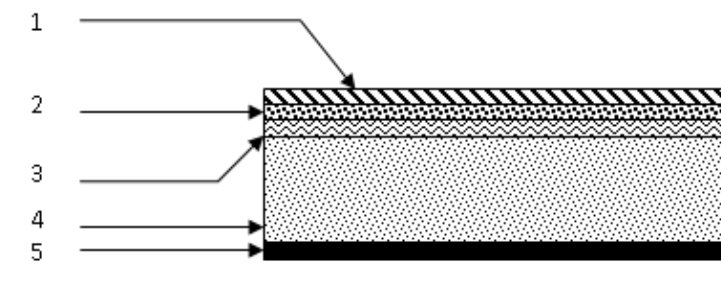
III.2.1.Etude des charges et des sollicitation :

Figure. III.3 .Coupe sur balcon

III.2.1.1. Descente de charge:

Désignation	Pois (KN/m ²)
Carrelage 2cm	0,4
Mortier de pose 2cm	0,4
Dalle pleine 15cm	3,75
Enduit en plate 2cm	0,2
Lit de sable 2cm	0,36
	G = 5,11

Tableau. III.1.charge permanente du balcon

Poids propre G= 5,11 KN/m²

Surcharge Q =3,5 KN/m²

- $Q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 5,11) + (1,5 \times 3,50) = 12,15 \text{ KN/m}^2$; Charge surfacique
- $Q_u \times 1m = 12,15 \text{ KN/ml}$; Charge linéaire.
- $Q_{ser} = G+Q = 5,11+3,50 = 8,61 \text{ KN/m}^2$ Charge surfacique
- $Q_{ser} \times 1m = 8,61 \text{ KN/ml}$ Charge linéaire

III.2.1.2-Calcul de la charge concentrée:

Le balcon supporte la charge d'un mur en brique perforé de 1,1mde hauteur et de 1mde l'épaisseur.

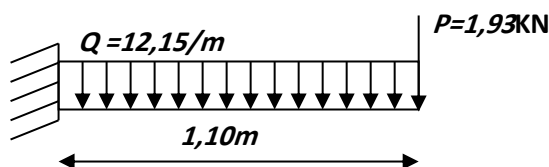
III.2.1.3- Poids propre du mur en brique perforée:

- $P_{mur} = \gamma \times b \times h \times 1m = 13 \times 0,1 \times 1,1 \times 1m = 1,43 \text{ KN}$
D'où : $P_U \text{ mur} = 1,35 P_{mur} = 1,35 \times 1,43 = 1,93 \text{ KN}$
- $P_u \text{ mur} = 1,93 \text{ KN}$
- $P_{ser} = 1,43 \text{ KN}$

III.3. Calcul du moment Max et de l'effort tranchant max:

$$M_{max} = -\frac{Q_u L^2}{2} - P_U L = -\left(\frac{12,15 \times 1,45^2}{2}\right) - (1,93 \times 1,45) = 15,57 \text{ KN.m}$$

$$T_{max} = Q_u \cdot L + P_u = (12,15 \times 1,45) + 1,93 = 19,55 \text{ KN}$$



III.4-Ferraillage:

M (5KN.m)	μ	β	A'	$A_{cal}(cm^2)$	A_{adpt} (cm^2/ml)	$A_r = \frac{A_s}{4}$	$A_{adpt}(cm^2/ml)$
	0,060	0,0969	0	3,42	4T12 $A_s = 4,52$	1,13	4T8 $A_s = 2,01$

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

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{15,57 \times 10^3}{100 \times 13,50^2 \times 14,17} = 0,060 < \mu_r = 0,392$$

Donc : $\beta = 0,969$

Vérification :

$$A_{cal} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{15,57 \times 10^3}{0,969 \times 13,50 \times 348} = 3,42 cm^2$$

On adopte : 4T12 et $A_{adpt} = 4,52 cm^2$ et $S_t = 25cm$

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 cm^2; \text{ on prend : 4T8 et } A_{adpt} = 2,01 cm^2$$

L'espacement : $S_t = 25cm$

III.4.1. Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 13,50 \times 2,10}{400} = 1,63 cm^2 / ml$$

$A_{cal} = 3,42 cm^2 > A_{min} = 1,63 cm^2$; Condition vérifier.

III.4-2- Contrainte de cisaillement:

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{19,55 \times 10}{13,5 \times 100} = 0,141 MPa$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,10 \times f_{c28} ; 4MPa) = 2,5MPa \dots\dots\dots (fissurati on.préjudi ciable)$$

$$1) \tau_u = 0,141 MPa < \bar{\tau}_u = 2,5MPa \dots\dots\dots (condition .vérifiée)$$

Il n'y a pas de reprise de bétonnage, Donc les armature transversales ne sont pas nécessaires

III.4- 3-Contrainte d'adhérence :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times n \times \mu} = \frac{19,55 \times 10^3}{0,9 \times 13,5 \times 5 \times 3,14 \times 10^2} = 1,28 \text{MPa}$$

$n = 4$: nombre d'armatures longitudinales tendues

$$\mu = 2\pi \frac{1}{2} = 3,14 \text{cm, périmètre d'armatures tendues.}$$

$$\overline{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,28 \text{MPa} < \overline{\tau}_{se} = 3,15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

III.5 - La vérification des contraintes à l'E.L.S:

$$M_{ser} = \frac{Q_{ser} L^2}{2} - P_{ser} l = \frac{8,61 \times 45^2}{2} - (1,43 \times 1,45) = 11,11 \text{KN.m}$$

III.5.1-Détermination de la position de l'axe neutre:

$$\left(\frac{b}{2} y^2\right) - 15 A_s (d - y) = 0$$

$50y^2 + 67,8y - 915,3 = 0 \Rightarrow y = 3,65 \text{ cm}$ (position de l'axe neutre par rapport à la fibre la plus comprimée).

III.5.2-Détermination du moment d'inertie:

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta A_s (d - y)^2 = \frac{100(3,65)^3}{3} + 15 \times 4,52 \times (13,5 - 3,65)^2$$

$$I = 6699,79 \text{cm}^4$$

III.5.3-Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{11,11 \times 10^3}{6699,79} \times 3,65 = 6,05 \text{MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 6,05 \text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

III.5.4-Détermination des contraintes dans l'acier tendu σ_{st} :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \cdot f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right\} : \text{Fissuration préjudiciable}$$

Avec η : coefficient de fissuration pour HA $\phi \geq 6\text{mm}$; $\eta = 1,6$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(267; 202) = 202\text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{11,11 \times 10^3}{6699,79} (13,5 - 3,65) = 245,00\text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = 245,00\text{MPa} > \bar{\sigma}_{st} = 202\text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée}$$

Comme $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$ il est nécessaire de modifier la section des armatures, alors on doit recalculer le ferrailage à L'E.L.S

$$K = \frac{245,00}{15} = 16,33.$$

$$\alpha = \frac{15}{(15 + 16,33)} = 0,479$$

$$y_1 = \alpha \cdot d = 0,479 \times 13,5 = 6,47 \text{ cm.}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot (y - c') \cdot \frac{\sigma_b}{y} = \frac{15 \times (6,47 - 2) \cdot 15}{6,47} =$$

$$\sigma_s = 15 \cdot (y_1 - c') \cdot \frac{\sigma_b}{y} = 15 \left(= \frac{15 \times (6,47 - 2) \cdot 15}{6,47} \right) = 120,03 \text{ MPa.}$$

$$\mu_1 = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{11,11 \times 10^3}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,043$$

$$\beta = 0,979$$

$$A_s = \frac{M_{ser}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{11,11 \times 10^3}{0,979 \times 13,5 \times 348} = 2,42\text{cm}^2.$$

Choix : soit 6T8 = 3,02 cm².

Donc les armatures déterminées pour L'ELS conviennent

III.6- Vérification de la flèche

Pour les éléments supportés en console, la flèche F est égale à:

$$F = F_1 + F_2 \text{ avec : } \begin{cases} F_1 = \frac{QL^4}{8EI} \dots\dots\dots \text{flèche due à la charge répartie} \\ F_2 = \frac{PL^3}{3EI} \dots\dots\dots \text{flèche due à la charge concentrée} \end{cases}$$

Détermination du centre de gravité :

$$Y_G = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} = \frac{b \times h \times h/2 + \eta \times A_s \times d}{b \times h + \eta \times A_s}$$

$$Y_G = \frac{100 \times 15 \times 7,5 + 15 \times 4,52 \times 13,5}{100 \times 15 + 4,52 \times 15} = 7,75 \text{cm}$$

$$Y = Y_G = 7,75 \text{cm}$$

$$Y_2 = h - Y_G = 15 - 7,75 = 7,25 \text{ cm.}$$

Calcul du moment d'inertie :

$$I = \frac{bY_1^3}{3} + \frac{bY_2^3}{3} + \eta A(d - Y_1)^2$$

$$I = \frac{100(7,75)^3}{3} + \frac{100 \times (7,25)^3}{3} + 15 \times 4,52 \times (13,5 - 7,75)^2 = 30460,39 \text{cm}^4$$

$$F = \frac{L^3}{EI} \left[\frac{QL}{8} + \frac{P}{3} \right]$$

$$F = \frac{(1,45)^3 \times 10^2}{32164,19 \times 10^{-5} \times 30460,39} \left[\frac{8,61 \times 1,45}{8} + \frac{1,43}{3} \right] = 0,075 \text{cm}$$

$$F = 0,075 \text{cm}$$

$$F_{ad} = L/250 = 120/250 = 0,48 \text{cm}$$

$$F_{cal} = 0,075 \text{cm} < F_{adm} = 0,48 \text{cm} \dots\dots\dots \text{con dition v érifée.}$$

III.3-ESCALIERS:

III.1. Introduction:

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un immeuble comme il constitue une issue des secours importante en cas d'incendie.

III.2-Therminologie :

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

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

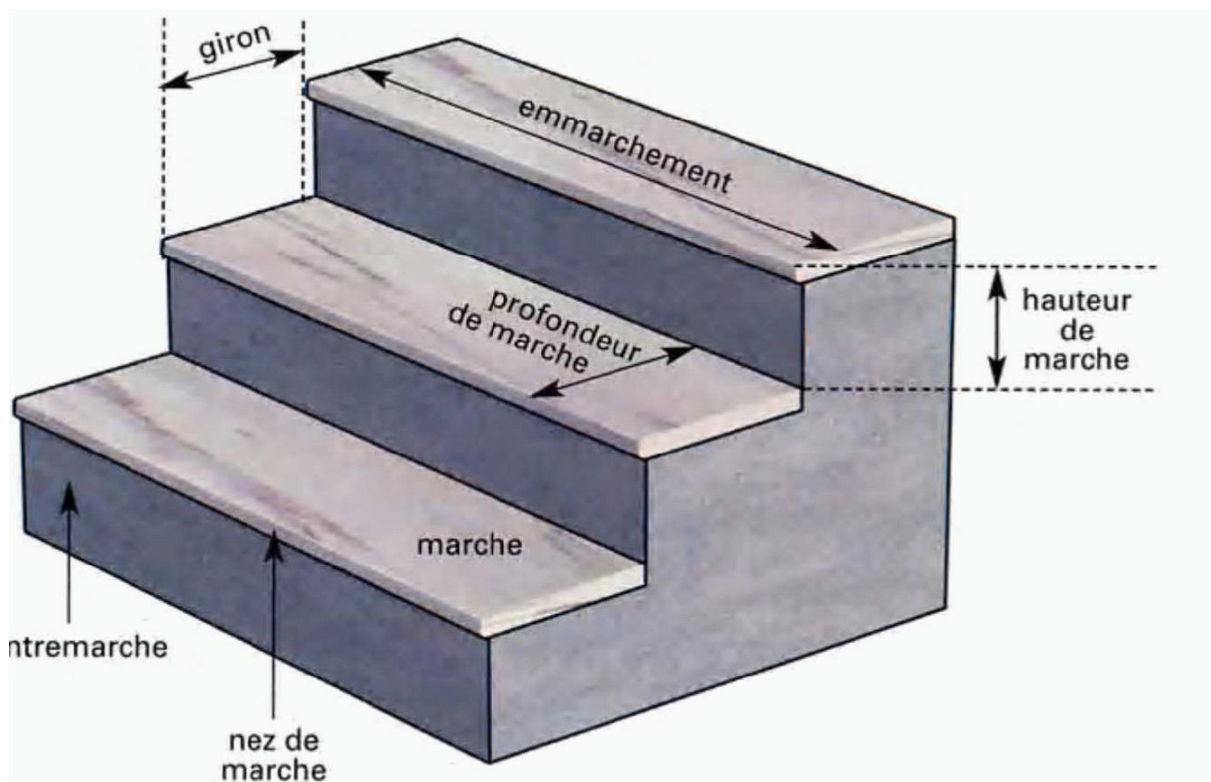


Figure : III.4 : Constituants d'un escalier

III.3-Dimensions des escaliers:

Pour les dimensions des marches "g" et contre marches "h", on utilise généralement la formule de BLONDEL:

$$59 \leq 2h + g \leq 66\text{cm} \dots\dots\dots(1)$$

Avec :

h : hauteur de la marche (contre marche),

g : largeur de la marche,

On prend $2h+g=66\text{cm}$

H : hauteur entre les faces supérieures des deux paliers successifs d'étage ($H=n.h=he/2$)

n : nombre de contre marches

L : projection horizontale de la longueur total du volée : $L = (n - 1)g$

III.4-Etude d'un escalier à deux volées :

Pour les étages courant :

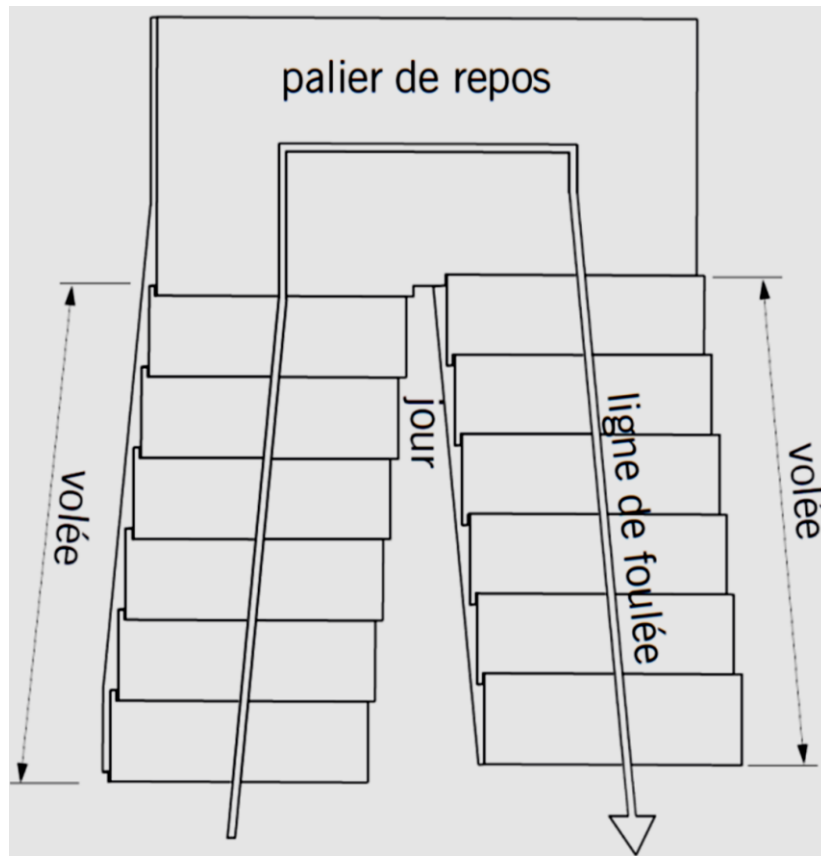


Figure : III- 5. Vue de dessus de deux volées d'escalier

III.4-1-Dimensionnement des marches et contre marches :

La hauteur d'étage est : $H_t = 306\text{cm}$.

La hauteur du premier volet (volet I) est : $H=153\text{cm}$; $L=240\text{cm}$.

D'après la formule de BLONDEL on a :

$$0,59 \leq 2h + g \leq 0,66$$

Pour déterminer (h et g), il faut résoudre l'équation suivante :

- $2h+g = 66\text{cm}$
- $H = n \times h \Rightarrow h = H/n$
- $L = (n-1).g \Rightarrow g=L/ (n-1)$
- D'après BLONDEL on a : $\frac{L}{(n-1)} + 2 \times \frac{H}{n} = 66$

Et puis : **$64 n^2-(64+ 1+2H) n+2H=0 \dots (2)$**

Donc l'équation (2) devient : **$64n^2-610n+306=0$**

La solution de l'équation est : **n=9 contre marches**

Donc le nombre de marche : **n-1=9-1=8 marches**

$$\text{Puis : } h = \frac{H}{n} = \frac{153}{9} = \mathbf{17\text{cm}}$$

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{8} = \mathbf{30\text{cm}}$$

- Vérification de la formule de BLONDEL :

$$0,59 \leq 2h + g \leq 0,66$$

$$2 \times 0,17 + 0,30 = 0,64 \quad \text{et } 0,59 < 0,64 < 0,66$$

L'inégalité vérifiée, on a : **8 marches , avec : g=30cm et 9 contre marches h=17cm.**

$$\text{L'angle d'inclinaison est : } \operatorname{tg} \alpha = \frac{17}{30} = 0,57 \Rightarrow \alpha = 29,68^\circ \Rightarrow \cos \alpha = 0,87$$

III.4.2-Epaisseur de la paillasse (e_p) :

$$\frac{1}{30} \leq e_p \leq \frac{1}{20} \Leftrightarrow \frac{L}{30 \cos \alpha} \leq e_p \leq \frac{L}{20 \cos \alpha}$$

$$\Leftrightarrow \frac{445}{30 \times 0,87} \leq e_p \leq \frac{445}{20 \times 0,87} \Leftrightarrow 17,05 \leq e_p \leq 25,57\text{cm} ,$$

\Leftrightarrow , en prend: **ep 20 cm**

III.4.3-Epaisseur de palier (e_v):

$$e_{pal} = \frac{e_{pai}}{\cos \alpha} = \frac{20}{0,87} = 22,98\text{cm}$$

On prend : **ev=23cm.**

III.4.4-Evaluation des charges et des surcharges :

a)Paillasse :

$N=0$	Désignation	$Ep (m)$	$poid$ KN/m^2
1	Revêtement en carrelage horizontal Désignation	0,02	0,4
2	Mortier de ciment horizontal	0,02	0,4
3	Lit de sable	0,02	0,36
4	Revêtement en carrelage vertical $ep \times 20 \times h/g$	0,22	0,22
5	Mortier de ciment vertical $ep \times 20 \times h/g$	0,22	0,22
6	Poids propre de la paillasse $ep \times 25 / \cos \alpha$	3,41	3,41
7	Poids propre des marches $\frac{h}{2} \times 22$	1,87	1,87
8	Enduit en plâtre	0,02/cos α	0,235

Charge permanente : $G=7,115KN/m^2$

Surcharge d'exploitation : $Q=2,5KN/m^2$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$q_u = (1,35G + 1,5Q).1m = 15,23KN/ml$$

$$q_{ser} = (G + Q).1m = 9,62KN/ml$$

b)-Palier :

$N=0$	Désignation	$Ep (m)$	$poid KN/m^2$
1	Poids propre du palier $ep \times 25$	$e_p \times 25$	3,50
2	Revêtement en carrelage	0,02	0,40
3	Enduit en plâtre	0,02	0,2
4	Mortier de ciment	0,02	0,4
5	Lit de sable	0,02	0,36

- charge permanente : $G=4,86KN/m$

- surcharge d'exploitation : $Q=2,5KN/m^2$

Pour une bande de 1m de largeur :

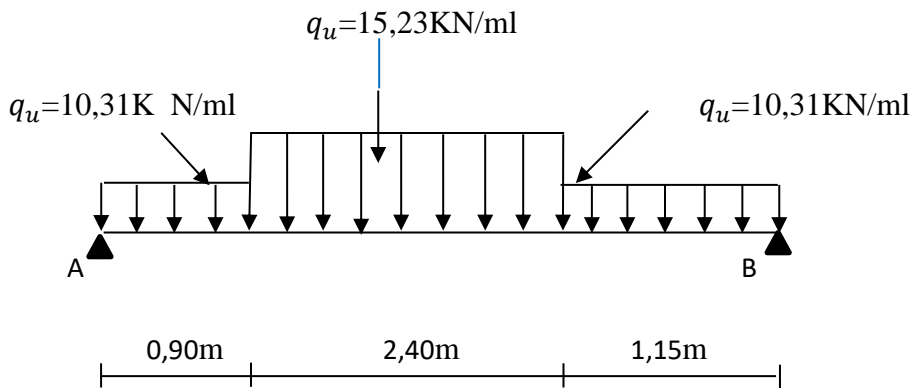
$$q_u = (1,35.G + 1,5.Q) \cdot 1m = 10,31 \text{ KN/ml}$$

$$q_{ser} = (G + Q) \cdot 1m = 7,36 \text{ KN/ml}$$

III.5. calcul du moment fléchissant et l'effort tranchant max à l'E.L.U :

$$\frac{q_{paillasse} - q_{palier}}{q_{palier}} = \frac{15,23 - 10,31}{10,31} = 0,48$$

Schéma statique :



III.5.1-Calcul du moment maximal :

***Calcul des sollicitations :**

$$\sum F/y=0 \Rightarrow R_A + R_B = (15,23 \times 2,40) + (10,31 \times 0,90) + (10,31 \times 1,15) = 57,688 \text{ KN}$$

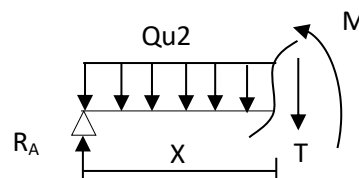
$$\sum M/A = 0 \Rightarrow 4,45R_B - \left[(10,31 \times 0,90 \times \frac{0,9}{2}) + (15,23 \times 2,40 \times (\frac{2,40}{2} + 0,9)) + (10,31 \times 1,15 \times (\frac{1,15}{2} + 3,3)) \right]$$

$$R_A = 29,17 \text{ KN} \quad \text{et} \quad R_B = 28,51 \text{ KN}$$

a).Calcul du moment fléchissant et de l'effort tranchant :

Section 1-1 :

$$0 \leq x \leq 0,9 \quad \begin{cases} T(x) = R_A - q_u \cdot x \\ M(x) = R_A \cdot x - q_u \cdot \frac{x^2}{2} \end{cases}$$



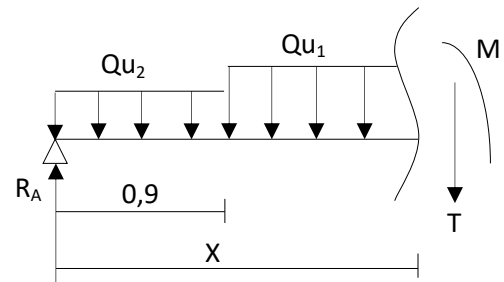
$$\text{Pour } x=0 \left\{ \begin{array}{l} T(0) = R_A = 29,17 \text{ KN} \\ M(0) = 0 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\text{Pour } x=0,9 \left\{ \begin{array}{l} T(0,9) = 19,89 \text{ KN} \\ M(0,9) = 22,07 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Section 2-2 :

$$0,9 \leq x \leq 3,3 \left\{ \begin{array}{l} T(x) = R_A - 0,9 \cdot q_{u2} - (x-0,9) \cdot q_{u1} \\ M(x) = R_A \cdot x - 0,9(x-0,9/2)q_{u2} - [(x-0,9)^2/2] \cdot q_{u1} \end{array} \right.$$

$$\text{Pour } x=0,9 \left\{ \begin{array}{l} T(0,9) = 19,89 \text{ KN} \\ M(0,9) = 22,07 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

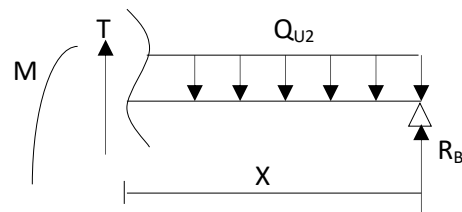


$$\text{Pour } x=3,3 \left\{ \begin{array}{l} T(3,3) = -16,66 \text{ KN} \\ M(3,3) = 25,95 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Section 3-3 :

$$0 \leq x \leq 1,15 \left\{ \begin{array}{l} T(x) = -R_B + q_{u2} \cdot x \\ M(x) = -R_B \cdot x + (q_{u2} \cdot x^2)/2 \end{array} \right.$$

$$\text{Pour } x=0 \left\{ \begin{array}{l} T(0) = -R_B = -28,51 \text{ KN} \\ M(0) = 0 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$



$$\text{Pour } x=1,15 \left\{ \begin{array}{l} T(1,15) = -16,65 \text{ KN} \\ M(1,15) = -25,97 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$M_{max} \Rightarrow T(x)=0 ; \Leftrightarrow R_A - 0,9 \cdot q_{U2} - (x-0,9) \cdot q_{U1} = 0 ; \Rightarrow x = 2,21m$$

$$X = 2,21m \Rightarrow M_{max} = 35,25 \text{ KN.m}$$

$$\text{Donc: } M_{max} = 35,25 \text{ KN.m}$$

b). Diagrammes M et T :

$$M_t = 0,85 \times M_{max} = 0,85 \times 35,25 = 29,96 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0,40 \times M_{max} = 0,40 \times 35,25 = 14,10 \text{ KN.m}$$

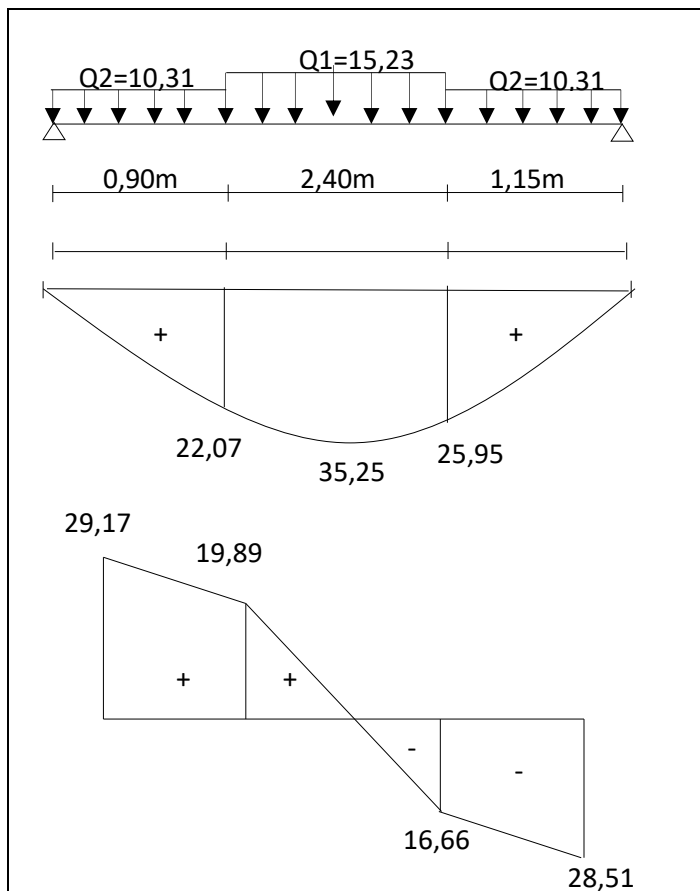
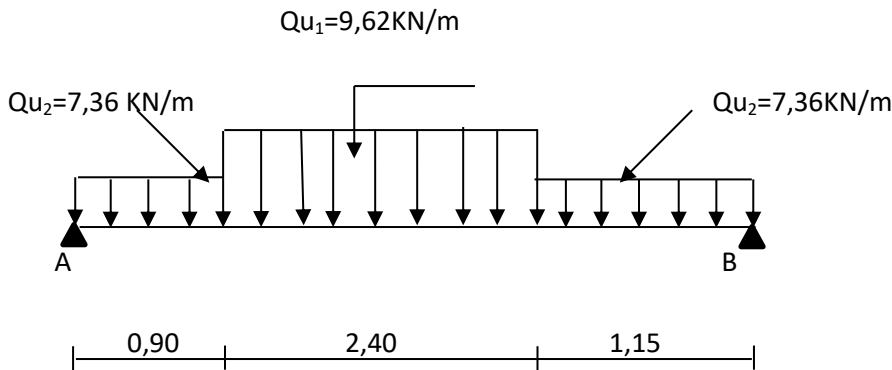


FIGURE- : III -6 Diagramme des moments flechissants (KN.m) des efforts tranchants

(KN)

III.6. calcul du moment fléchissant et l'effort tranchant max à l'E.L.S :

Schéma statique :



III.6.1-Calcul du moment maximal :

***Calcul des sollicitations :**

$$\sum F/y=0 \Rightarrow R_A + R_B = (9,62 \times 2,40) + (7,36 \times 0,90) + (7,36 \times 1,15) = 38,18 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow 4,45R_B - \left[(7,36 \times 0,90 \times \frac{0,9}{2}) + (9,62 \times 2,40 \times (\frac{2,40}{2} + 0,9)) + (7,36 \times 1,15 \times (\frac{1,15}{2} + 3,3)) \right]$$

$$R_A = 19,24 \text{ KN} \text{ et } R_B = 18,94 \text{ KN}$$

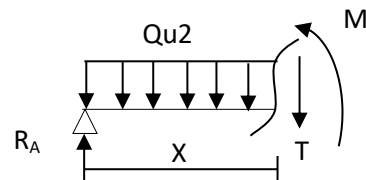
a). Calcul du moment fléchissant et de l'effort tranchant :

Section I-I :

$$0 \leq x \leq 0,9 \begin{cases} T(x) = R_A - q_u \cdot x \\ M(x) = R_A \cdot x - q_u \cdot \frac{x^2}{2} \end{cases}$$

$$\text{Pour } x=0 \begin{cases} T(0) = R_A = 19,24 \text{ KN} \\ M(0) = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Pour } x=0,9 \begin{cases} T(0,9) = 12,62 \text{ KN} \\ M(0,9) = 14,34 \text{ KN.m} \end{cases}$$

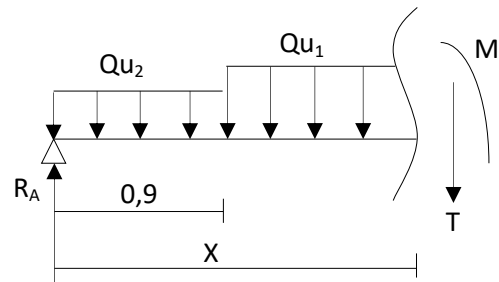


Section 2-2 :

$$0,9 \leq x \leq 3,3 \quad \left\{ \begin{array}{l} T(x) = R_A - 0,9 \cdot q_{u2} - (x-0,9) \cdot q_{u1} \\ M(x) = R_A \cdot x - 0,9(x-0,9/2)q_{u2} - [(x-0,9)^2/2] \cdot q_{u1} \end{array} \right.$$

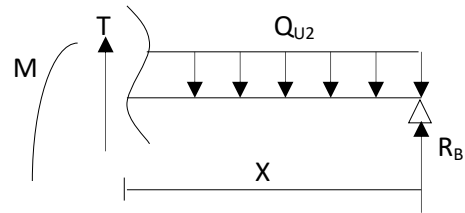
$$\text{Pour } x=0,9 \quad \left\{ \begin{array}{l} T(0,9) = 12,62 \text{ KN} \\ M(0,9) = 14,34 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\text{Pour } x=3,3 \quad \left\{ \begin{array}{l} T(3,3) = -10,47 \text{ KN} \\ M(3,3) = 16,90 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$



Section 3-3 :

$$0 \leq x \leq 1,15 \quad \left\{ \begin{array}{l} T(x) = -R_B + q_{u2} \cdot x \\ M(x) = -R_B \cdot x + (q_{u2} \cdot x^2)/2 \end{array} \right.$$



$$\text{Pour } x=0 \quad \left\{ \begin{array}{l} T(0) = -R_B = -18,94 \text{ KN} \\ M(0) = 0 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\text{Pour } x=1,15 \quad \left\{ \begin{array}{l} T(1,15) = -10,48 \text{ KN} \\ M(1,15) = -16,91 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$M_{\max} \Rightarrow T(x)=0 ; \Leftrightarrow R_A - 0,9 \cdot q_{u2} - (x-0,9) \cdot q_{u1} = 0 ; \Rightarrow x = 2,21 \text{ m}$$

$$x = 2,21 \text{ m} \Rightarrow M_{\max} = 22,61 \text{ KN.m}$$

$$\text{Donc: } M_{\max} = 22,61 \text{ KN.m}$$

b).Diagrammes M et T :

$$M_t = 0,85 \times M_{max} = 0,85 \times 22,61 = 19,22 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0,40 \times M_{max} = 0,40 \times 22,61 = 9,04 \text{ KN.m}$$

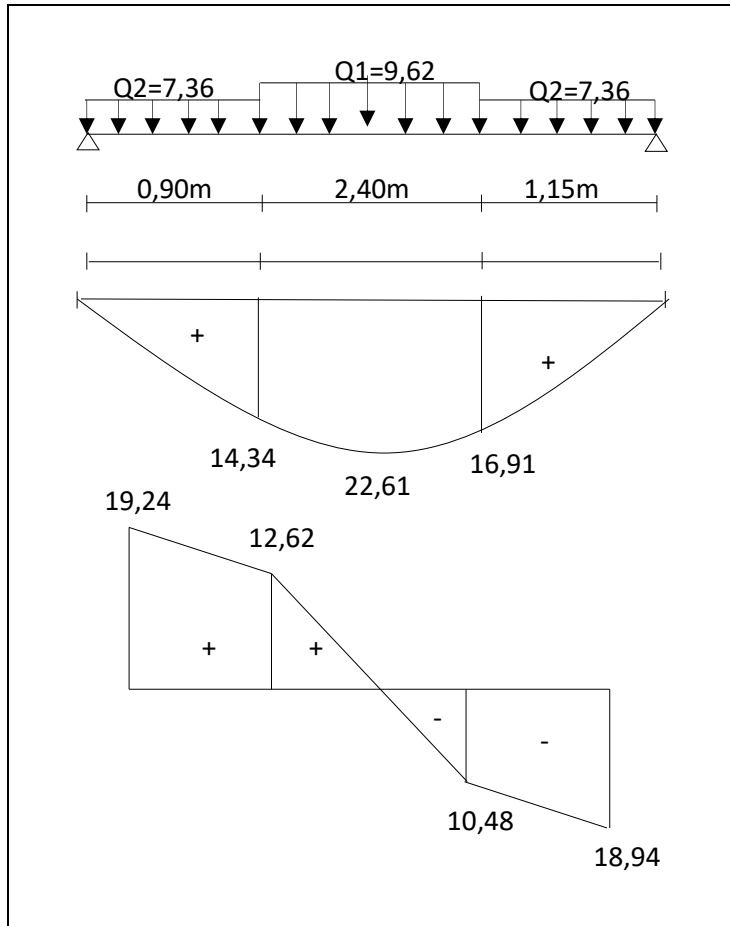


FIGURE: III -7 : Diagramme des moments flechissants (KN.m) des efforts tranchants (KN)

Tableau III-2.Résultats obtenus :

	<i>E.L.U</i>	<i>E.L.S</i>
R_a	29,17 KN/m	19,24 KN/m
R_B	28,51 KN/m	18,94 KN /m
T_{max}	29,17 KN	28,51 KN
M_t	29,96 KN.m	19,22 KN.m
M_a	14,10 KN.m	9,04 KN.m

III.7.Ferrailage de l'escalier :

Le calcul se fait pour une bande d'épaisseur de 12cm et 1mde largeur.

✓ **En travée (volée) :**

Le moment ultime :

$$M_t = 29,96 \text{ KN.m} ; h = 12 \text{ cm} ; d = 10,80 \text{ cm} ; b = 1 \text{ m} .$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{29,96 \times 10^3}{100 \times 10,80^2 \times 14,17} = 0,181 < \mu_1$$

$$\text{On a : } \beta = 0,900$$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{29,96 \times 10^3}{0,900 \times 10,80 \times 348} = 8,85 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte **8T12** avec : $A_{adm} = 9,05 \text{ cm}^2/\text{ml}$ et $S_t = 12,5 \text{ cm}$.

- Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_{adm}}{4} = 2,26 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte **4T10** avec : $A_{adm} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$ et $S_t = 25 \text{ cm}$.

✓ **Sur appuis (les paliers) :**

le moment ultime :

$$M_a = 14,10 \text{ KN.m} ; h = 14 \text{ cm} ; d = 12,60 \text{ cm} .$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{14,10 \times 10^3}{100 \times 12,60^2 \times 14,17} = 0,063 < \mu_1$$

$$\text{On a : } \beta = 0,968$$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{14,10 \times 10^3}{0,968 \times 12,60 \times 348} = 3,32 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte **6T10** avec : $A_{adm} = 4,71 \text{ cm}^2/\text{ml}$ et $S_t = 16,66 \text{ cm}$.

- Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_{adm}}{4} = 1,18 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte **4T8** avec : $A_{adm} = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ et $S_t = 25 \text{ cm}$.

III.8. Vérification :

a. Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 10,8 \times 2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2$$

$A_s = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 1,30 \text{ cm}^2/\text{ml}$Condition vérifier.

b. Jstification vis-à-vis de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{29,17 \times 10}{100 \times 12,6} = 0,232 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = \min(3,25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,232 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$ Condition vérifier.

c. vérification au niveau des appuis :

$$A_{min} = \frac{1,15}{f_e} \left(T + \frac{M_a}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \times 10 \times \left[(29,17) + \frac{14,10 \times 10^2}{0,9 \times 12,6} \right] = 4,41 \text{ cm}^2$$

$A_{adm} = 3,32 \text{ cm}^2 > A_{min} = 4,41 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

d. les vérifications des contraintes à l'E.L.S :

✓ **En travée :**

$$M_{t \max} = 19,22 \text{ KN.m} ; A_s = 9,05 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{by^2}{2} - 15 \times A_s(d - y) = 0 \Rightarrow 50y^2 - 15 \times 9,05(10,8 - y)$$

$$50y^2 + 135,75y - 1466,1 = 0 \Rightarrow y = 4,23\text{cm}$$

- **Détermination du moment d'inertie:**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta A_s (d - y)^2 = \frac{100 \times 4,23^3}{3} + (15 \times 9,05)(10,8 - 4,23)^2 = 8382,53\text{cm}^4$$

- **Contrainte maximale dans le béton comprimé :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{19,22 \times 10^3}{8382,53} \times 4,23 = 9,70\text{Mpa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 9,70\text{Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- ✓ **Sur appui:**

$$M_{tmax} = 9,04\text{KN.m} ; A_s = 4,71\text{cm}^2/\text{ml}$$

Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{by^2}{2} - 15 \times A_s(d - y) = 0 \Rightarrow 50y^2 - 15 \times 4,71(10,8 - y)$$

$$50y^2 + 70,65y - 763,02 = 0 \Rightarrow y = 3,26\text{cm}$$

- **Détermination du moment d'inertie:**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta A_s (d - y)^2 = \frac{100 \times 3,26^3}{3} + (15 \times 4,71)(10,8 - 3,26)^2 = 5171,43\text{cm}^4$$

- **Contrainte maximale dans le béton comprimé :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{9,04 \times 10^3}{5171,43} \times 3,26 = 5,70\text{Mpa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 5,70\text{Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

e. vérification de la flèche :

$$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{30} \Rightarrow \frac{17}{240} \geq \frac{1}{30} \Rightarrow 0,070 > 0,030 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée ;}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \geq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{9,05}{100 \times 12,6} \geq \frac{1}{400} \Rightarrow 0,0072 > 0,0025 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée ;}$$

Puisque deux conditions ne sont pas vérifiées, il faut calculer la flèche.

III.9. Etude de la poutre palière :

III-9.1. Dimensionnement :

Selon le B.A.E.L 91/1999, le critère de rigidité est :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{471}{15} \leq h \leq \frac{471}{10} \Rightarrow 31,4 \leq h \leq 47,1$$

On prend : h = 40cm

donc : d = 0,9h \Rightarrow d = 0,9 \times 40 = 36cm

0,3d \leq b \leq 0,4d \Rightarrow 0,3 \times 36 \leq b \leq 0,4 \times 36

10,80 \leq b \leq 14,4 \Rightarrow b = 30cm

b. Vérification des conditions RPA99 (version 2003) :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 30 \geq 20 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ 40 \geq 30 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ \frac{40}{30} = 1,33 < 4 \dots \dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

III.9.2. Charge supportée par la poutre:

a)Chargement de la partie droite de la poutre :

Poids propre de la poutre : $0,4 \times 0,3 \times 25 = 3,00\text{KN/m}$

Poids du mur situé sur la poutre : $2,76 \times 1,53 = 4,22\text{KN/m}$

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

Réaction du palier sur la poutre : $R_b = 21,25\text{KN/m}$

$$\text{On a : } \begin{cases} Q_u = (1,35 \times (3,00 + 4,22 + 21,25)) + (1,5 \times 2,5) = 42,18 \text{KN/m} \\ Q_{ser} = 3,00 + 4,22 + 2,50 + 21,25 = 30,97 \text{KN/m} \end{cases}$$

III.9.3. Calcul des sollicitations à l'E.L.U :

$$M_0 = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \frac{42,18 \times 4,71^2}{8} = 116,96 \text{KN.m}$$

$$M_t = 0,85 \times M_0 = 0,85 \times 116,96 = 99,42 \text{KN.m}$$

$$M_a = 0,40 \times M_0 = 0,40 \times 116,96 = 46,78 \text{KN.m}$$

III.9.4. Calcul du ferrailage à l'E.L.U :

$$\text{On a : } b = 30 \text{cm} ; h = 40 \text{cm} ; d = 0,9h = 0,9 \times 40 = 36 \text{cm}$$

➤ En travée :

Le moment ultime :

$$M_t = 99,42 \text{KN.m}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{99,42 \times 10^3}{30 \times 36^2 \times 14,17} = 0,180 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

$$\text{On a : } \beta = 0,900$$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{99,42 \times 10^3}{0,900 \times 36 \times 348} = 8,82 \text{cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On adopte } \mathbf{6T14} \text{ avec : } A_{adm} = 9,24 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ Sur appuis :

Le moment ultime :

$$M_a = 46,78 \text{KN.m}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{46,78 \times 10^3}{30 \times 36^2 \times 14,17} = 0,085 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,956$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{46,78 \times 10^3}{0,956 \times 36 \times 348} = 3,91 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte **4T12** avec : $A_{adm} = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$

a. Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 36 \times 2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2$$

$A_{s t} = 12,32 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 1,30 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots \dots \dots$ condition vérifiée.

$A_{s a} = 6,28 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 1,30 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots \dots \dots$ condition vérifiée.

b. les vérifications des contraintes à L'E.L.S :

$$Q_{ser} = 30,97 \text{ KN/m}$$

$$M_{ser} = 85,88 \text{ KN/m}$$

$$M_{t ser} = 0,85 \times M_{ser} = 0,85 \times 85,88 = 73,00 \text{ KN/m}$$

$$M_{a ser} = 0,40 \times M_{ser} = 0,40 \times 106,01 = 42,40 \text{ KN/m}$$

➤ **En travée :**

$$A_s = 9,24 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad ; \quad M_{t ser} = 73,00 \text{ KN/m}$$

a) Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b y^2}{2} - 15 \times A_s (d - y) = 0 \Rightarrow 50 y^2 - 15 \times 9,24 (36 - y)$$

$$50 y^2 + 138,6 y - 4989,6 = 0 \Rightarrow y = 8,69 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée .

b). Détermination du moment d'inertie:

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta A_s (d - y)^2 = \frac{30 \times 8,69^3}{3} + (15 \times 9,24)(36 - 8,69)^2 = 109935,23 \text{ cm}^4$$

c. Contrainte maximale dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{73,00 \times 10^3}{109935,23} \times 8,69 = 5,77 \text{ Mpa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 5,77 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

✓ Sur appui:

$$A_s = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad ; \quad M_{a ser} = 42,40 \text{ N/m}$$

a). Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{by^2}{2} - 15 \times A_s (d - y) = 0 \Rightarrow 50y^2 - 15 \times 4,52(36 - y)$$

$$50y^2 + 67,8y - 2440,8 = 0 \Rightarrow y = 6,34 \text{ cm}$$

a). Détermination du moment d'inertie:

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta A_s (d - y)^2 = \frac{30 \times 6,34^3}{3} + (15 \times 4,52)(36 - 6,34)^2 = 62193,12 \text{ cm}^4$$

b. Contrainte maximale dans le béton comprimé :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{42,40 \times 10^3}{62193,12} \times 6,34 = 4,32 \text{ Mpa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 4,32 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

c. Justification vis-à-vis de l'effort tranchant :

$$T_u = \frac{Ql}{2} = \frac{30,97 \times 4,71}{2} = 72,93 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{72,93 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,36} = 0,68 \text{MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28} ; 5 \text{MPa}) = \min(3,25 \text{MPa} ; 5 \text{MPa}) = 3,25 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,68 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifier.}$$

Il n'y pas de risque de cisaillement.

III.9.5. Ferrailage des armatures transversales :

a) Détermination du diamètre des armatures transversal :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_L \right\} = \min \{11,42 \text{mm}; 30 \text{mm}; 10 \text{mm}\} \Rightarrow \phi_t \leq 10 \text{mm}$$

On prend $\phi_t = 8 \text{mm}$

a).-Espacement S_t :

$$S_t \leq \min \{0,9.d; 40 \text{cm}\} = \min \{32,40 \text{cm}; 40 \text{cm}\}$$

D'après le R.P.A 99 (version 2003) :

$$\text{Zone nodale } S_t \leq \min \{15 \text{cm}, 10.\phi_L\} = \min \{15 \text{cm} ; 10 \text{cm}\} \Rightarrow S_t = 10 \text{cm.}$$

$$\text{Zone courante} : S_t \leq 15\phi_t \Rightarrow S_t \leq 15 \times 1,00 \text{cm} ; \text{On prend} : S_t = 15 \text{cm.}$$

b)-Vérification de la section d'armatures minimale:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \max \left\{ \frac{\tau_u}{2}; 0,40 \text{MPa} \right\} = \max \{0,34; 0,40\} = 0,42 \text{MPa} \\ \frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,34 \times 30}{235} = 0,04 \text{cm} \dots\dots\dots (1) \end{array} \right.$$

-Section des armatures transversales:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t \times f_e}{b \cdot S_t \cdot \gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3K \cdot f_{tj}^*}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \\ \frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(0,68 - 0,3 \times 1 \times 2,1) \cdot 30 \cdot 1,15}{0,9 \times 1 \times 235} = 0,008 \text{cm} \dots\dots\dots (2) \end{array} \right.$$

$$\text{On prend le max de (1) et (2)} \left\{ \begin{array}{l} A_t \geq 0,04.S_t \\ \text{on prend : } S_t = 15\text{cm} \\ A_t \geq 0,60\text{cm}^2 \end{array} \right.$$

Donc on prend $A_t = 2,01\text{cm}^2$; soit $4\phi 8$

-Ancrage des armatures tendues:

$$\tau_s = 0,6.\psi^2.f_{ij} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835\text{Mpa}$$

La longueur de scellement droit l_s :

$$l_s = \frac{\phi_1.f_e}{4.\tau_s} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38\text{cm}$$

On prévoit une courbe égale à : $r = 5,5 \phi_1 = 5,5 \times 1,4 = 7,7\text{cm}$

$$L_2 = d - \left(c + \frac{\phi}{2} + r \right) = 36 - (3 + 0,7 + 7,7) = 24,6\text{cm}$$

$$L_1 = \frac{L_s - 2,19.r - L_2}{1,87} = \frac{49,38 - 16,86 - 24,6}{1,87} = 4,24\text{cm}$$

III. 9.6. calcul de la flèche :

$$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{40}{471} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0,085 > 0,063 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée ;}$$

$$\frac{h_t}{l} \geq \frac{M_{t,ser}}{10 \times M_{0,ser}} \Rightarrow \frac{40}{471} \geq \frac{73,00}{10 \times 85,88} \Rightarrow 0,085 \geq 0,085 \dots \dots \text{Condition vérifiée ;}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq 4,2 f_e \Rightarrow \frac{9,24}{30 \times 36} \leq 4,2 \times 400 \Rightarrow 0,0085 \geq 1680 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée ;}$$

Donc il est inutile de calculer la flèche.

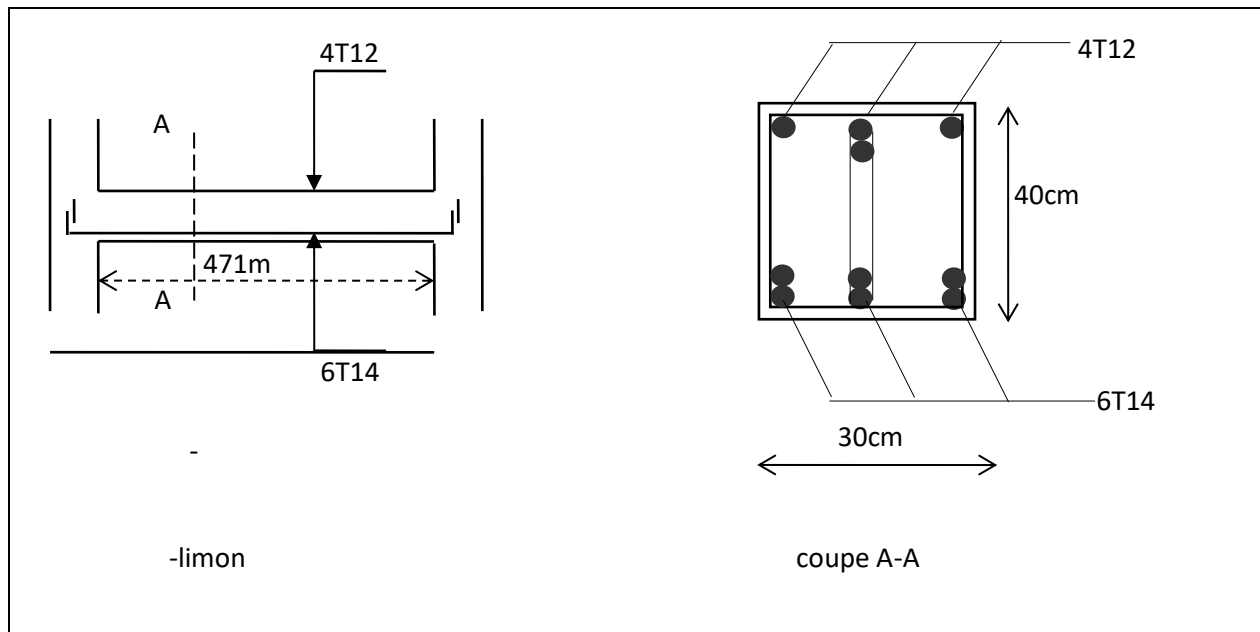


Figure III.8 : ferrailage de la poutre limon:(30x40) cm²

III.2. Pour le RDC

III.2.1-Dimensionnement des marches et contre marches :

La hauteur d'étage est : $H_t = 420\text{cm}$.

La hauteur du premier volet (volet I) est : $H=210\text{cm}$; $L=300\text{cm}$.

D'après la formule de BLONDEL on a :

$$0,59 \leq 2h + g \leq 0,66$$

Pour déterminer (h et g), il faut résoudre l'équation suivante :

$$2h+g = 66\text{cm}$$

$$H = n \times h \Rightarrow h = H/n$$

$$L = (n-1).g \Rightarrow g=L/ (n-1)$$

D'après BLONDEL on a : $\frac{L}{(n-1)} + 2 \times \frac{H}{n} = 66$

Et puis : **$64 n^2 - (64 + L + 2H) n + 2H = 0 \dots (2)$**

Donc l'équation (2) devient : **$64n^2 - 784n + 420 = 0$**

La solution de l'équation est : **$n=12$ contre marches**

Donc le nombre de marche : **$n-1=12-1=11$ marches**

Puis: **$h = \frac{H}{n} = \frac{210}{12} = 18\text{cm}$**

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{300}{11} = 27\text{cm}$$

Vérification de la formule de BLONDEL :

$$0,59 \leq 2h + g \leq 0,66$$

$$2 \times 0,18 + 0,27 = 0,63 \quad \text{et} \quad 0,59 < 0,63 < 0,66$$

L'inégalité vérifiée, on a **11 marches, avec : (g=27cm) et 12 contre marches (h=18cm).**

L'angle d'inclinaison est : $\text{tg} \alpha = \frac{18}{27} = 0,67 \Rightarrow \alpha = 33,69^\circ \Rightarrow \cos \alpha = 0,83$

III.2.2-Epaisseur de la paillasse (ep) :

$$\frac{1}{30} \leq e_p \leq \frac{1}{20} \Leftrightarrow \frac{L}{30 \cos \alpha} \leq e_p \leq \frac{L}{20 \cos \alpha}$$

$$\Leftrightarrow \frac{300}{30 \times 0,83} \leq e_p \leq \frac{300}{20 \times 0,83} \Leftrightarrow 12,05 \leq e_p \leq 18,07 \text{ cm ,}$$

\Leftrightarrow , en prend: **ep =15 cm**

III.2.3-Epaisseur de palier (ev):

$$e_{pal} = \frac{e_{pai}}{\cos \alpha} = \frac{15}{0,83} = 18,07 \text{ cm}$$

On prend : **ev=18cm.**

III.2.4-Evaluation des charges et des surcharges :

a)Paillasse :

$N=0$	Désignation	E_p (m)	poïd KN/m ²
1	Revêtement en carrelage horizontal Désignation	0,02	0,4
2	Mortier de ciment horizontal	0,02	0,4
3	Lit de sable	0,02	0,36
4	Revêtement en carrelage vertical ep x20x h/g	0,22	0,22
5	Mortier de ciment vertical ep x20x h/g	0,22	0,22
6	Poids propre de la paillasse ep x 25/cos α	3,41	3,41
7	Poids propre des marches $\frac{h}{2} \times 22$	1,87	1,87
8	Enduit en plâtre	0,02/cos α	0,235

charge permanente : **G=7,115KN/m²**

-Surcharge d'exploitation : **Q=2,5KN/m²**

Pour une bande de 1m de largeur :

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \cdot 1m = 15,23 \text{KN/ml}$$

$$q_{ser} = (G + Q) \cdot 1m = 9,62 \text{KN/ml}$$

b) **Palier :**

N=0	Désignation	Ep (m)	poind KN/m^2
1	Poids propre du palier ep×25	$e_p \times 25$	3,50
2	Revêtement en carrelage	0,02	0,40
3	Enduit en plâtre	0,02	0,2
4	Mortier de ciment	0,02	0,4
5	Lit de sable	0,02	0,36

- charge permanente : $G=4,86 \text{KN/m}$

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

Pour une bande de 1m de largeur :

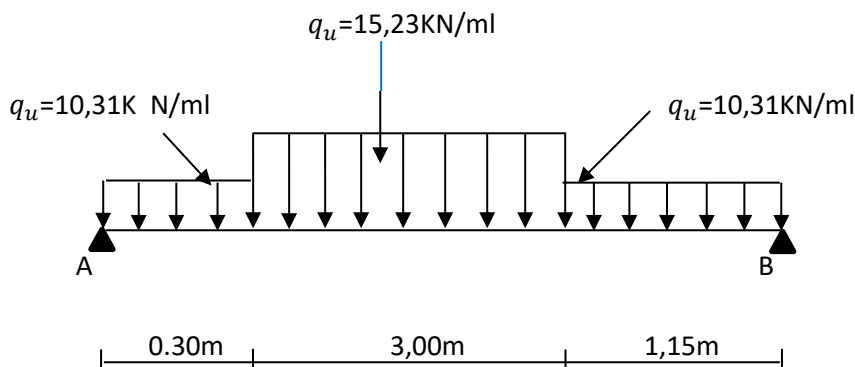
$$q_u = (1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q) \cdot 1m = 10,31 \text{KN/ml}$$

$$q_{ser} = (G + Q) \cdot 1m = 7,36 \text{KN/ml}$$

III.2.2. calcul du moment fléchissant et l'effort tranchant max à l'E.L.U :

$$\frac{q_{paillasse} - q_{palier}}{q_{palier}} = \frac{15,23 - 10,31}{10,31} = 0,48$$

Schéma statique :



III.2.3-Calcul du moment maximal :

Calcul des sollicitations :

$$\sum F/y=0 \Rightarrow R_A + R_B = (15,23 \times 3,00) + (10,31 \times 0,30) + (10,31 \times 1,15) = 60,63 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow 4,45R_B - \left[(10,31 \times 0,30 \times \frac{0,3}{2}) + (15,23 \times 3,00 \times (\frac{3,00}{2} + 0,3)) + (10,31 \times 1,15 \times (\frac{1,15}{2} + 3,3)) \right]$$

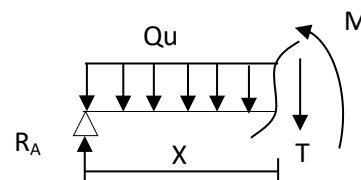
$$R_A = 31,72 \text{ KN} \text{ et } R_B = 28,91 \text{ KN}$$

a). Calcul du moment fléchissant et de l'effort tranchant :

Section 1-1

$$0 \leq x \leq 0,3 \begin{cases} T(x) = R_A - q_2 \cdot x \\ M(x) = R_A \cdot x - q_2 \cdot \frac{x^2}{2} \end{cases}$$

$$\text{Pour } x=0 \begin{cases} T(0) = R_A = 31,72 \text{ KN} \\ M(0) = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$

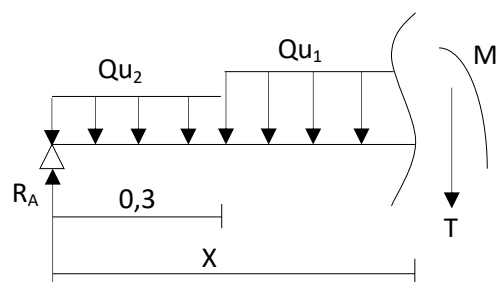


$$\text{Pour } x=0,3 \begin{cases} T(0,3) = 28,63 \text{ KN} \\ M(0,3) = 9,05 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ **Section 2-2 :**

$$0,3 \leq x \leq 3,3 \begin{cases} T(x) = R_A - 0,3 \cdot q_{u2} - (x-0,3) \cdot q_{u1} \\ M(x) = R_A \cdot x - 0,3(x-0,3/2)q_{u2} - [(x-0,3)^2/2] \cdot q_{u1} \end{cases}$$

$$\text{Pour } x=0,3 \begin{cases} T(0,3) = 28,63 \text{ KN} \\ M(0,3) = 9,05 \text{ KN.m} \end{cases}$$

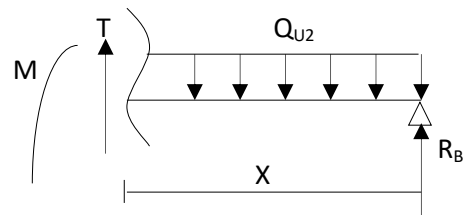


$$\text{Pour } x=3,3 \begin{cases} T(3,3) = -17,06 \text{ KN} \\ M(3,3) = 26,40 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ Section 3-3

$$0 \leq x \leq 1,15 \begin{cases} T(x) = -R_B + q_{u2} \cdot x \\ M(x) = -R_B \cdot x + (q_{u2} \cdot x^2) / 2 \end{cases}$$

$$\text{Pour } x=0 \begin{cases} T(0) = -R_B = -28,91 \text{ KN} \\ M(0) = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$



$$\text{Pour } x=1,15 \begin{cases} T(1,15) = -17,05 \text{ KN} \\ M(1,15) = -26,43 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{max} \Rightarrow T(x) = 0 ; \Leftrightarrow R_A - 0,3 \cdot q_{u2} - (x - 0,3) \cdot q_{u1} = 0 ; \Rightarrow x = 2,20 \text{ m}$$

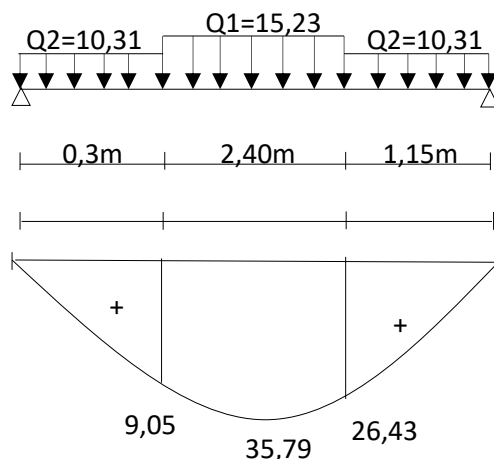
$$x = 2,20 \text{ m} \Rightarrow M_{max} = 35,79 \text{ KN.m}$$

$$\text{Donc: } M_{max} = 35,79 \text{ KN.m}$$

b). Diagrammes M et T :

$$M_t = 0,85 \times M_{max} = 0,85 \times 35,79 = 30,42 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0,40 \times M_{max} = 0,40 \times 35,79 = 14,32 \text{ KN.m}$$



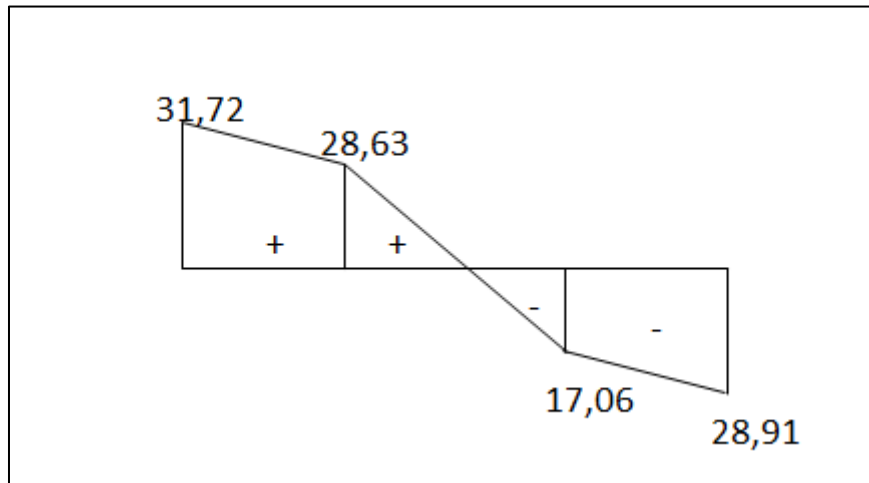
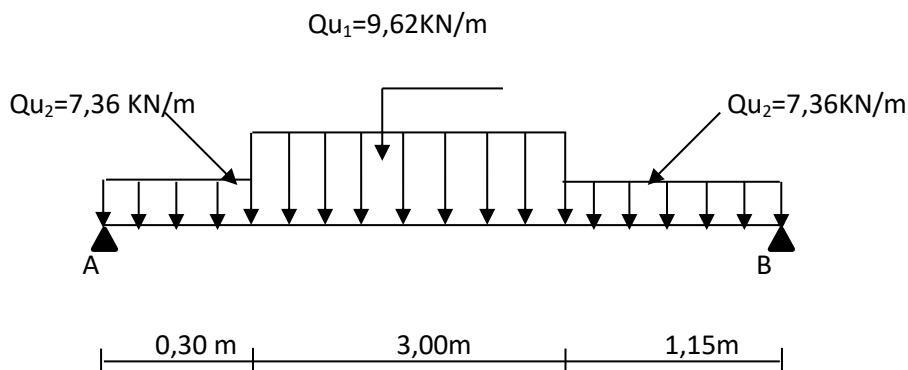


FIGURE III .9 :Diagramme des moments flechissants (KN.m) des efforts tranchants (KN)

III .3 :calcul du moment fléchissant et l'effort tranchant max à l'E.L.S :

Schéma statique :



III.3.1-Calcul du moment maxima

Calcul des sollicitations :

$$\sum F/y=0 \Rightarrow R_A + R_B = (9,62 \times 3) + (7,36 \times 0,30) + (7,36 \times 1,15) = 39,53 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow 4,45R_B - \left[(7,36 \times 0,30 \times \frac{0,3}{2}) + (9,62 \times 3 \times (\frac{3}{2} + 0,3)) + (7,36 \times 1,15 \times (\frac{1,15}{2} + 3,3)) \right]$$

$$R_A = 20,41 \text{ KN} \text{ et } R_B = 19,12 \text{ KN}$$

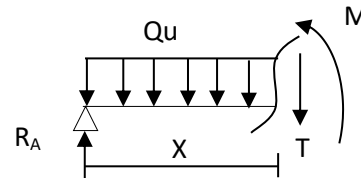
a. Calcul du moment fléchissant et de l'effort tranchant :

❖ **Section 1-1**

$$0 \leq x \leq 0,3 \begin{cases} T(x) = R_A - q_2 \cdot x \\ M(x) = R_A \cdot x - q_2 \cdot \frac{x^2}{2} \end{cases}$$

$$\text{Pour } x=0 \begin{cases} T(0) = R_A = 20,41 \text{ KN} \\ M(0) = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Pour } x=0,3 \begin{cases} T(0,3) = 18,20 \text{ KN} \\ M(0,3) = 5,79 \text{ KN.m} \end{cases}$$

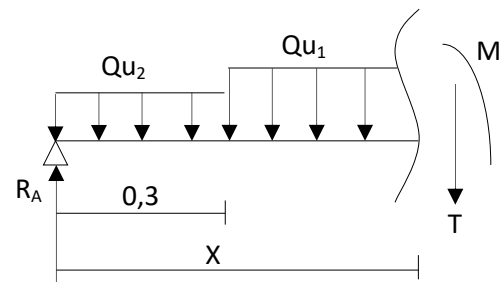


❖ **Section 2-2**

$$0,3 \leq x \leq 3,3 \begin{cases} T(x) = R_A - 0,3 \cdot q_{u2} - (x-0,3) \cdot q_{u1} \\ M(x) = R_A \cdot x - 0,3(x-0,3/2)q_{u2} - [(x-0,3)^2/2] \cdot q_{u1} \end{cases}$$

$$\text{Pour } x=0,3 \begin{cases} T(0,3) = 18,20 \text{ KN} \\ M(0,3) = 5,79 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Pour } x=3,3 \begin{cases} T(3,3) = -10,66 \text{ KN} \\ M(3,3) = 20,75 \text{ KN.m} \end{cases}$$

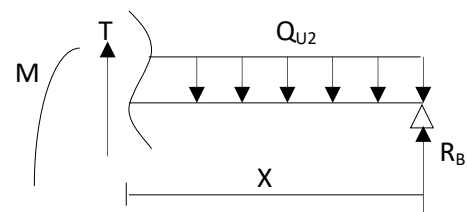


❖ **Section 3-3**

$$0 \leq x \leq 1,15 \begin{cases} T(x) = -R_B + q_{u2} \cdot x \\ M(x) = -R_B \cdot x + (q_{u2} \cdot x^2)/2 \end{cases}$$

$$\text{Pour } x=0 \begin{cases} T(0) = -R_B = -19,12 \text{ KN} \\ M(0) = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} T(1,15) = -10,66 \text{ KN} \end{cases}$$



Pour $x=1,15$ $M(1,15) = -17,12 \text{ KN.m}$

$M_{max} \Rightarrow T(x)=0 ; \Leftrightarrow R_A - 0,9 \cdot q_{U2} - (x-0,9) \cdot q_{U1} = 0 ; \Rightarrow x = 2,20 \text{ m}$

$X = 2,20 \text{ m} \Rightarrow M_{max} = 23,01 \text{ KN.m}$

Donc: $M_{max} = 23,01 \text{ KN.m}$

b). Diagrammes M et T :

$M_t = 0,85 \times M_{max} = 0,85 \times 23,01 = 19,56 \text{ KN.m}$

$M_a = 0,40 \times M_{max} = 0,40 \times 23,01 = 9,20 \text{ KN.m}$

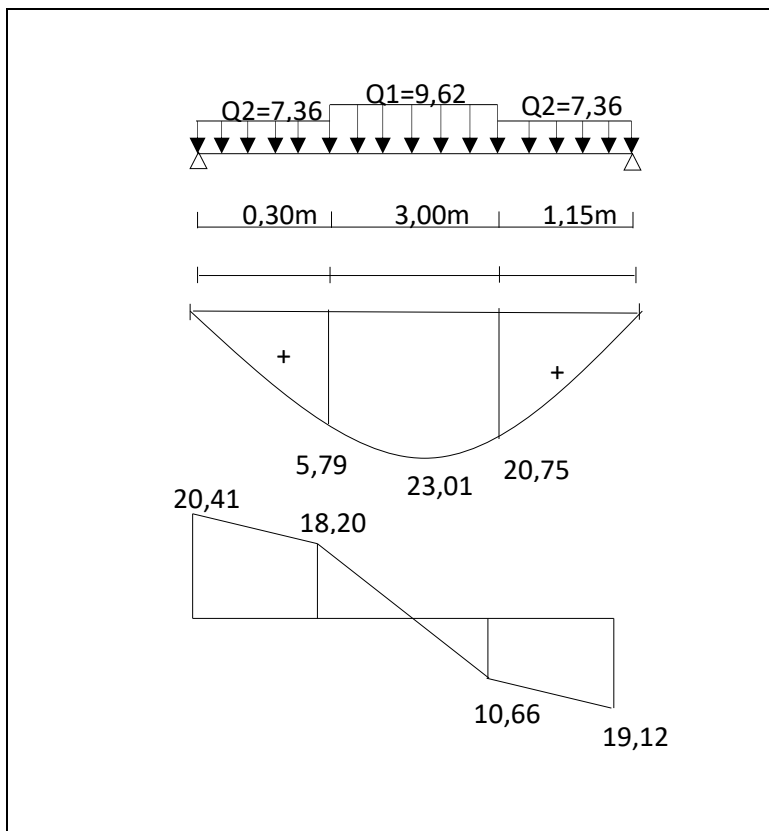


FIGURE III.10 : Diagramme des moments flechissants

(KN.m) des efforts tranchants (KN)

III-3.Résultats obtenus :

	<i>E.L.U</i>	<i>E.L.S</i>
R_a	31,72 KN/m	12,41 KN/m
R_B	28,91 KN/m	19,12 KN /m
T_{max}	31,72KN	20,41 KN
M_t	30,42 KN.m	19,56 KN.m
M_a	14,32 KN.m	9,20 KN.m

III.3.2 :Ferrailage de l'escalier :En travée (volée) :

le moment ultime :

$$M_t = 30,42 \text{ KN.m} ; h = 12 \text{ cm} ; d = 10,80 \text{ cm} ; b = 1 \text{ m} .$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{30,42 \times 10^3}{100 \times 10,80^2 \times 14,17} = 0,184 < \mu_1$$

$$\text{On a : } \beta = 0,898$$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{30,42 \times 10^3}{0,898 \times 10,80 \times 348} = 9,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte **8T12** avec : $A_{adm} = 9,05 \text{ cm}^2/\text{ml}$ et $S_t = 12,50 \text{ cm}$.

- Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_{adm}}{4} = 2,26 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte **4T10** avec : $A_{adm} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$ et $S_t = 25 \text{ cm}$.

- Sur appuis (les paliers) :

le moment ultime :

$$M_a = 14,32 \text{ KN.m} ; h = 14 \text{ cm} ; d = 12,60 \text{ cm} .$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{14,32 \times 10^3}{100 \times 12,60^2 \times 14,17} = 0,064 < \mu_1$$

On a : $\beta = 0,967$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{14,32 \times 10^3}{0,967 \times 12,60 \times 348} = 3,38 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte **6T10** avec : $A_s = 4,71 \text{ cm}^2/\text{ml}$ et $S_t = 16,66 \text{ cm}$.

- Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_{adm}}{4} = 1,18 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte **4T8** avec : $A_{adm} = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ et $S_t = 25 \text{ cm}$.

III.4.Vérification :

a.Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 10,8 \times 2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2$$

$A_{st} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 1,30 \text{ cm}^2/\text{ml}$Condition vérifier.

b.Justificatif vis-à-vis de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{31,72 \times 10}{100 \times 12,6} = 0,252 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = \min(3,25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$

$\tau_u = 0,252 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$ Condition vérifier.

c. Vérification au niveau des appuis :

$$A_{min} = \frac{1,15}{f_e} \left(T + \frac{M_a}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \times 10 \times \left[(31,72) + \frac{14,32 \times 10^2}{0,9 \times 12,6} \right] = 4,54 \text{ cm}^2$$

$$A_{adm} = 4,71 \text{ cm}^2 > A_{min} = 4,54 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

d. les vérifications des contraintes à l'E.L.S :**En travée**

$$M_{t \max} = 19,56 \text{ KN.m} ; A_s = 9,05 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{by^2}{2} - 15 \times A_s(d - y) = 0 \Rightarrow 50y^2 - 15 \times 9,05(10,8 - y)$$

$$50y^2 + 135,75y - 1466,1 = 0 \Rightarrow y = 4,23 \text{ cm}$$

- **Détermination du moment d'inertie:**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta A_s (d - y)^2 = \frac{100 \times 4,23^3}{3} + (15 \times 9,05)(10,8 - 4,23)^2 = 8382,53 \text{ cm}^4$$

Contrainte maximale dans le béton comprimé :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{t \text{ ser}}}{I} \times y = \frac{19,56 \times 10^3}{8382,53} \times 4,23 = 9,87 \text{ Mpa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 9,87 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Sur appui:

$$M_{a \max} = 9,20 \text{ KN.m} ; A_s = 4,71 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{by^2}{2} - 15 \times A_s(d - y) = 0 \Rightarrow 50y^2 - 15 \times 4,71(10,8 - y)$$

$$50y^2 + 70,65y - 763,02 = 0 \Rightarrow y = 3,26 \text{ cm}$$

- Détermination du moment d'inertie:

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta A_s (d - y)^2 = \frac{100 \times 3,26^3}{3} + (15 \times 4,71)(10,8 - 3,26)^2 = 5171,43 \text{ cm}^4$$

Contrainte maximale dans le béton comprimé :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{a\text{ser}}}{I} \times y = \frac{9,20 \times 10^3}{5171,43} \times 3,26 = 5,80 \text{ Mpa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 5,80 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

e.vérification de la flèche :

$$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{30} \Rightarrow \frac{17}{300} \geq \frac{1}{30} \Rightarrow 0,057 > 0,033 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée ;}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \geq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{9,05}{100 \times 12,6} \geq \frac{1}{400} \Rightarrow 0,0072 > 0,0025 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée ;}$$

Puisque deux conditions ne sont pas vérifiées, il faut calculer la flèche.

III.5. Etude de la poutre palière :

III.5.1.a.Dimensionnement :

Selon le B.A.E.L 91/1999, le critère de rigidité est :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{471}{15} \leq h \leq \frac{471}{10} \Rightarrow 31,4 \leq h \leq 47,1$$

On prend : h = 40cm

donc : d = 0,9h \Rightarrow d = 0,9 \times 40 = 36cm

0,3d \leq b \leq 0,4d \Rightarrow 0,3 \times 36 \leq b \leq 0,4 \times 36

10,80 \leq b \leq 14,4 \Rightarrow b = 30cm

III.5.1.b.Vérification des conditions RPA99 (version 2003) :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 30 \geq 20 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ 40 \geq 30 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ \frac{40}{30} = 1,33 < 4 \dots \dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

III.5.2. Charge supportée par la poutre:**a) Chargement de la partie droite de la poutre :**

Poids propre de la poutre: $0,4 \times 0,3 \times 25 = 3,00 \text{KN/m}$

Poids du mur situé sur la poutre : $2,10 \times 2,76 = 5,80 \text{KN/m}$

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

Réaction du palier sur la poutre(ELU) : $R_b = 28,91 \text{KN/m}$

$$\text{On a : } \begin{cases} Q_u = (1,35 \times (3,00 + 5,80 + 28,91)) + (1,5 \times 2,5) = 54,66 \text{KN/m} \\ Q_{ser} = 3,00 + 5,80 + 2,50 + 28,91 = 40,21 \text{KN/m} \end{cases}$$

III.5.3. Calcul des sollicitation à l'E.L.U :

$$M_0 = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \frac{54,66 \times 4,71^2}{8} = 151,57 \text{KN.m}$$

$$M_t = 0,85 \times M_0 = 0,85 \times 151,57 = 128,83 \text{KN.m}$$

$$M_a = 0,40 \times M_0 = 0,40 \times 151,57 = 60,63 \text{KN.m}$$

III.5.4. Calcul du ferrailage à l'E.L.U :

On a : $b = 30 \text{cm}$; $h = 40 \text{cm}$; $d = 0,9h = 0,9 \times 40 = 36 \text{cm}$

➤ En travée :

Le moment ultime :

$$M_t = 128,83 \text{KN.m}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{128,83 \times 10^3}{30 \times 36^2 \times 14,17} = 0,234 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,865$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{128,83 \times 10^3}{0,865 \times 36 \times 348} = 11,90 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte **8T14** avec : $A_{adm} = 12,32 \text{ cm}^2/\text{ml}$

➤ **Sur appuis :**

Le moment ultime :

$$M_a = 60,63 \text{ KN.m}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{60,63 \times 10^3}{30 \times 36^2 \times 14,17} = 0,110 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,942$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{60,63 \times 10^3}{0,942 \times 36 \times 348} = 5,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte **4T14** avec : $A_{adm} = 6,16 \text{ cm}^2/\text{ml}$

III.5.5. Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 36 \times 2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2$$

$A_{st} = 12,32 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 1,30 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots \dots \dots$ condition vérifiée.

$A_{sa} = 6,16 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 1,30 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots \dots \dots$ condition vérifiée.

III.6. les vérifications des contraintes à L'E.L.S :

$$Q_{ser} = 40,21 \text{ KN/m}$$

$$M_{ser} = 111,50 \text{ KN/m}$$

$$M_{tser} = 0,85 \times M_{ser} = 0,85 \times 111,50 = 94,78 \text{ KN/m}$$

$$M_{aser} = 0,40 \times M_{ser} = 0,40 \times 111,50 = 44,60 \text{ KN/m}$$

➤ **En travée :**

$$A_s = 12,32 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad ; \quad M_{t \text{ ser}} = 94,78 \text{ KN/m}$$

a. Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{by^2}{2} - 15 \times A_s(d - y) = 0 \Rightarrow 50y^2 - 15 \times 12,32(36 - y)$$

$$50y^2 + 184,8y - 6652,8 = 0 \Rightarrow y = 9,83 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée .

b). Détermination du moment d'inertie:

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta A_s (d - y)^2 = \frac{30 \times 9,83^3}{3} + (15 \times 12,32)(36 - 9,83)^2 = 136062,39 \text{ cm}^4$$

c. Contrainte maximale dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y = \frac{94,78 \times 10^3}{136062,39} \times 9,83 = 6,85 \text{ Mpa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 6,85 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Sur appui:

$$A_s = 6,16/\text{ml} \quad ; \quad M_{a \text{ ser}} = 44,60 \text{ KN/m}$$

a). Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{by^2}{2} - 15 \times A_s(d - y) = 0 \Rightarrow 50y^2 - 15 \times 6,16(36 - y)$$

$$50y^2 + 94,2y - 3391,2 = 0 \Rightarrow y = 7,28 \text{ cm}$$

b). Détermination du moment d'inertie:

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta A_s (d - y)^2 = \frac{30 \times 7,28^3}{3} + (15 \times 6,16)(36 - 7,28)^2 = 80073,35 \text{ cm}^4$$

Contrainte maximale dans le béton comprimé :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{44,60 \times 10^3}{80073,35} \times 7,28 = 4,05 \text{Mpa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 4,05 \text{Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

d. Justification vis-à-vis de l'effort tranchant :

$$T_u = \frac{Ql}{2} = \frac{40,21 \times 4,71}{2} = 94,69 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{94,69 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,36} = 0,88 \text{MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28} ; 5 \text{MPa}) = \min(3,25 \text{MPa} ; 5 \text{MPa}) = 3,25 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,88 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

III.7. Ferrailage des armatures transversales :

a) Détermination du diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_L \right\} = \min \{11,42 \text{mm}; 30 \text{mm}; 10 \text{mm}\} \Rightarrow \phi_t \leq 10 \text{mm}$$

On prend $\phi_t = 8 \text{mm}$

b).-Espacement S_t :

$$S_t \leq \min \{0,9.d; 40 \text{cm}\} = \min \{32,40 \text{cm}; 40 \text{cm}\}$$

D'après le R.P.A 99 (version 2003) :

$$\text{Zone nodale } S_t \leq \min \{15 \text{cm}, 10 \phi_L\} = \min \{15 \text{cm} ; 10 \text{cm}\} \Rightarrow S_t = 10 \text{cm.}$$

$$\text{Zone courante } : S_t \leq 15 \phi_t \Rightarrow S_t \leq 15 \times 1,00 \text{cm} ; \text{On prend } : S_t = 15 \text{cm.}$$

III.7.1-Vérification de la section d'armatures minimale:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \max \left\{ \frac{\tau_u}{2}; 0,40\text{MPa} \right\} = \max \{0,42; 0,40\} = 0,42\text{MPa} \\ \frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,42 \times 30}{235} = 0,05\text{cm} \dots \dots \dots (1) \end{array} \right.$$

-Section des armatures transversales:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t \times f_e}{b \cdot S_t \cdot \gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3K \cdot f_{ij}^*}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \\ \frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(0,88 - (0,3 \times 1 \times 2,1)) \cdot 30 \cdot 1,15}{0,9 \times 1 \times 235} = 0,040\text{cm} \dots \dots \dots (2) \end{array} \right.$$

On prend le max de (1) et (2) $\left\{ \begin{array}{l} A_t \geq 0,05 \cdot S_t \\ \text{on prend : } S_t = 15\text{cm} \\ A_t \geq 0,75\text{cm}^2 \end{array} \right.$

Donc on prend $A_t = 2,01\text{cm}^2$; soit 4T8

-Ancrage des armatures tendues:

$$\tau_s = 0,6 \cdot \psi^2 \cdot f_{ij} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835\text{Mpa}$$

La longueur de scellement droit l_s :

$$l_s = \frac{\phi_1 \cdot f_e}{4 \cdot \tau_s} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38\text{cm}$$

On prévoit une courbe égale à : $r = 5,5 \phi_1 = 5,5 \times 1,4 = 7,7\text{cm}$

$$L_2 = d - \left(c + \frac{\phi}{2} + r \right) = 36 - (3 + 0,7 + 7,7) = 24,6\text{cm}$$

$$L_1 = \frac{L_s - 2,19 \cdot r - L_2}{1,87} = \frac{49,38 - 16,86 - 24,6}{1,87} = 4,24\text{cm}$$

III.8.calcul de la flèche :

$$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{40}{471} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0,080 > 0,060 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée ;}$$

$$\frac{h_t}{l} \geq \frac{M_{t,ser}}{10 \times M_{0,ser}} \Rightarrow \frac{40}{471} \geq \frac{94,78}{10 \times 111,50} \Rightarrow 0,085 \geq 0,085 \dots\dots \text{Condition vérifiée ;}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \geq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{12,32}{30 \times 36} \geq \frac{4,2}{400} \Rightarrow 0,0114 > 0,0105 \dots\dots \text{Condition vérifiée ;}$$

Donc il est inutile de calculer la flèche

III.4. l'ascenseur

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou des chargements vers différents étages ou niveaux à l'intérieur d'un bâtiment. Il est prévu pour les structures de cinq étages et plus, dans lesquelles l'utilisation des escaliers devient très fatigant.

III.1. Calcul du poids des composants de l'ascenseur :

L'ascenseur mécanique est constitué de :

- Treuil de levage et sa poulie ;
- Cabine ou bien une benne ;
- Un contre poids,

La cabine et le contre poids sont aux extrémités du câble d'acier qui porte dans les gorges de la poulie soit :

P_m : Le poids mort de la cabine, étrier, accessoire, câbles ;

Q : La charge en cabine ;

P_p : Le poids de contrepoids tel que : P_p = P_m + Q/2,

III.2- Les dimensions :

- Largeur de la cabine : 1,40 m
 - Longueur de la cabine : 1,40m
 -
 - Hauteur : 2,20 m La largeur de passage libre : 0,8 m
 - La hauteur de passage libre : 2,00 m
 - La hauteur de la course : 30,60 m
 - La surface latérale : S = (2 × 1,40) + 1,40 × 2,20 = 9,24 m²,
- On prend : h₀ = 15 cm, comme épaisseur de la dalle qui supporte l'ascenseur.

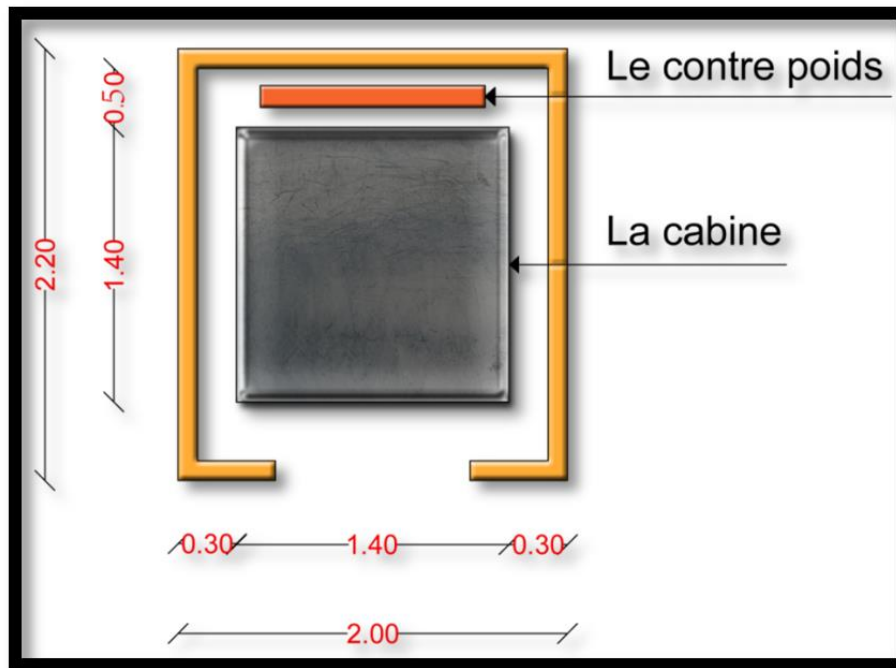


Figure : III.11. Vue en plan de l'ascenseur

III.2.1 Le poids mort

Tableau III.4 : Poids des composants de l'ascenseur.

Poids de la cabine : $S = 9,24m^2$	$M1 = 11,5 \times 9,24 \times 1,40 = 148,76kg$
Poids du plancher : $S = 2 \times 2,10 = 4,20 m^2$	$M2 = 110 \times 4,84 = 532,4kg$
Poids du toit :	$M3 = 20 \times 4,84 = 96,8kg$
Poids de l'arcade :	$M4 = 60 + (80 \times 1,40) = 172kg$
Poids de parachute :	$M5 = 40kg$
Poids des accessoires :	$M6 = 80kg$
Poids des poulies de mouflage :	$M7 = 2 \times 30 = 60kg$
Poids de la porte de la cabine : $S = 0,2 \times 0,8 = 1,6 m^2$	$M8 = 80 + (1,60 \times 25) = 120kg$

- Poids mort total : $P_m = \sum M_i = 1249,69 \text{ kg}$
- Contre poids : $P_p = P_m + \frac{Q}{2} = 1249,69 + \frac{675}{2} = 1587,46 \text{ kg}$

III.2.2- Calcul de la charge total q_u :

a- Calcul de la charge de rupture :

Selon (NFP-82-202), la valeur minimale du coefficient de sécurité C_s est de 10 et le rapport D/d

(D : diamètre de la poulie et d : diamètre du câble), est au minimum égale à 40, quel que soit le nombre des tirons, $D/d = 45$ et $D = 550 \text{ mm} \rightarrow d = 12,22 \text{ mm}$

On a : $C_r = C_s \times M$

Avec :

C_s : coefficients de sécurité du câble

C_r : Quotient de la charge de la rupture nominale de la nappe du câble

M : Charge statique nominale portée par la nappe .

$$M = Q + P_m + M_g$$

M_g = Poids du câble.

On néglige M_g devant $(Q + P_m)$ ($M_g < Q + P_m$) $\rightarrow M = Q + P$

$$\text{Donc : } C_r = C_s \cdot M = C_s \cdot (Q + P) = 12(675 + 1249,96) = 23099,52 \text{ kg}$$

C'est la charge de rupture effective, elle doit être divisée par le coefficient de câblage qui est égale à (0.85)

$$C_r = \frac{23099,52}{0,85} = 27175,90 \text{ kg}$$

La charge de rupture pour « n » câble est : $C_r = C_r (1 \text{ câble}) \times m \times n$

Avec :

m : Type de mouflage (2brins, 3brins, ...) ;

n : Nombres des câbles.

Pour un câble de $d = 12,22 \text{ m}$ et $m = 2$ on a : $C_r (1 \text{ câble}) = 8152 \text{ kg}$.

$$n = \frac{C_r}{C_r(1 \text{ câble}) \times m} = \frac{23099,52}{8152 \times 2} = 1,67$$

On prend : $n = 2$ câbles, car le nombre de câbles doit être paire et cela pour compenser les efforts de tension des câbles.

b. Calcul des poids des câbles :

$$M_g = m \times n \times L$$

Avec :

m : La masse linéaire du câble, $m = 0,515 \text{ kg}$.

n : Nombre des câbles, $n = 2$.

L : Longueur du câble, $L=30,60\text{ m}$

$$Mg=m \times n \times L = 0,515 \times 2 \times 30,60 = 31,52\text{ kg}$$

$$M=Q+ P_m+ Mg= 675+1249,96 +31,52=1956,48\text{ kg}$$

c. Vérification de C_r :

$$C_r = C_s.M \Rightarrow C_s = C_r/M = \frac{2717,90}{1956,48} = 13,89 > 12 \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée.}$$

d. Calcul de la charge permanente total G :

$$G= P_m + P_p + P_{treuil} + M_g$$

Le poids de (treuil + le moteur) : 1200 kg .

- La charge permanente totale : $G = 1249,96+1587,46 +1200+31,52 = 4068,94\text{kg}$
- La surcharge : $Q = 675\text{ kg}$

III.3 à L'ELU :

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = 6505,56\text{kg}$$

Vérification de dalle au poinçonnement :

La dalle de l'ascenseur risque de se pincer sous l'effet de la force concentrée appliquée par l'un des appuis du moteur (supposé appuyer sur 4 cotés), donc chaque appui reçoit le quart de la charge

$$q_u = 6505,56\text{ kg.}$$

Chaque appui reçoit le 1/4 de cette charge Q_u

Soit : q_0 la charge appliquée sur chaque appui

$$q_0 = \frac{q_u}{4} = \frac{6505,56}{4} = 1626,39\text{kg}$$

Selon le B.A.E.L 91/99 (A.5.2, 42), on doit vérifier la condition de non poinçonnement qui suit :

$$q_0 \leq 0,045 \mu_c \cdot h_0 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

q_u =: La charge de calcul à l'E.L.U ;

h_0 =: Epaisseur totale de la dalle, $h_0 = 15\text{ cm}$;

μ_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

La charge concentrée q_0 est appliquée sur un carré de $(10 \times 10)\text{ cm}^2$.

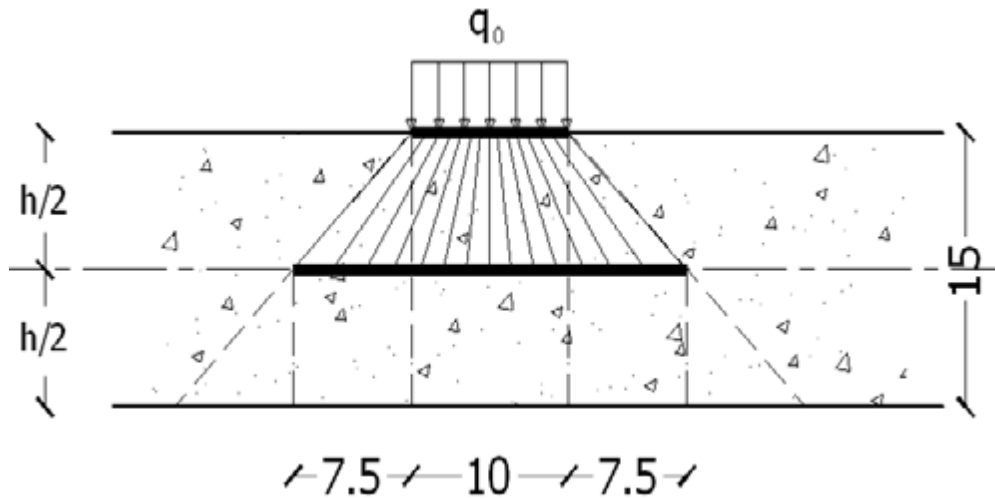


Figure III.12 : Répartition des charges.

$$\mu c = 2(U+V) ; h_0 = 15 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} U = a + h_0 = 10 + 15 = 25 \text{ cm} \\ V = b + h_0 = 10 + 15 = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\mu c = 2(25+25) = 100 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow 0,045 \times 100 \times 15 \times \frac{25 \times 10}{1,5} = 11250 \text{ kg}$$

$$\Rightarrow h_0 \leq 0,045 \mu_c \cdot h_0 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 11250 \text{ kg} > q_0 = 1626,56 \text{ kg}$$

Donc il n'y a pas de risque de poinçonnement.

III.4. Evaluation des moments dus aux charges concentrées :

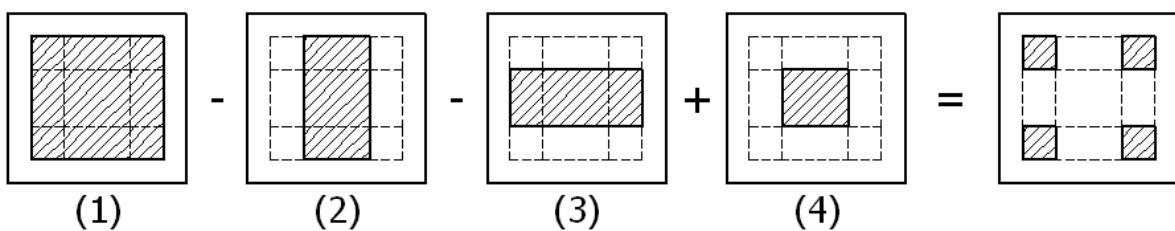


Figure III.13 : Schéma expliquant la concentration des charges sur la dalle :

a) Distances des rectangles :

- Rectangle (1) :

$$\begin{cases} U = 90 \text{ cm} \\ V = 120 \text{ cm} \end{cases}$$

- Rectangle (2) :

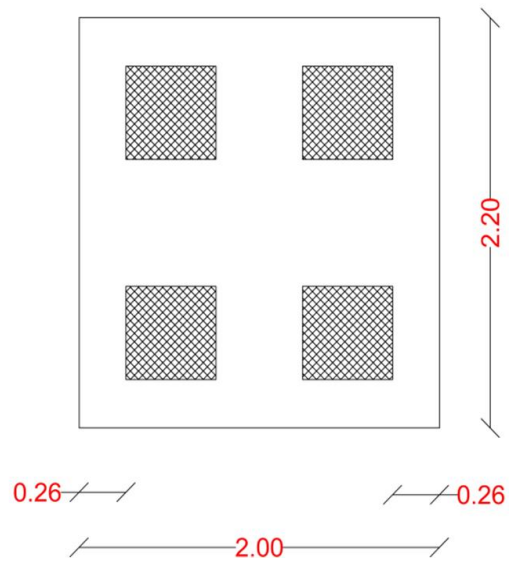
$$\begin{cases} U = 40\text{ cm} \\ V = 120\text{ cm} \end{cases}$$

- Rectangle (3) :

$$\begin{cases} U = 90\text{ cm} \\ V = 70\text{ cm} \end{cases}$$

- Rectangle (4) :

$$\begin{cases} U = 40\text{ cm} \\ V = 70\text{ cm} \end{cases}$$



b).les moments suivant les deux direction :

A L'ELS

$$\begin{cases} M_x = (M_1 + \nu M_2) p \\ M_y = (M_2 + \nu M_1) p \end{cases}$$

Avec ν : coefficient de Poisson

A L'ELU ($\nu=0$)

$$\begin{cases} M_n = M_1 p \\ M_y = M_2 p \end{cases}$$

$$P = P' \cdot S$$

La charge surfacique appliqué sur le rectangle A (25×25) cm^2 est :

$$P' = \frac{q_0}{U \cdot V} = \frac{1626,39}{0,25 \times 0,25} = 26022,24 \text{ kg/m}^2$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1), (2), (3) et (4) sont résumés dans le tableau suivant : $L_x = 2,00m$ et $L_y = 2,20 m$.

Tableau III.5: Les résultats des moments isostatiques des rectangles(E.L.U) :

Rect	U	V	u/L_x	v/L_y	M1	M2	S (m ²)	P' (kg/m ²)	P=P'.S (kg)	Mx (kg.m)	My (kg.m)
1	90	120	0,41	0,55	0,109	0,066	1,08	26022,24	28104,02	2810,40	2836,40
2	40	120	0,18	0,55	0,151	0,076	0,48	26022,24	12490,68	1274,04	3929,35
3	90	70	0,41	0,32	0,126	0,086	0,63	26022,24	16394,01	1836,12	3278,80
4	40	70	0,18	0,32	0,181	0,102	0,28	26022,24	7286,23	1100,22	4710,02

c) Les moments dus aux charges concentrées :

$$M_{x1} = M_{x1} - M_{x2} - M_{x3} + M_{x4} = 338,27 \text{ kg.m}$$

$$M_{y1} = M_{y1} - M_{y2} - M_{y3} + M_{y4} = 238,88 \text{ kg.m}$$

d) Moments dus aux charges réparties (poids propre) :

d.1) Chargement :

$L_x = 2,00 m$; $L_y = 2,20 m$; $h_0 = 15 \text{ cm}$

- Poids propre : $= 0,15 \times 2500 = 375 \text{ kg / m}$
- Charge d'exploitation : $Q = 100 \text{ kg / m}$
- Charge ultime : $qu = 1,35G + 1,5Q = 656,25 \text{ kg / m}$

d.2) Sollicitations :

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2,00}{2,20} = 0,91 > 0,4$$

la dalle travaille suivant les deux sens

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \cdot q_{\mu} \cdot l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} \end{cases}$$

$\alpha = 0,91$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0368 \\ \mu_y = 1,0000 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = 116,89 \text{ kg/m} \\ M_{y2} = 116,89 \text{ kg/m} \end{cases}$$

d.3) Les moments appliqués à la dalle :

$M_{0x} = M_{x1} + M_{x2} = 338,27 + 116,89 = 455,16 \text{ kg.m}$

$M_{0y} = M_{y1} + M_{y2} = 238,88 + 116,89 = 355,77 \text{ kg.m}$

Les moments retenus sont :

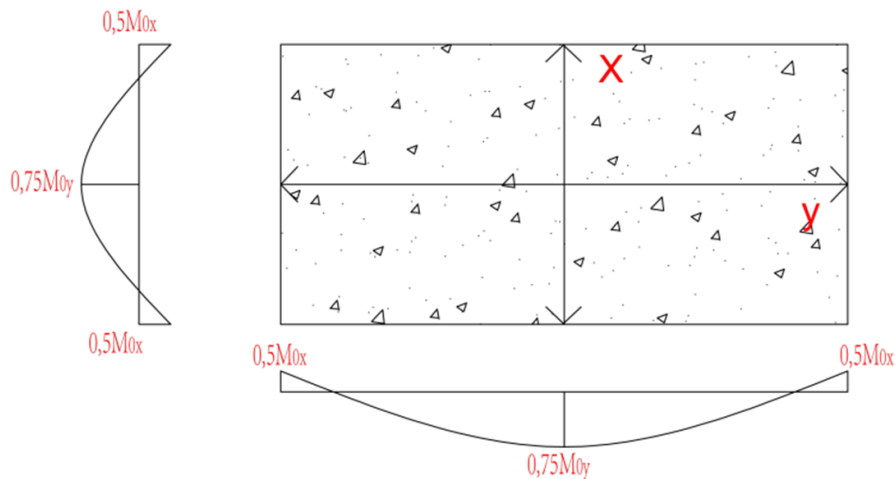
En travée :

$$M_{tx} = 0,75M_{0x} = 0,75 \times 455,16 = 341,37 \text{ kg / m}$$

$$M_{ty} = 0,75M_{0y} = 0,75 \times 355,77 = 266,82 \text{ kg / m}$$

Sur appuis :

$$M_{ay} = M_{ax} = 0,50M_{0x} = 227,58 \text{ kg / m}$$



III.5. Calcul du ferrailage de la dalle :

Le ferrailage se fait sur une bande de 1 m de largeur.

Données :

- Largeur de la poutre : $b = 100\text{cm}$
- Hauteur de la section : $h = 30\text{cm}$
- Hauteur utile des aciers tendus : $d = 0,9h = 27 \text{ cm}$
- Contrainte des aciers utilisés: $f_e = 400 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348$; $u_1 = 0,392$
- Contrainte du béton à 28jours: $f_{c28} = 25\text{MPa}$; $f_{bc} = 14,17 \text{ Mpa}$
- Contrainte limite de traction du béton: $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$
- Fissuration peu préjudiciable:

En travée :

➤ Sens Lx :

- Le moment ultime : $M_{tx} = 3413,7 \text{ N.m}$

- Le moment réduit μu : $\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{3413,7}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,013 < u_1 = 0,392$

On a : $\beta = 0,996$

La section d'acier :

$$A_{sx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3413,17}{0,9935 \times 13,5 \times 348} = 0,73 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

➤ Sens Ly :

Le moment ultime : $M_{ty} = 2668,20 \text{ N.m}$

$$\text{Le moment réduit } u_u : \mu = \frac{M_{ty}}{M_{ty} b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{2668,20}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,010 < u_1 = 0,392$$

On a : $\beta = 0,995$

La section d'acier :

$$A_{sy} = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2668,20}{0,955 \times 13,5 \times 14,20} = 0,57 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

6. 2-Sur appuis :

Le moment ultime :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_{0x} = 2275,8 \text{ N.m}$$

Le moment réduit μ :

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{2275,8}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,008 < u_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,996$

La section d'acier :

$$A_a = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_{bc}} = \frac{2275,8}{0,996 \times 13,5 \times 348} = 0,49 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

III.5.1-Section minimale des armatures :

Puisque $h_0 = 15 \text{ cm}$ ($12 \text{ cm} \leq h_0 \leq 30 \text{ cm}$) et $\alpha = 1,00$ on peut appliquer la formule suivante :

- Sens Ly :

$$A_{y \min} = 8h_0 = 8 \times 0,15 = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\begin{cases} A_{ty} = 0,57 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ty} = A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{ay} = 0,49 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ay} = A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

- Sens Lx :

$$A_{x \min} = A_{y \min} \left(\frac{3-\alpha}{2} \right) = 1,2 \left(\frac{3-1}{2} \right) = 1,20 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\begin{cases} A_{tx} = 0,73 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{x \min} = 1,20 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{tx} = A_{x \min} = 1,20 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{ax} = 0,49 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{x \min} = 1,20 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ax} = A_{x \min} = 1,20 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

Choix des aciers :

Le diamètre : $h_0 = 15 \text{ cm} = 150 \text{ mm}$

$$\Phi \leq \frac{h_0}{10} \Rightarrow \Phi \leq 15 \text{ mm.}$$

a-En travée :

- Sens **Lx** :

$$\begin{cases} A_{tx} = 1,20 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{tx} \leq \min(2h_0 ; 25 \text{ cm}) ; S_{tx} \leq 33 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} 5T10 \text{ p, m} = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{tx} = 20 \text{ cm} \end{cases} \end{cases}$$

- Sens **Ly** :

$$\begin{cases} A_{ty} = 1,20 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} \leq \min(4h_0 ; 33 \text{ cm}) ; S_{tx} \leq 33 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} 5T10 \text{ p, m} = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} = 20 \text{ cm} \end{cases} \end{cases}$$

-Sur appuis (chapeaux) :

$$\begin{cases} A_a = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ \text{ml } S_{ty} \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 5T10 \text{ p, m} = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{tx} = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

III.5.2. Armatures transversal :

Il y a nécessité de disposer des armatures transversales :

1) La dalle est bétonnée sans reprise de bétonnage dans son épaisseur.

2) $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ avec :

$$\tau_u = \frac{V_{u \text{ tot}}}{b \times d} \text{ et } \bar{\tau}_u = \frac{10h_0}{3} \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa})$$

$$V_{u \text{ tot}} = V_x + V_v ; \text{ Sens Lx}$$

$$V_{u \text{ tot}} = V_y + V_u ; \text{ Sens Ly}$$

$V_x + V_y$: sont les efforts tranchants dus aux charges réparties.

$V_v + V_u$: sont les efforts tranchants dus aux charges localisées.

- On calcule V_x et V_y

$$\alpha > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} V_x = q_u \frac{L_x}{2} \frac{1}{1+\frac{\alpha}{2}} \\ V_y = q_u \frac{L_x}{3} \end{cases}; V_x > V_y$$

$$V_x = 650,55 \times \frac{2,2}{2} \times \frac{1}{1+\frac{1}{2}} = 377,07 \text{ N} = 0,477 \text{ KN}$$

$$V_y = 650,55 \times \frac{2,2}{3} = 477,07 \text{ N} = 0,477 \text{ KN}$$

• On calcul V_v et V_u (efforts tranchants dus aux charges localisées):

$$V_v = \frac{q_u}{2u+v} = \frac{1626,39}{(2 \times 25) + 25} = 21,69 \text{ KN}$$

$$V_u = \frac{q_u}{3u} = \frac{1626,39}{3 \times 25} = 21,69 \text{ KN}$$

$$V_v = V_u = 21,69 \text{ parce que } u = v = 25$$

Donc :

- Sens L_x :

$$V_{u \text{ tot}} = V_x + V_v = 0,477 + 21,69 = 22,17 \text{ KN}$$

- Sens L_y :

$$V_{u \text{ tot}} = V_y + V_u = 0,477 + 21,69 = 22,17 \text{ KN}$$

$$\text{Et : } V_{u \text{ tot}} = \max(V_{u \text{ tot } x}; V_{u \text{ tot } y}) = 22,17 \text{ KN}$$

Donc :

$$\tau_u = \frac{V_{u \text{ tot}}}{b \times d} = \frac{22,17 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,164 \text{ MPa}$$

15 cm ≤ h_0 = 15 cm ≤ 30 cm ; On vérifié que :

$$\bar{\tau}_u = \frac{10h_0}{3} \min (0,13f_{c 28} ; 5 \text{ MPa}) = \frac{10 \times 0,15}{3} \min (0,13 \times 25 ; 5 \text{ MPa}) = 1,625 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,16 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,62 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Donc les armaures transversale ne sont pas nécessaires.

III.5.3.les vérifications à L'E.L.S

Calcul des sollicitations à L'E.L.S :

a. Charge localisée:

$$\begin{cases} M_{0X} = (M_1 + vM_2) p'_{ser} \\ M_{0Y} = (M_2 + vM_1) p'_{ser} \end{cases}$$

Avec : $v = 0,2$

$$p'_{ser} = q'_{ser} \times S' = \frac{p_{ser}}{U \times V} \times S'$$

$$P_{a ser} = \frac{p_{ser}}{U \times V} ; P_{a ser} (G+Q) \frac{1}{4} = 1185,99 \text{kg}$$

$$\text{Donc : } q'_{ser} = \frac{1185,99}{0,25^2} = 18975,84 \text{ kg/m}^2$$

$$p'_{ser} = 18975,84 \times S'$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1), (2), (3) et (4) sont résumés dans le tableau suivant : $Lx = 2,00\text{m}$ et $Ly = 2,20 \text{ m}$.

Tableau III.6: Les résultats des moments isostatiques a (E.L.S) :

Rect	U	V	u/l_x	v/l_y	M1	M2	S (m ²)	$p'_{ser} = q'_{ser} \cdot S'(\text{kg})$	Mx (kg.m)	My (kg.m)
1	90	120	0,41	0,55	0,109	0,066	1,08	20493,90	2504,35	1799,36
2	40	120	0,18	0,55	0,151	0,076	0,48	9108,40	1513,82	967,31
3	90	70	0,41	0,32	0,126	0,086	0,63	11954,78	1711,92	1329,39
4	40	70	0,18	0,32	0,181	0,102	0,28	5313,24	1070,08	734,28

c) Les moments dus aux charges concentrées :

$$M_{0xc} = M_{0x1} - M_{0x2} - M_{0x3} + M_{0x4} = 348,69 \text{ kg.m}$$

$$M_{0yc} = M_{0y1} - M_{0y2} - M_{0y3} + M_{0y4} = 236,96 \text{ kg.m}$$

d) Moments dus aux charges réparties.E.L.S. (poids propre) :

d.1) Chargement :

$$Lx=2,00 \text{ m} ; Ly=2,20 \text{ m} ; h_0=15 \text{ cm}$$

- Poids propre : $= 0,15 \times 2500 = 375 \text{ kg / m}$
 - Charge d'exploitation : $Q=100 \text{ kg / m}$
- $$Q_{ser} = 100 + 375 = 475 \text{ kg/m}^2$$

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2,00}{2,20} = 0,91 > 0,4$$

la dalle travaille suivant les deux sens

$$\alpha = 0,91$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0368 \\ \mu_y = 1,0000 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = 116,89 \text{ kg/m} \\ M_{y2} = 116,89 \text{ kg/m} \end{cases}$$

$$M_{0xr} = \mu_x \cdot q_{ser} \cdot l_x^2 = 0,0441 \times 475 \times 2,2^2 = 101,39 \text{ kg/m}$$

$$M_{0yr} = \mu_y \cdot M_{0xr} = 1,00 \times 101,39 = 101,39 \text{ kg/m}$$

III.5.3 : Les moments appliqués au centre de rectangle d'impact seront donc :

$$M_{0x} = M_{0xc} + M_{0xr} = 348,69 + 101,39 = 450,08 \text{ kg.m}$$

$$M_{0y} = M_{0yc} + M_{0yr} = 236,96 + 101,39 = 338,35 \text{ kg.m}$$

III.5.4 Les moments en travées et sur appuis :

$$M_{tx} = 0,75 M_{0x} = 0,75 \times 450,08 = 337,56 \text{ . m}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_{0y} = 0,75 \times 338,35 = 253,76 \text{ kg / .m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_{0x} = 225,04 \text{ kg.m}$$

III.5.5 Vérification des contraintes dans le béton :

Suivant L_x :

- En travée :

$$M_{tx} = 3375,6 \text{ N.m} \quad ; \quad A_t = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad A' = 0$$

Position de l'axe neutre (y) :

$$Y = by^2/2 + nA_s (y - d) = 0$$

$$\text{On a : } A_s = 0 \quad ; \quad \text{et } n = 15$$

D'où :

$$50y^2 + 58,95y - 795,82 = 0$$

$$\text{Donc : } y = 3,34 \text{ cm}$$

III.6. Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta A_s (y - d)^2 = \frac{100 \times 3,34^3}{3} + (15 \times 3,93 \times (13,50 - 3,34))^2 = 7327,14 \text{ cm}^4$$

6.1 Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K \times Y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{3375,6}{7327,14} \times 3,34 = 1,54 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 1,54 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées dans l'E.L.U conviennent.

• Suivant L_y :

a). Sur appuis :

$$M_{ay} = 225,04 \text{ N/m} ; A_a = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; \eta = 15 ; d = 13,5 \text{ cm}$$

a-1) Position de l'axe neutre :

$$Y = 3,34 \text{ cm}$$

a-2) Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta A_s (y - d)^2 = \frac{100 \times 3,34^3}{3} + (15 \times 3,93 \times (13,50 - 3,34)^2) = 7327,14 \text{ cm}^4$$

III.7. des Détermination contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K \times Y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{2250,4}{7327,14} \times 3,34 = 1,03 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 1,03 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées dans l'E.L.U conviennent.

Suivant L_x :

- En travée :

$$M_{ty} = 253,76 \text{ N.m} ; A_t = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; A' = 0$$

Position de l'axe neutre (y) :

$$Y = by^2/2 + nA_s (y - d) = 0$$

$$\text{On a : } A_s = 0 ; \text{ et } n = 15$$

$$\text{Donc : } y = 2,57 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta A_s (y - d)^2 = \frac{100 \times 2,57^3}{3} + (15 \times 3,14 \times (13,50 - 2,57)^2) = 6192,62 \text{ cm}^4$$

Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K \times Y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{2537,6}{6192,62} \times 2,57 = 1,09 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 1,09 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U sont convenables.

Armatures finales :

Suivant Lx : $A_t = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit 5T10 /ml avec St=20cm

Aa=3,93cm²/ml soit 5T10 /ml avec St=20cm

Suivant Ly : $A_t = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit 5T10 /ml avec St=20cm

Chapitre IV :
Calculs des planchers

IV.1 Introduction:

Un plancher est un élément de structure généralement de surface plane, destiné à limiter les étages et supporter les revêtements de sols, ses fonctions principales sont:

- Supporter son poids propre et les charges d’exploitations;
- Transmettre les charges aux éléments porteurs (poteaux, murs, voiles);
- Assurer l’isolation thermique(en particulier pour les locaux situés sous la terrasse ou

Ceux situés sur vide sanitaire) et acoustique (étanchéité au bruit) entre les différents étages; Rigidifier la structure et participer à la résistance (répartition des efforts horizontaux) ;

On peut distinguer deux grandes classes de planchers:

- Les planchers coulés sur place ou planchers << dits traditionnels>>;
- Les planchers préfabriqués, la préfabrication pouvant être total ou partielle.

IV.2 Calcul du plancher a corps creux

IV2.1 Dimensionnement des poutrelles :

Notre construction étant une construction courante à surcharge modérée ($Q \leq 5 \text{KN/m}^2$),

On a un seul type de planchers à corps creux $h_t = 20 \text{cm}$.

- 16cm : corps creux
- 4cm : dalle de compression

Les poutrelles sont disposés perpendiculaire au sens porteur et espacées de 65cm et sur lesquelles vient s’appuyer l’hourdis.

- Hauteur du plancher $h_t = 20 \text{cm}$
- Épaisseur de la nervure $h_0 = 4 \text{cm}$
- Largeur de la nervure $b_0 = 12 \text{cm}$

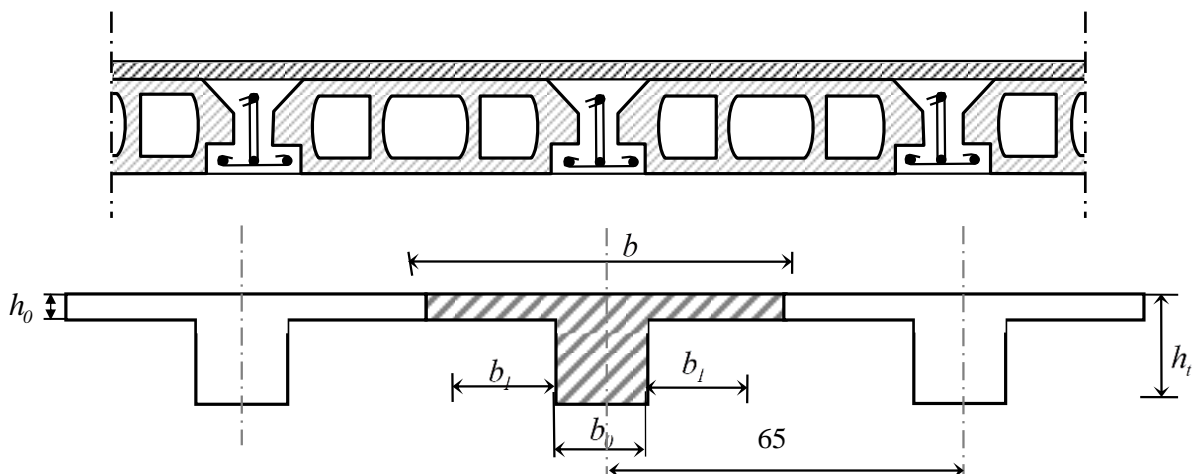


Figure IV.1-schéma d'un plancher à corps creux

***Calcul de la largeur (b) de la poutrelle :**

Le calcul de la largeur b se fait à partir des conditions suivantes:

$$b = 2b_1 + b_0 \dots\dots\dots (1)$$

$$L = 3.40m$$

$$b = 65cm$$

$$b_1 = (b-b_0)/2 = \min \left\{ \begin{array}{l} (b-b_0)/2 \\ L/10 \\ 8h_0 \end{array} \right. \Rightarrow \min \left\{ \begin{array}{l} (65-12)/2 = 26,5cm \\ 340/10 = 34cm \\ 32cm \end{array} \right.$$

On prendre : b1= 26,5cm.

$$(1) \Rightarrow b = 2 (26,5) + 12 = 65cm.$$

Donc : b = 65cm

IV.2.2 Méthode de calcul des poutrelles :

Il existe plusieurs méthodes pour le calcul des poutrelles, Le règlement BAEL 91 propose une méthode simplifiée dite" méthode forfaitaire", pour le calcul des moments, cette méthode s'applique pour les conditions courantes. !

▪ **Les conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

Cette méthode concerne strictement les bâtiments courants pour lesquels :

1. les valeurs des charges d'exploitations respectent la condition :

$$Q \leq \max (2G ; 5KN/m^2)$$

2 -les moments d'inertie des sections transversales des poutres sont les mémés dans

Les différentes travées en continuité.

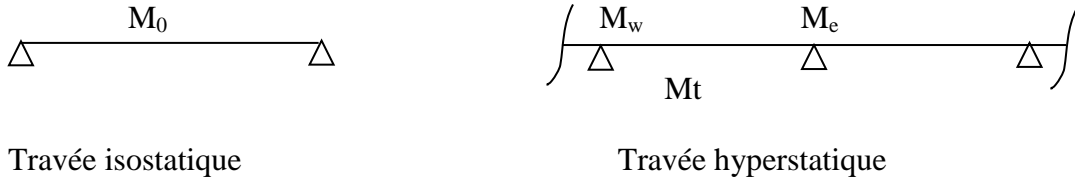
3-les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0,8et1,25.

$$0,8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1,25$$

4- la fissuration est considérée comme peu préjudiciable.

▪ **Principe de calcul :**

Le principe de la méthode consiste à effectuer aux moments en travée et en appuis maximaux une certaine proportion du moment isostatique de chaque travée prise séparément.



Selon le BAEL 91, les valeurs de M_w , M_t , M_e doivent vérifier les conditions suivantes:

- $M_t \geq \max [1,05M_0 ; (1+0,3\alpha) M_0] - (M_w+M_e)/2$.
- $M_t \geq (1+0,3\alpha) M_0 / 2$ dans une travée intermédiaire.
- $M_t \geq (1,2+0,3\alpha) M_0 / 2$ dans une travée de rive.

M_0 : moment maximal dans la travée indépendante.

M_t : moment maximal dans la travée étudiée.

M_w : moment sur l'appui gauche de la travée.

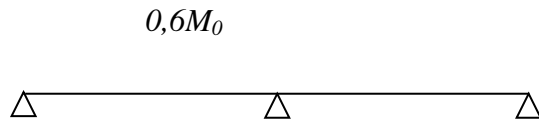
M_e : moment sur l'appui droit de la travée.

$\alpha = Q / (G+Q)$: rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitations.

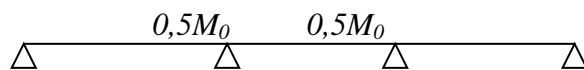
▪ **Valeurs des moments aux appuis:**

Les valeurs absolues des moments sur appuis doivent être comme suite :

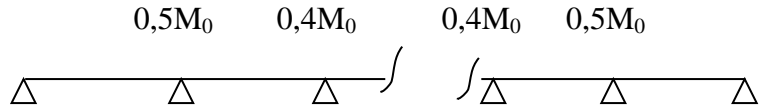
- cas de deux travées



- cas de trois travées :



- cas de plus de trois travées:



▪ **Effort tranchant :**

L'étude de l'effort tranchant permet de vérifier l'épaisseur de l'âme et de déterminer les armatures transversales et l'épure d'arrêt des armatures longitudinales

Le règlement BAEL 91, prévoit que seul l'état limite ultime est vérifié:

$$T_w = (M_w - M_e) / L + (Q \cdot L) / 2$$

- $T_e = (M_w - M_e) / L - (Q \cdot L) / 2$

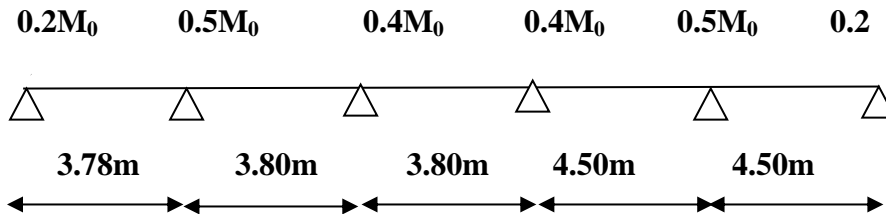
IV.3 Calcul des poutrelles:

1) Type de poutrelles:

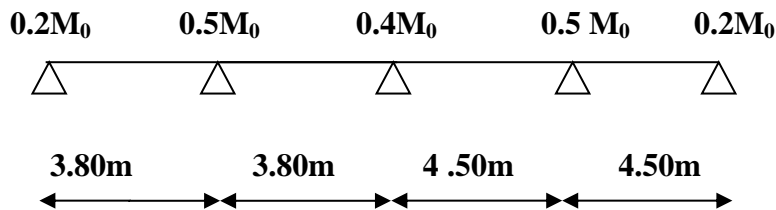
Notre construction comporte quatre types de poutrelles dans le R.D.C; trois dans l'étage courant et deux types dans le terrasse ; ces poutrelles sont identiques au niveau de tous les planchers de la construction.

R.D.C :

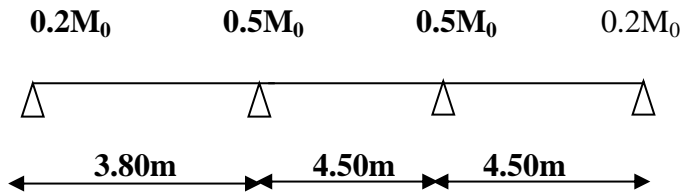
Type 1 :



Typ2:



Type 3 :



2) Les combinaisons de charges:

Les charges par mètre linéaire (m.L)

• **Plancher RDC:**

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 5.06 \times 0,65 = 3,29 \text{ KN/mL} \\ Q = 5 \times 0,65 = 3,25 \text{ KN/mL} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} Q_u = 1,35G + 1,5Q = 9,32 \text{ KN/mL.} \\ Q_{ser} = G + Q = 6,54 \text{ KN/mL.} \end{array} \right.$$

• **Plancher 1^{er} et 2^{ème} étage:**

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 5,06 \times 0,65 = 3,29 \text{ KN/mL} \\ Q = 2,5 \times 0,65 = 1,63 \text{ KN/mL} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} Q_u = 1,35G + 1,5Q = 6,89 \text{ KN/mL.} \\ Q_{ser} = G + Q = 4,92 \text{ KN/mL.} \end{array} \right.$$

• **Plancher étages courants (du 3^{ème} au 6^{ème} étage):**

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 5,06 \times 0,65 = 3,29 \text{ KN/mL} \\ Q = 1,5 \times 0,65 = 0,98 \text{ KN/mL} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} Q_u = 1,35G + 1,5Q = 5,91 \text{ KN/mL.} \\ Q_{ser} = G + Q = 4,27 \text{ KN/mL.} \end{array} \right.$$

• **Plancher terrasse**

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 6,28 \times 0,65 = 6,08 \text{ KN/mL} \\ Q = 1.00 \times 0.65 = 0,65 \text{ KN/mL} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} Q_u = 1.35G + 1,5Q = 6,16 \text{ KN/mL.} \\ Q_{ser} = G + Q = 4,73 \text{ KN/mL.} \end{array} \right.$$

3) Conditions d'application de la méthode vérification des forfaitaire :

_ la charge d'exploitation $Q \leq \max (2G, 5\text{KN/m}^2)$

_ a- **Plancher de R.D.C** : $G = 5,06 \text{ KN/m}^2$; $Q = 5 \text{ KN/m}^2$

$Q = 5 \text{ KN/m}^2 < 2G = 10,12 \text{ KN/m}^2$vérifiée

b- **Plancher 1^{ère} et 2^{ème} étage** : $G = 5,06 \text{ KN/m}^2$; $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$

$Q = 2,5 \text{ KN/m}^2 < 2G = 10,12 \text{ KN/m}^2$vérifiée

c- **Plancher 3^{ème} au 6^{ème} étage** : $G = 5,06 \text{ KN/m}^2$; $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$

$Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 < 2G = 10,12 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

d- **Plancher terrasse** : $G = 6,28 \text{ KN/m} ; Q = 1 \text{ KN/m}^2$

$Q = 1 \text{ KN/m}^2 < 2G = 12,56 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{vérifié}$

1. Poutrelle à inertie constante ($I = \text{cte}$).....vérifié
2. Fissuration peu préjudiciable.

Plancher du 1^{er} au 6^{ème} étage, la fissuration est considérée comme peu préjudiciable

Pour le plancher terrasse la fissuration est préjudiciablenon vérifié

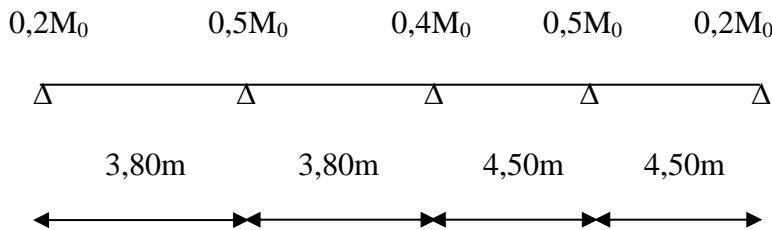
Donc dans le cas du plancher terrasse, on applique la méthode de trois moments.

1. $0,8 \leq L_i / L_{i+1} \leq 1,25$ cette condition est vérifiée.

Puisque le rapport : $0,8 \leq L_i / L_{i+1} \leq 1,25$ satisfait à la méthode forfaitaire.

4) Principe de calcul de la méthode forfaitaire :

4.1 Exemple de calcul (R.D.C) :



-Le calcul se fait à L'E.L.U

$Q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 3,29 + 1,5 \times 3,25 = 9,32 \text{ KN.m}$

Calcul des Moments isostatiques:

$M_{0AB} = M_{0BC} = Q_u \cdot L^2 / 8 = 9,32 \cdot (3,80)^2 / 8 = 16,82 \text{ KN.m}$

$M_{0CD} = M_{0DE} = Q_u \cdot L^2 / 8 = 9,32 \cdot (4,5)^2 / 8 = 23,59 \text{ KN.m}$

Calcul de Moments sur appuis:

$M_A = 0,2 M_{0AB} = 3,36 \text{ KN.m}$

$M_B = 0,5 \max (M_{0AB}, M_{0BC}) = 8,41 \text{ KN.m}$

$M_C = 0,4 \max (M_{0BC}, M_{0CD}) = 9,44 \text{ KN.m}$

$$M_D = 0,5 \max (M_{0CD}, M_{0DE}) = 11,80 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0,2 M_{0DE} = 4,72 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments en travées :

- $\alpha = Q/(G+Q) = 5/(5+5,06) = 0,497$
- $(1+0,3\alpha) = 1,15 > 1,05$; donc on doit tenir compte de 1,15
- $(1,2+0,3.\alpha)/2 = 0,67$ (travée de rive).
- $(1+0,3.\alpha)/2 = 0,57$ (travée intermédiaire).

Travée de rive :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \max [1,05.M_0 ; (1+0,3.\alpha) M_0] - [(M_w+M_e)/2] \\ M_t \geq [(1,2+0,3.\alpha)/2].M_0 \end{array} \right.$$

Travée intermédiaire :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \max [1,05.M_0 ; (1+0,3.\alpha) M_0] - [(M_w+M_e)/2] \\ M_t \geq [(1+0,3.\alpha)/2].M_0 \end{array} \right.$$

Travée (AB) de rive :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) M_t^{AB} \geq 1,15.M_0^{AB} - (M_A+M_B)/2 \implies M_t^{AB} \geq 1,15 \times 16,82 - (3,36+8,41)/2 = 13,46 \text{ KN.m} \\ 2) M_t^{AB} \geq 0,67.M_0^{AB} \implies M_t^{AB} = 0,67 \times 16,82 = 11,27 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

on prend:

$$M_t^{AB} = 13,46 \text{ KN.m}$$

Travée (BC) intermédiaire:

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) M_t^{BC} \geq 1,15.M_0^{BC} - (M_B+M_C)/2 \implies M_t^{BC} \geq 1,15 \times 16,82 - (8,41+9,44)/2 = 10,42 \text{ KN.m} \\ 2) M_t^{BC} \geq 0,57.M_0^{BC} \implies M_t^{BC} \geq 0,57 \times 16,82 = 9,59 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

on prend:

$$M_t^{BC} = 10,42 \text{ KN.m}$$

Travée (CD) intermédiaire:

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) M_t^{CD} \geq 1,15.M_0^{CD} - (M_C+M_D)/2 \implies M_t^{CD} \geq 1,15 \times 23,59 - (9,44+11,80)/2 = 16,51 \text{ KN.m} \\ 2) M_t^{CD} \geq 0,57.M_0^{CD} \implies M_t^{CD} \geq 0,57 \times 23,59 = 13,45 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

on prend:

$$M_t^{CD} = 16,51 \text{ KN.m}$$

Travée (DE) de rive :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) M_t^{DE} \geq 1,15.M_0^{DE} - (M_D+M_E)/2 \implies M_t^{DE} \geq 1,15 \times 23,59 - (8,41+11,80)/2 = 17,02 \text{ KN.m} \\ 2) M_t^{DE} \geq 0,67.M_0^{DE} \implies M_t^{AB} = 0,67 \times 23,59 = 15,81 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

on prend:

$$M_t^{AB} = 17,02 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant:

Travée (AB):

$$\left\{ \begin{array}{l} T_A = (Q_U.L_{AB})/2 + (M_A - M_B)/L = (9,32 \times 3,80)/2 + (3,36 - 8,41)/3,80 = 16,37 \text{ KN} \\ T_B = (-9,32 \times 3,80)/2 + (3,38 - 8,41)/3,80 = -19,03 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Travée (BC) :

$$\left\{ \begin{array}{l} T_B = (9,32 \times 3,80)/2 + (8,41 - 9,44)/3,80 = 17,98 \text{ KN} \\ T_C = (-9,32 \times 3,80)/2 + (8,41 - 9,44)/3,8 = -17,98 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Travée (CD):

$$\left\{ \begin{array}{l} T_C = (9,32 \times 4,50)/2 + (9,44 - 11,80)/4,50 = 20,45 \text{ KN} \\ T_D = (-9,32 \times 4,50)/2 + (9,44 - 11,80)/4,50 = -21,49 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Travée (DE):

$$\left\{ \begin{array}{l} T_D = (9,32 \times 4,50)/2 + (11,80 - 4,72)/4,50 = 22,64 \text{ KN} \\ T_E = (-9,32 \times 4,50)/2 + (11,80 - 4,72)/4,50 = -19,40 \text{ KN} \end{array} \right.$$

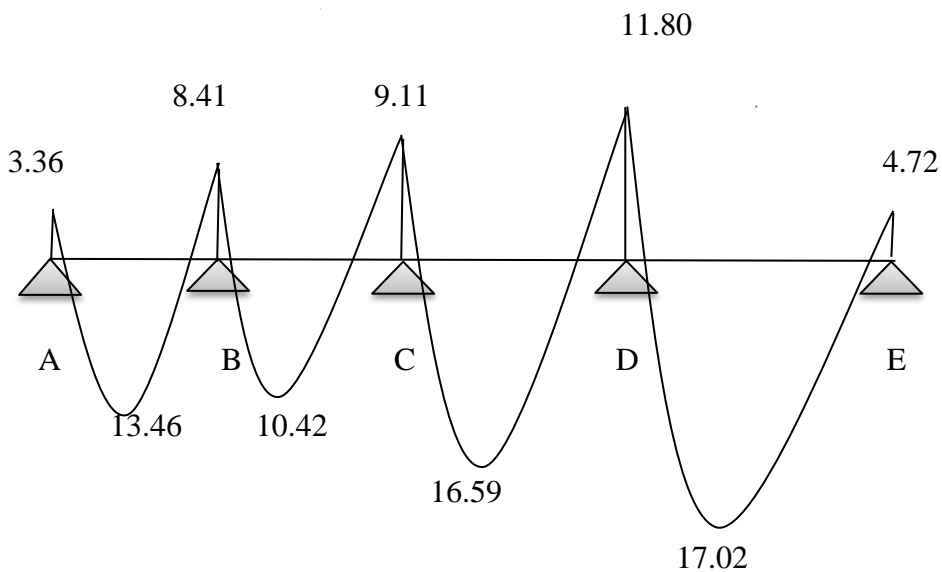


Figure IV-2 Diagramme des moment s fléchissant, M [KN.m]:

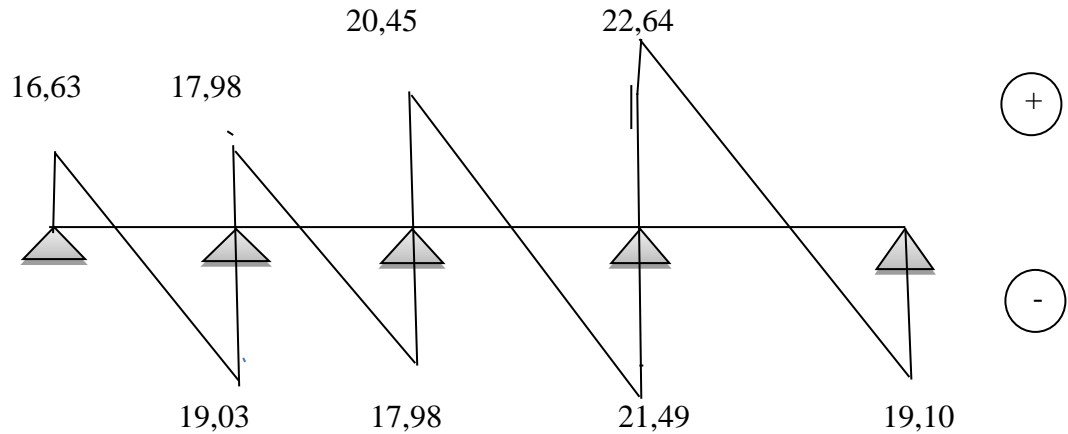


Figure IV-3 Diagramme des efforts tranchants T [KN]

Tableau récapitulatif des résultats obtenus :

Pour le plancher R.D.C, les mêmes étapes de calcul définies précédemment sont à suivre pour les autres types de poutrelles (E.L.U+E.L.S):

Type de Poutrelle	Travée	L(m)	E.L.U						E.L.S			
			M ₀	M _t	M _w	M _e	T _w	T _e	M ₀	M _t	M _w	M _e
01	A-B	3,78	16,64	11,15	3,33	8,41	16,27	-18,72	11,68	9,13	2,34	5,90
	B-C	3,80	16,82	11,67	8,41	6,73	18,50	-17,27	11,80	8,26	5,90	4,72
	C-D	3,80	16,82	11,26	6,73	9,44	16,99	-18,42	11,80	7,90	4,72	6,62
	D-E	4,50	23,59	16,51	9,44	11,80	20,45	-21,49	11,55	11,58	6,62	8,28
	E-F	4,50	23,59	18,87	11,80	4,72	22,54	-19,40	16,55	13,24	8,28	3,31
03	A-B	3,80	16,82	11,27	3,36	11,80	15,48	-19,93	11,80	8,25	2,36	8,28
	B-C	4,50	23,59	15,33	11,80	11,80	20,97	-20,97	16,55	10,75	8,28	8,28
	C-D	4,50	23,59	18,87	11,80	4,72	22,54	19,40	16,55	13,24	8,28	3,31

Les sollicitations maximales de calcul sont:

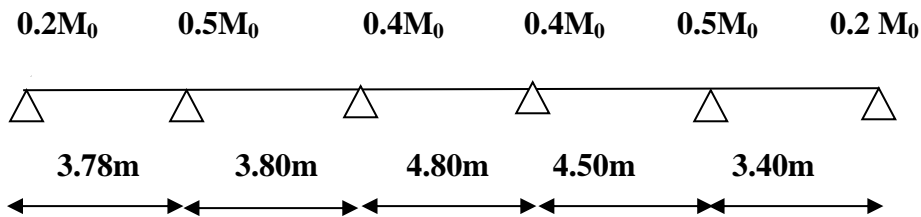
$$\begin{array}{l}
 \text{E.L.U} \left\{ \begin{array}{l} M_{\text{travée}_{\max}} = 18,87 \text{ KN.m} \\ M_{\text{appui}_{\max}} = 11,80 \text{ KN.m} \\ T_{\max} = 22,64 \text{ KN} \end{array} \right. \quad \text{E.L.S} \left\{ \begin{array}{l} M_{\text{travée}_{\max}} = 13,24 \text{ KN.m} \\ M_{\text{appui}_{\max}} = 8,28 \text{ KN.m} \end{array} \right.
 \end{array}$$

IV.4.2 plancher du 1^{ème} et 2^{ème} étage (bureaux):

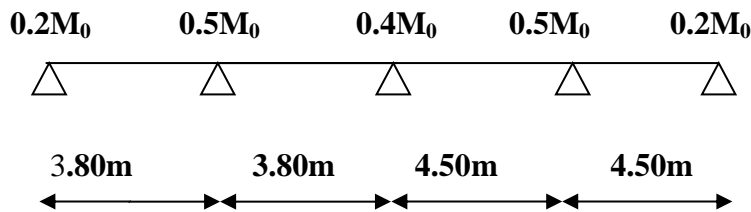
Pour ce plancher, nous avons trois types de poutrelles qui sont représentées par le schéma ci-dessous:

$$\begin{aligned}
 G &= 5,06 \times 0,65 = 3,29 \text{ KN/mL} \\
 Q &= 2,5 \times 0,65 = 1,63 \text{ KN/mL}
 \end{aligned}
 \left\{ \begin{aligned}
 Q_u &= 1,35G + 1,5Q = 6,89 \text{ KN/mL.} \\
 Q_{ser} &= G+Q = 4,92 \text{ KN/mL.}
 \end{aligned} \right.$$

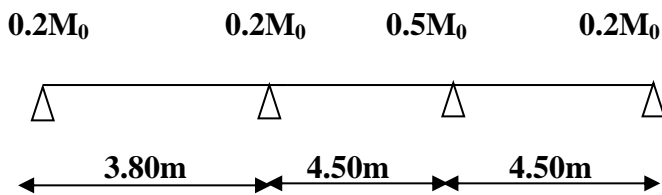
Type 1 :



Type 2 :



Type 3 :



Pour le plancher premier étage, les mêmes étapes de calcul définies précédemment dans le plancher R.D.C en appliquant la méthode forfaitaire. Donc résumons dans un tableau.

Tableau récapitulatif des résultats :

Type de Poutrelle	Travée	L (m)	E.L.U						E.L.S			
			M ₀	Mt	Mw	Me	Tw	Te	M ₀	Mt	Mw	Me
01	A-B	3,78	12,31	9,20	2,46	6,22	12,02	-14,02	8,79	6,56	1,76	4,44
	B-C	3,80	12,44	8,08	6,22	4,98	13,42	-12,76	8,88	5,77	4,44	3,55
	C-D	3,80	12,44	7,70	4,98	6,98	15,08	-15,95	8,88	5,41	3,55	5,16
	D-E	4,50	17,44	11,33	6,98	8,72	15,12	-15,89	12,45	8,00	5,16	6,23
	E-F	4,50	17,44	13,09	8,72	3,49	16,67	-14,34	12,45	9,34	6,23	2,49
02	A-B	3,80	12,44	8,09	2,49	8,72	11,45	-14,73	8,88	6,66	1,78	4,44
	B-C	3,80	12,44	6,84	8,72	6,98	13,55	-12,65	8,88	5,06	4,44	4,98
	C-D	4,50	17,44	11,33	6,98	8,72	15,12	-15,89	12,45	8,09	4,98	6,23
	D-E	4,50	17,44	13,08	8,72	3,49	16,66	-14,34	12,45	9,34	6,23	2,49
03	A-B	3,80	12,44	8,09	2,49	8,72	11,45	-14,73	8,88	5,77	1,78	6,23
	B-C	4,50	17,44	10,46	8,72	8,72	15,50	-15,50	12,45	7,47	6,23	6,23
	C-D	4,50	17,44	11,34	8,72	3,49	16,66	-14,34	12,45	9,34	6,23	2,49

Les sollicitations maximales de calcul sont:

$$\begin{array}{l}
 \text{E.L.U} \left\{ \begin{array}{l} M_{\text{travée}_{\max}} = 13,09 \text{ KN.m} \\ M_{\text{appui}_{\max}} = 8,72 \text{ KN.m} \\ T_{\max} = 16,67 \text{ KN} \end{array} \right. \quad \text{E.L.S} \left\{ \begin{array}{l} M_{\text{travée}_{\max}} = 9,34 \text{ KN.m} \\ M_{\text{appui}_{\max}} = 6,23 \text{ KN.m} \end{array} \right.
 \end{array}$$

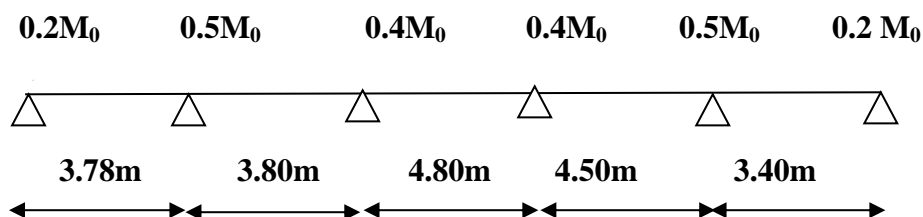
IV.4.3-plancher étages courants (du 3^{ème} au 6^{ème} étage) :

Pour ce plancher, nous avons trois types de poutrelles qui sont représentées par le

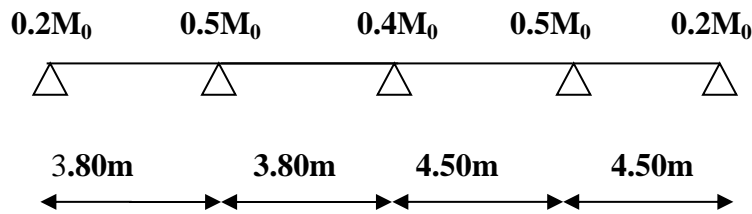
Schéma ci-dessous:

$$\begin{array}{l}
 G = 5,06 \times 0,65 = 3,29 \text{ KN/mL} \\
 Q = 1,5 \times 0,65 = 0,98 \text{ KN/mL} \\
 \left\{ \begin{array}{l} Q_u = 1,35G + 1,5Q = 5,91 \text{ KN/mL} \\ Q_{\text{ser}} = G+Q = 4,27 \text{ KN/mL} \end{array} \right.
 \end{array}$$

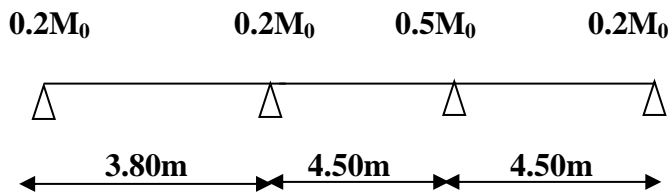
Type 1 :



Type 2 :



Type 3 :



Pour le plancher étages courants, les mêmes étapes de calcul définies précédemment dans le plancher R.D.C en appliquant la méthode forfaitaire. Donc résumons dans un tableau.

Tableau récapitulatif des résultats :

Type de Poutrelle	Travée	L (m)	E.L.U						E.L.S			
			M ₀	M _t	M _w	M _e	T _w	T _e	M ₀	M _t	M _w	M _e
01	A-B	3,78	10,55	7,56	2,11	5,34	10,32	-12,02	7,63	5,47	1,53	3,86
	B-C	3,80	10,67	6,61	5,34	4,27	11,51	-10,95	7,71	4,78	3,86	3,08
	C-D	3,80	10,67	6,29	4,27	5,98	10,78	-11,68	7,71	4,55	3,08	4,32
	D-E	4,50	14,96	9,28	5,98	7,48	12,96	-13,63	10,81	6,81	4,32	5,41
	E-F	4,50	14,96	10,77	7,48	2,99	14,30	-12,30	10,81	7,81	5,41	2,16
02	A-B	3,80	10,67	6,72	2,13	7,48	9,82	-12,37	7,71	5,55	1,54	3,86
	B-C	3,80	10,67	5,66	7,48	5,98	11,62	-10,83	7,71	4,16	3,86	4,32
	C-D	4,50	14,96	5,66	5,98	7,48	12,96	-13,63	10,81	6,70	4,32	5,41
	D-E	4,50	14,96	10,77	7,48	2,99	14,34	-12,30	10,81	7,78	5,41	2,16
03	A-B	3,80	10,67	6,72	2,13	7,48	9,82	-12,64	7,71	4,86	1,54	5,41
	B-C	4,50	14,96	8,53	7,48	7,48	13,30	-13,30	10,81	6,16	5,41	5,41
	C-D	4,50	14,96	11,52	7,48	1,50	14,63	-11,98	10,81	6,81	5,41	2,16

Les sollicitations maximales de calcul sont:

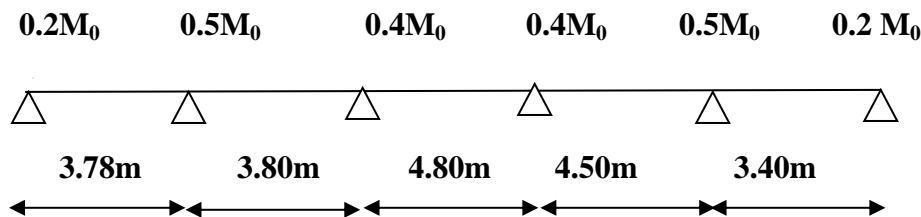
$$\begin{array}{l}
 \text{E.L.U} \left\{ \begin{array}{l} M_{\text{travée}_{\max}} = 11,52 \text{ KN.m} \\ M_{\text{appui}_{\max}} = 7,48 \text{ KN.m} \\ T_{\max} = 14,63 \text{ KN} \end{array} \right. \quad \text{E.L.S} \left\{ \begin{array}{l} M_{\text{travée}_{\max}} = 7,81 \text{ KN.m.} \\ M_{\text{appui}_{\max}} = 5,41 \text{ KN.m.} \end{array} \right.
 \end{array}$$

IV.4.4 plancher terrasse:

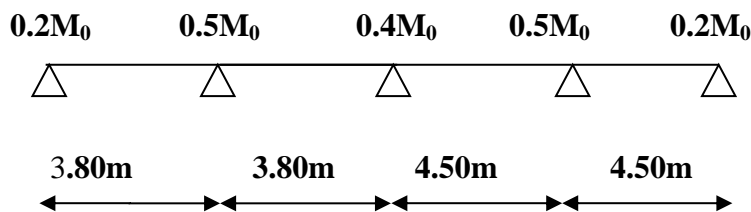
$$\begin{array}{l}
 G = 6,28 \times 0,65 = 4,08 \text{ KN/mL} \\
 Q = 1,00 \times 0,65 = 0,65 \text{ KN/mL}
 \end{array}
 \left\{ \begin{array}{l}
 Q_u = 1,35G + 1,5Q = 6,16 \text{ KN/mL.} \\
 Q_{\text{ser}} = G + Q = 4,73 \text{ KN/mL.}
 \end{array} \right.$$

On a trois types de poutrelles qui sont représentées par le schéma ci-dessous.

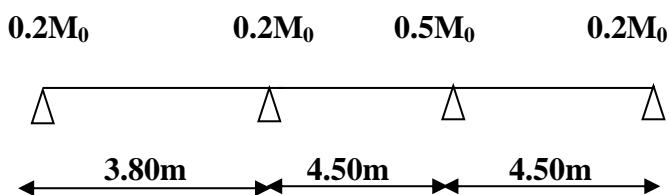
Type 1 :



Type 2 :



Type 3 :

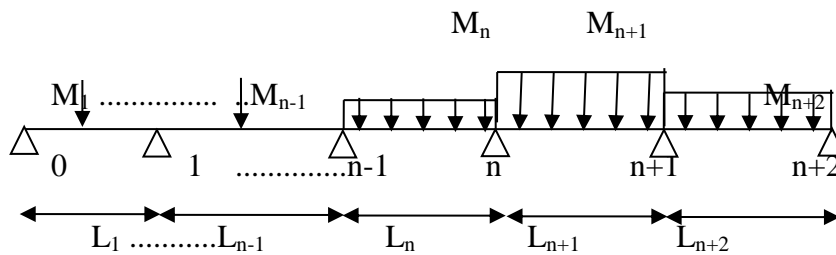


Méthode de calcul:

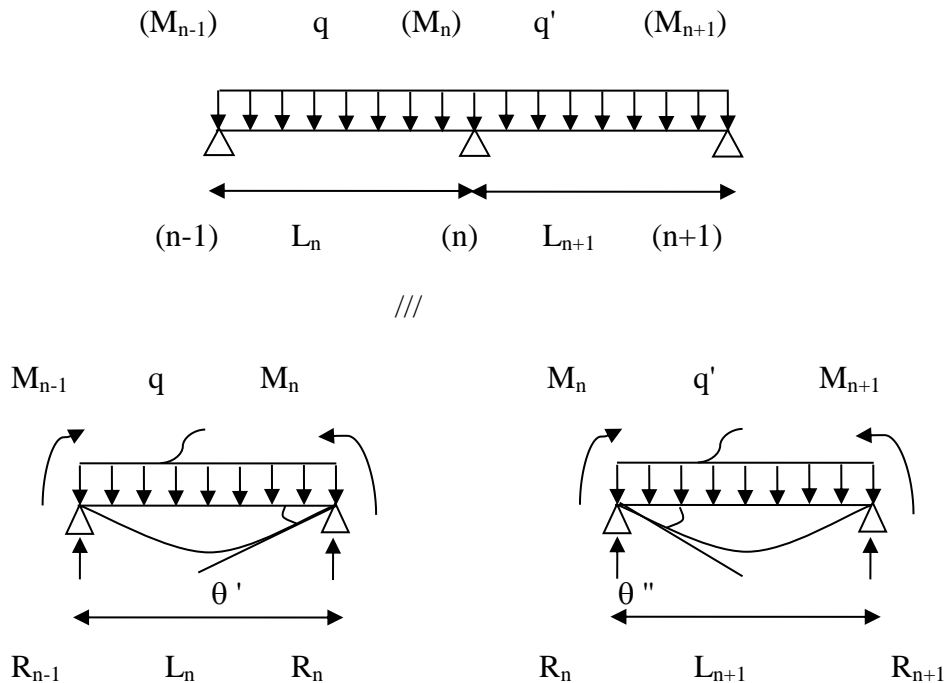
Vu que la 3^{ème} condition de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée c.à.d. la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable (cas du plancher terrasse), on propose pour le calcul des moments sur appuis la **méthode des trois moments**.

Principe de calcul de la méthode des trois moments:

Pour les poutres continues à plusieurs appuis,

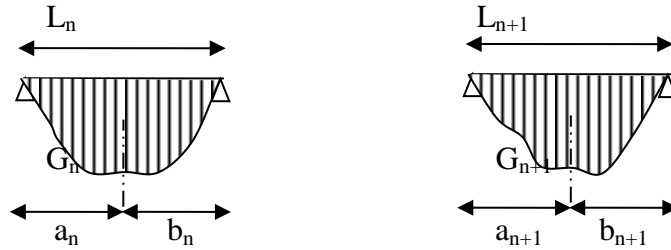


Isolant deux travées adjacentes, elles sont chargées d'une manière quelconque; c'est un système statiquement indéterminé, il est nécessaire de compléter les équations statiques disponibles par d'autres méthodes basées sur les déformations du système.



M_n , M_{n-1} , M_{n+1} : les moments de flexion sur appuis (n), (n-1), (n+1), il sont supposés positifs, suivant les conditions aux limites et les conditions de continuité, ($\theta' = \theta''$).....(1)

Les moments de flexion pour chacune des travées L_n, L_{n+1} sous les charges connues q, q' peuvent être tracer selon la méthode classique. M_n, M_{n-1}, M_{n+1} sont provisoirement omis.



G_n, G_{n+1} : les centres d'inertie des aires de diagramme des moments.

$a_n, b_n, a_{n+1}, b_{n+1}$: sont la signification indiquée sur la figure.

S_n et S_{n+1} : les Aires des diagrammes des moments pour les travées L_n et L_{n+1}

$$\theta' = \theta'(M_{n-1}) + \theta'(M_n) + \theta'(q)$$

Selon le théorème des Aires des moments, on aura :

$$\theta' = \frac{S_n \cdot a_n}{L_n \cdot E_I} + \frac{M_{n-1} \cdot L_n}{6 \cdot E_I} + \frac{M_n \cdot L_n}{3 \cdot E_I}$$

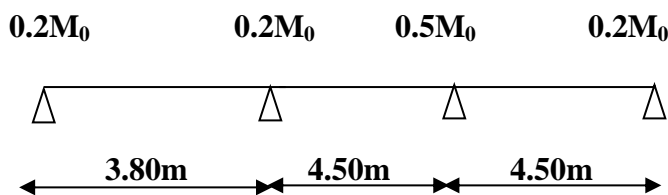
$$\theta'' = \frac{S_{n+1} \cdot b_{n+1}}{L_{n+1} \cdot E_I} + \frac{M_n \cdot L_{n+1}}{3 \cdot E_I} + \frac{M_{n+1} \cdot L_{n+1}}{6 \cdot E_I}$$

$$\theta' = \theta'' \Rightarrow M_{n-1} \cdot L_n + 2M_n (L_n + L_{n+1}) + M_{n+1} \cdot L_{n+1} = -6 \left[\frac{S_n \cdot a_n}{L_n} + \frac{S_{n+1} \cdot b_{n+1}}{L_{n+1}} \right]$$

C'est le théorème des trois moments et sous cette forme générale il est applicable à tous les types de chargement. cette équation est appelée **équation CLAPEYRON**.

Exemple de calcul:

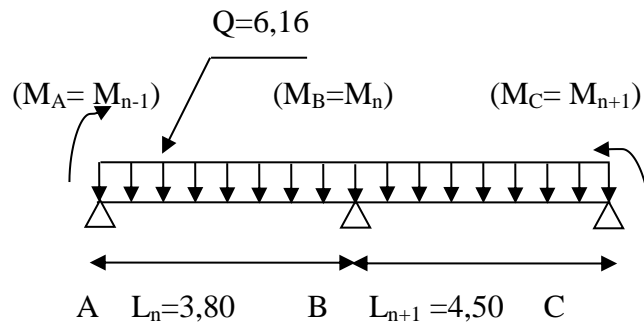
On prend comme exemple de calcul le 3^{er} type de poutrelle (avec 3 travées)



Le calcul se fait selon la formule:

$$M_{n-1} \cdot L_n + 2M_n (L_n + L_{n+1}) + M_{n+1} \cdot L_{n+1} = -6 \left[\frac{S_n \cdot a_n}{L_n} + \frac{S_{n+1} \cdot b_{n+1}}{L_{n+1}} \right] \dots\dots\dots(1)$$

En isolant deux travées adjacentes, on prend A-B et B-C



Partie AB:

$$M_{0AB} = (Q \cdot l^2) / 8 = 11,00 \text{ KN.m}$$

$$a_n = b_n = L_n / 2 = 3,80 / 2 = 1,90 \text{ m}$$

$$S_n = (2 \cdot L_n \cdot M_{0AB}) / 3 = (2 \times 3,80 \times 11,00) / 3 = 27,86 \text{ m}^2$$

Partie BC:

$$M_{0BC} = (Q \cdot l^2) / 8 = 15,59 \text{ KN.m}$$

$$a_{n+1} = b_{n+1} = L_{n+1} / 2 = 4,50 / 2 = 2,25 \text{ m}$$

$$S_{n+1} = 2/3(L_{n+1}) \times (M_{0BC}) = 46,77 \text{ m}^2$$

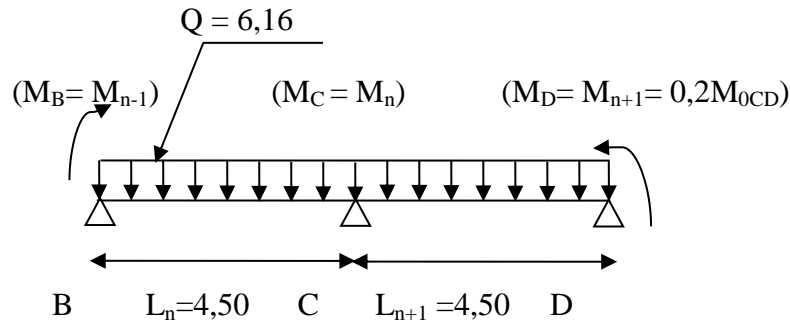
Donc (1) \Rightarrow $3,80 \cdot M_A + 2(3,80 + 4,50) \cdot M_B + 4,50 \cdot M_C = -6 [((27,86 \times 1,90) / 3,80) + ((46,59 \times 2,25) / 4,50)]$

Avec: $M_A = -0,2 \cdot M_{0AB} = -2,20 \text{ KN.m}$

$$16,60 M_B + 4,50 M_C = -223,35$$

$$16,60 \cdot M_B + 4,50 \cdot M_C = -223,35 \dots\dots\dots (1)$$

En isolant deux travées adjacentes, on prend B-C et C-D



Partie BC:

$$M_{0BC} = Ql^2/8 = 15,59 \text{ KN.m}$$

$$a_n = b_n = 2,25 \text{ m}$$

$$S_n = 2/3 \cdot (L_n \cdot M_{0BC}) = 2/3 \cdot (4,50 \times 15,59) = 46,77 \text{ m}^2$$

Partie CD:

$$M_{0CD} = Ql^2/8 = 15,59 \text{ KN.m}$$

$$a_{n+1} = b_{n+1} = 2,25 \text{ m}$$

$$S_{n+1} = 2/3 \cdot (L_{n+1} \cdot M_{0CD}) = 2/3 \cdot (4,50 \cdot 15,59) = 46,77 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc (1)} \Rightarrow 4,50 \cdot M_B + 2(4,50 + 4,50) \cdot M_C + = -6[((46,77 \times 2,25) / 4,50)] + ((46,77 \times 2,25) / 4,50)$$

$$\text{Avec: } M_D = -0,2 \cdot M_{0CD} = -3,12 \text{ KN.m}$$

$$4,50 \cdot M_B + 18 \cdot M_C = -280,62 = 0 \dots \dots \dots (2)$$

$$16,60 \cdot M_B + 4,50 \cdot M_C = -223,35 \dots \dots \dots (1)$$

$$4,50 \cdot M_B + 18 \cdot M_C = -280,62 \dots \dots \dots (2)$$

• Détermination des moments aux appuis et en travées

➤ **sur appuis :**

Il suffit de faire la résolution des deux équations trouvées précédemment :

$$\left\{ \begin{array}{l} 16,60 \cdot M_B + 4,50 \cdot M_C = -223,35 \text{ KN} \\ 4,50 \cdot M_B + 18 \cdot M_C = -280,62 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Et donc on a :

$$M_A = -2,20 \text{ KN.m}$$

$$M_B = -9,90 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -13,12 \text{ KN.m}$$

$$M_D = -3,12 \text{ KN.m}$$

- L'effort tranchant:

Travée (AB):

$$\left\{ \begin{array}{l} T_w = (M_A - M_B)/L + (Q_U \cdot L)/2 = (-2,20 + 9,90)/3,80 + (6,16 \times 3,80)/2 = 13,73 \text{ KN} \\ T_e = (M_A - M_B)/2 - (Q_U \cdot L)/2 = -9,68 \text{ KN} \end{array} \right.$$

• Travée (BC):

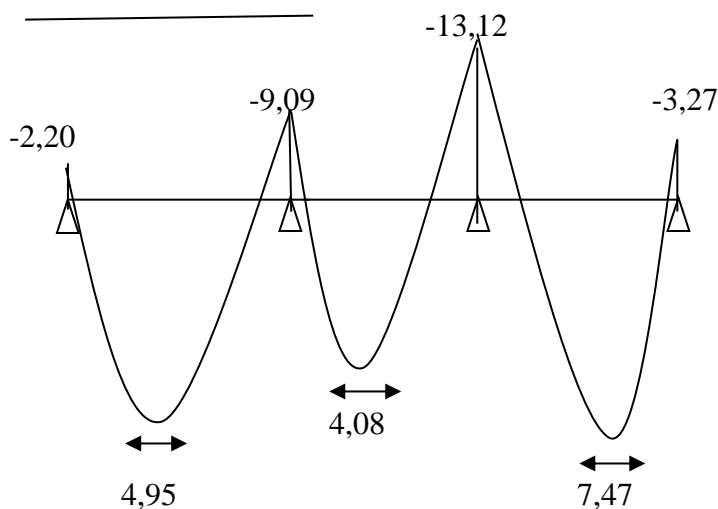
$$\left\{ \begin{array}{l} T_w = 11,52 \text{ KN} \\ T_e = -13,14 \text{ KN} \end{array} \right.$$

• Travée (CD):

$$\left\{ \begin{array}{l} T_w = 11,64 \text{ KN} \\ T_e = -16,08 \text{ KN} \end{array} \right.$$

En travées :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tAB} = (M_A + M_B) / 2 + M_{0AB} = (-2,20 - 9,90) / 2 + 11,00 = 4,95 \text{ KN.m} \\ M_{tBC} = (M_B + M_C) / 2 + M_{0BC} = 4,08 \text{ KN.m} \\ M_{tCD} = (M_C + M_D) / 2 + M_{0CD} = 7,47 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$



7Figure IV-4 Diagramme des moment fléchissant, M [KN.m]

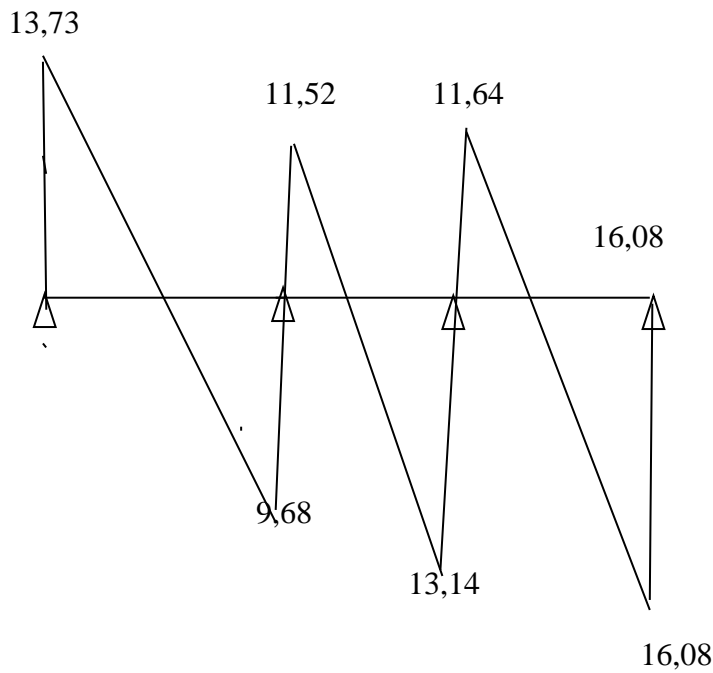


Figure IV-5 Diagramme des efforts tranchants T [KN]

Tableau récapitulatif des résultats obtenus :

Pour le plancher terrasse, les mêmes étapes de calcul définies précédemment sont à suivre pour les autres types de poutrelles (E.L.U+E.L.S)

Type de Poutrelle	Tra vée	L (m)	E.L.U					E.L.S		
			Mt	Mw	Me	Tw	Te	Mt	Mw	Me
01	A-B	3,78	5,35	3,57	7,73	10,57	-12,74	4,11	2,74	5,93
	B-C	3,80	2,38	7,73	7,73	11,17	-12,23	1,83	5,93	7,48
	C-D	3,80	6,84	7,73	9,74	14,30	-15,27	5,25	7,48	9,26
	D-E	4,50	5,15	9,74	12,06	14,59	-13,13	3,96	9,26	5,75
	E-F	4,50	3,66	12,06	2,26	12,39	-8,55	2,81	5,75	1,73
02	A-B	3,80	5,28	3,52	8,15	10,49	-12,92	4,06	1,73	6,26
	B-C	3,80	2,87	8,15	8,34	11,65	-11,76	2,21	6,26	6,41
	C-D	4,50	5,29	8,34	12,32	12,98	-14,74	4,06	6,41	9,46
	D-E	4,50	7,30	12,32	4,72	15,55	-12,17	5,61	9,46	3,62
03	A-B	3,80	4,95	2,20	9,90	13,73	-9,68	3,84	1,71	7,69
	B-C	4,50	4,08	9,90	13,12	11,52	-13,14	3,11	7,69	10,03
	C-D	4,50	7,47	13,12	3,12	11,64	-16,08	5,76	10,03	2,39

Les sollicitations maximales de calcul sont:

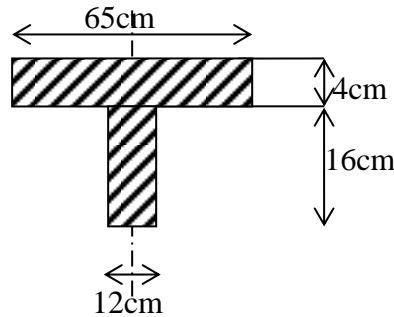
$$\text{E.L.U} \left\{ \begin{array}{l} M_{\text{travée}_{\max}} = 7,47 \text{ KN.m} \\ M_{\text{appui}_{\max}} = 13,12 \text{ KN} \\ T_{\max} = 14,59 \text{ KN} \end{array} \right. \qquad \left\{ \begin{array}{l} M_{\text{travée}_{\max}} = 5,76 \text{ KN.m} \\ M_{\text{appui}_{\max}} = 10,03 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

IV.5 Calcul du ferrailage des poutrelles :(à l'ELU) :

Les moments maximaux en travée tendent à comprimer les fibres supérieures et à tendre les fibres inférieures et par conséquent les armatures longitudinales seront disposées en bas pour reprendre l'effort de traction puisque le béton résiste mal à la traction.

Pour le calcul du ferrailage des poutrelles on prend le cas le plus défavorable.

Les poutrelles sont des sections en "T" dont les dimensions sont données comme suit :



Données :

- Largeur de la poutrelle $b = 65 \text{ cm}$.
- Largeur de la $b_0 = 12 \text{ cm}$.
- Hauteur de la section $h_t = 20 \text{ cm}$.
- Hauteur de la section $h_0 = 4 \text{ cm}$.
- Hauteur utile des aciers tendus $d = 0,9.h = 18 \text{ cm}$

Et on a :

- contrainte des aciers utilisés $f_e = 400 \text{ Mpa}$
- contrainte du béton à 28 jours $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$
- Contrainte limite de traction du béton $f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$.
- Fissuration peu préjudiciable

IV.5.1-Plancher R.D.C:

Pour le calcul de ferrailage, on prend les sollicitations maximales suivantes:

$$E.L.U \begin{cases} M_{travée_{max}} = 18,87 \text{ KN.m} \\ M_{appui_{max}} = 11,80 \text{ KN.m} \\ T_{max} = 22,64 \text{ KN} \end{cases}$$

IV.5.1.1 Calcul des armatures longitudinales à (l'E.L.U):**❖ En travée :**

Dans l'étude d'une section en (T) il est nécessaire de savoir si la partie comprimée intéresse la table de compression ou si elle intéresse également la nervure.

Nous calculons le moment équilibré par la table.

$$M_t = b \cdot h_0 \cdot f_{bc} \cdot (d - h_0/2) = 65 \times 4 \times 14,17 \cdot (18 - 4/2) \times 10^{-3} = 58,95 \text{ KN.m}$$

$$M_{t_{max}} = 18,87 \text{ KN.m} < 58,95 \text{ KN.m}$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire de dimension (bxht) = (65 x20) cm² soumise à $M_{t_{max}} = 18,87 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{18,87 \cdot 10^3}{14,17 \cdot (18)^2 \cdot 65} = 0,063 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,063 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,9675$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{18,87 \cdot 10^3}{0,9675 \times 18 \times 348} = 3,11 \text{ cm}^2$$

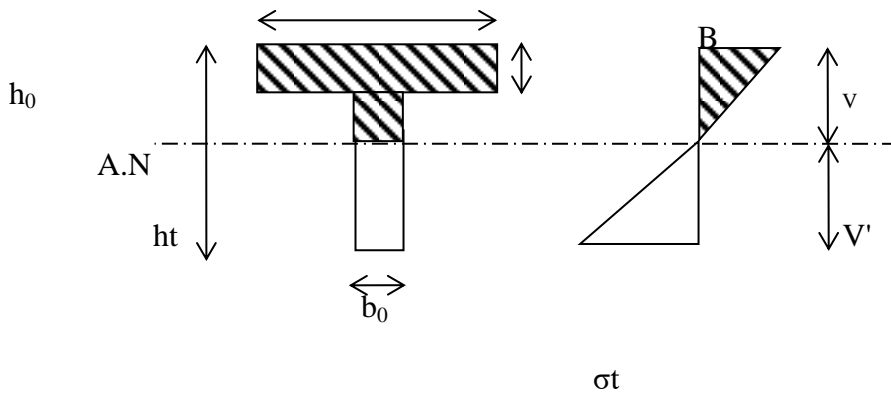
Condition de non fragilité (section en Té):

$$A_{min} = \frac{I}{0,81 \cdot ht \cdot V'} \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$\text{Avec : } I = b_0 \cdot \frac{ht^3}{3} + (b - b_0) \cdot \frac{h_0^3}{3} - [b_0 \cdot ht + (b - b_0) \cdot h_0] \cdot V'^2$$

$$V' = ht - V$$

$$V = \frac{b_0 \cdot h^2 + (b - b_0) \cdot h_0^2}{2[b_0 \cdot h + (b - b_0) \cdot h_0]}$$



$$V = \frac{12 \cdot (20)^2 + (65 - 12) \cdot (4)^2}{2[12 \cdot 20 + (65 - 12) \cdot 4]} = 6,25 \text{ cm}$$

$$I = 12 \cdot (20)^3 / 3 + (65 - 12) \cdot (4)^3 / 3 - [12 \cdot 20 + (65 - 12) \cdot 4] \cdot (6,25)^2$$

$$I = 15474,42 \text{ cm}^4$$

$$V' = ht - V = 20 - 6,25 = 13,75 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = \frac{15474,42}{0,81 \cdot 20 \cdot 13,75} \cdot \frac{2,1}{400} = 0,36 \text{ cm}^2$$

Donc: $A_{\text{scal}} = 3,11 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,36 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

Le choix: 4T10 = 3,14cm².

❖ **sur appuis:**

La section de calcul est une section rectangulaire de dimension $(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{11,80 \times 10^3}{14,17 \times (18)^2 \times 12} = 0,214 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,214 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,878$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{11,80 \times 10^3}{0,878 \times 18 \times 348} = 2,15 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité (section en T):

$$A_{\min} = \frac{I}{0,81 \cdot h_t \cdot V} \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = \frac{15474,42}{0,81 \times 20 \times 6,25} \cdot \frac{2,1}{400} = 0,80 \text{ cm}^2$$

Donc: $A_{\text{scal}} = 2,15 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,80 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

Le choix: 2T12= 2,26cm².

IV.5.1.2.Vérification des contraintes à l'E.L.S :**En travée :**

$$M_{\text{ser}} = 13,24 \text{ KN.m}$$

-Position de l'axe neutre :

Soit «y» la distance entre le centre de gravité de la section homogène «S» et la fibre la plus comprimée.

$$\frac{by^2}{2} + \eta \cdot A'(y - c') - \eta \cdot A(d - y) = 0.$$

$$b = 65 \text{ cm} ; \eta = 15 ; A' = 0, A = 3,39 \text{ cm}^2.$$

$$32,5 \cdot y^2 - 15 \times 3,39 \cdot (d - y) = 0.$$

$$32,5 \cdot y^2 + 50,85y - 915,3 = 0 \Rightarrow y = 4,92 \text{ cm}$$

- **Le moment d'inertie:**

$$I_G = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta \cdot A'(y - c') + \eta \cdot A(d - y)^2.$$

$$I_G = \frac{65}{3} y^3 + \eta \cdot A(d - y)^2.$$

$$I_G = \frac{65}{3} (4,92)^3 + 15 \times 3,39 \cdot (18 - 4,92)^2 = 11280,15 \text{ cm}^4$$

▪ **Calcul des contraintes :**

1- Contrainte maximale dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} \times y = \frac{13,24 \times 10^3}{11280,15} \times 4,92 = 5,77 \text{MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 5,77 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Lorsque la fissuration est peu préjudiciable, il n'est pas nécessaire de vérifier la

Contrainte maximale dans l'acier tendue σ_{st} .

En appui :

$$M_{ser} = 13,24 \text{ KN.m}$$

▪ **Position de l'axe neutre :**

Soit «y» la distance entre le centre de gravité de la section homogène «S» et la fibre la plus comprimée.

$$\frac{by^2}{2} + \eta.A'(y - c') - \eta.A(d - y) = 0.$$

$$b = 65 \text{cm} ; \eta = 15 ; A' = 0, A = 2,26 \text{ cm}^2.$$

$$32,5.y^2 - 15 \times 2,26.(d - y) = 0.$$

$$32,5.y^2 + 33,9y - 610,2 = 0 \Rightarrow y = 3,84 \text{cm}$$

▪ **Le moment d'inertie:**

$$I_G = \frac{b.y^3}{3} + \eta.A'(y - c') + \eta.A(d - y)^2.$$

$$I_G = \frac{65}{3} y^3 + \eta.A(d - y)^2.$$

$$I_G = \frac{65}{3} (3,84)^3 + 15 \times 2,26.(18 - 3,84)^2 = 8023,97 \text{cm}^4$$

-Calcul des contraintes :

a. Contrainte maximale dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} \times y = \frac{13,24 \cdot 10^3}{8023,97} \times 3,84 = 6,34 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 6,34 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Lorsque la fissuration est peu préjudiciable, il n'est pas nécessaire de vérifier la

; Contrainte maximale dans l'acier tendue σ_{st} .

b. Contrainte de cisaillement :(effort tranchant)

L'effort tranchant maximal $T_{max} = 22,46 \text{ KN}$.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{22,64 \cdot 10^{-3}}{0,12 \cdot 0,18} = 1,05 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable:

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 1,05 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

On utilise des étriers perpendiculaires à la ligne moyenne

. Les armatures transversales A_t :

$$\Phi_t \leq \min(h/35; b_0/10; \Phi_L)$$

c. Diamètre $\Phi_t \leq \min(200/35; 120/10; 10) = 5,71 \approx 6 \text{ mm.}$

on adopte : $\Phi_t = 6 \text{ mm.}$

d. Calcul des espacements :

$$\left. \begin{array}{l} St \leq \min (0,9 \cdot d ; 40 \text{ cm}) \\ St \leq \min (16,2 ; 40 \text{ cm}) \end{array} \right\} St \leq 16,20 \text{ cm} \Rightarrow St = 15 \text{ cm}$$

e. La section des armatures transversales :

$$\frac{At}{b_0 \cdot st} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u(h/2) - 0,3k \cdot f_{ij}^*}{0,9 \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha)} \dots\dots\dots (*)$$

k = 1 (fissuration non préjudiciable)

$$f_{ij}^* = \min (2,1 ; 3,3 \text{ Mpa}) = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1$$

$$f_e = 235 \text{ Mpa} ; \delta_s = 1,15$$

$$D'o\grave{u}: \tau_u(h/2) = \frac{T_u(h/2)}{b_0 \cdot d}$$

On calcul la valeur de l'effort tranchant $T_u(h/2)$ par la méthode des triangles semblables

$$\frac{T_{max}}{X} = \frac{T_u(h/2)}{X - (h/2)} \Rightarrow T_u(h/2) = \frac{T_{max} \cdot [X - (h/2)]}{X}$$

Nous calculus la distance "X":

$$T_{max} = 22,64 \quad T_u(h/2) ?$$

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_w - M_e}{q \cdot L}$$

$$X = 4,50/2 + (11,80 - 11,80)/9,32 \cdot 4,50 = 2,25 \text{ m}$$

$$h/2 = 0,2/2 = 0,1 \text{ m}$$

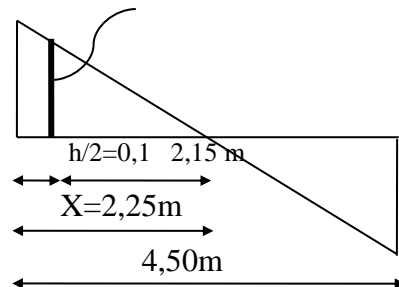
$$X - (h/2) = 2,25 - 0,1 = 2,15 \text{ m}$$

$$\text{Donc: } T_u(h/2) = 22,64 \times 2,15 / 2,25 = 21,63 \text{ KN}$$

$$T_u(h/2) = 21,63 \text{ KN } D'o\grave{u}: \tau_u(h/2) = (21,63 \cdot 10^{-3}) / (0,12 \times 0,18) = 1,00 \text{ MPa}$$

$$\tau_u(h/2) = 0,72 \text{ MPa}$$

$$(*) \Rightarrow \left(\frac{At}{s_t} \right)_{cal} \geq \frac{(1,00 - 0,3 \times 1 \times 2,1) \cdot 12}{0,9 \cdot \frac{235}{1,15}} = 0,024 \text{ cm} \dots\dots\dots (1)$$



f. Pourcentage minimal des armatures transversales :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times s_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u (h/2)}{2}; 0,4 \text{ Mpa} \right)$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times s_t} \geq \max \left(\frac{0,72}{2}; 0,4 \text{ Mpa} \right) = 0,4 \text{ Mpa}$$

$$\left(\frac{A_t}{S_t} \right)_{\min} \geq \frac{0,4 \times b_0}{f_e} = \frac{0,4 \times 12}{235} = 0,020 \text{ cm} \dots \dots \dots (2)$$

On prend le max entre (1) et (2) $\Rightarrow \left(\frac{A_t}{S_t} \right) \geq 0,020 \text{ cm}$, on prend $S_t = 15 \text{ cm}$

$$\Rightarrow A_t \geq 0,02 \cdot 15 = 0,30 \text{ cm}^2 \Rightarrow \begin{cases} 2\phi 6 = 0,56 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

-Zone nodale :

$$S_t \leq \min (10\Phi_L; 15\text{cm})$$

$$S_t \leq 10\text{cm}$$

-Zone courante:

$$S_t \leq 15\text{cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm}$$

On adopte $\begin{cases} S_t = 10\text{cm} & \text{Zone nodale.} \\ S_t = 15\text{cm} & \text{Zone courante.} \end{cases}$

g. Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$$T_u = 22,64 \text{ KN}$$

$$M_{\text{appui}} = 11,80 \text{ KN.m}$$

$$F_u = \frac{M_{\text{appui}}}{z} = \frac{11,80}{0,9 \cdot 18 \cdot 10^{-2}} = 72,84 \text{ KN} > T_u = 22,64 \text{ KN}$$

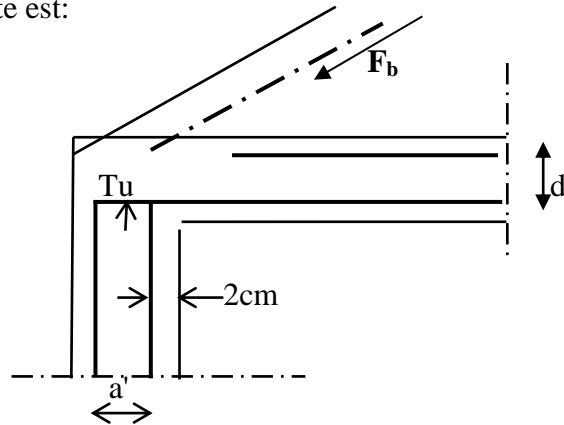
Les armatures longitudinales inférieures ne sont pas soumises à un effort de traction.

h. Compression de la biele d'about :

La contrainte de compression dans la biele est:

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} \quad \text{Avec} \quad \begin{cases} F_b = T_u \cdot \sqrt{2} \\ S = \frac{a \cdot b_0}{\sqrt{2}} \end{cases}$$

D'où $\bar{\sigma}_b = \frac{2T}{a \cdot b_0}$



a: la longueur d'appui de la biele $\leq 0,9 \cdot d$

On doit avoir $\bar{\sigma}_b < f_{c28} / \gamma_b$

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la biele est légèrement différente de 45° donc on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_b \leq 0,8 f_{c28} / \gamma_b$$

$$\frac{2T}{a \cdot b_0} \leq \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T_u \gamma_b}{0,8 \cdot b_0 \cdot f_{c28}}$$

$$\Rightarrow a \geq \frac{2 \times 22,64 \times 1,5}{0,8 \times 12 \times 25 \times 10} = 0,028 \text{ m} = 2,80 \text{ cm}$$

$$a = \min (a' ; 0,9 d) ; \quad a' = c - c' - 2 ; \quad c' = 2 \text{ cm} ; \quad c = 45 \text{ cm}$$

c' : L'enrobage.

a' : La largeur d'appui ;

c : La largeur de l'appui du poteau ;

$$a' = 45 - 2 - 2 = 41 \text{ cm}$$

$$a = \min (41 \text{ cm} ; 16,2 \text{ cm}) = 16,2 > 2,10 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

i. Entraînement des armatures :

-Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{u\text{ser}} = T / 0,9d \cdot \mu \cdot n \leq \bar{\tau}_{u\text{ser}} = \psi s \cdot f_{t28}$$

ψs : coefficient de cisaillement $\psi s = 1,5$ pour H.A

T: effort tranchant max $T=22,64$ KN

n : nombre d'armatures longitudinales tendues $n = 3$

μ : périmètre d'armature tendue $\mu = \pi \phi = 3,14 \times 1,00 = 3,14$ cm

$$\tau_{u_{ser}} = 22,64 \times 10^3 / (0,9 \times 18 \times 3,14 \times 3 \times 10^2) = 1,48 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_{u_{ser}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa}$$

$\tau_{u_{ser}} = 1,48 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_{u_{ser}} = 3,15 \text{ Mpa}$condition vérifiée.

-Ancrage des armatures tendues :

La longueur de scellement droit " L_s " est la longueur que doit avoir une barre droite de diamètre ϕ pour équilibrer une contrainte d'adhérence τ_s .

La contrainte d'adhérence τ_s est supposée constante est égale à la valeur limite ultime.

$$\tau_s = 0,6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 (1,5)^2 \cdot 2,1 = 2,84 \text{ MPa.}$$

La longueur de scellement droit $L_s = \phi f_c / 4\tau_s$.

ϕ : Diamètre d'une barre égale 1cm

$$L_s = 1.400 / 4 \times 2,84 = 35,21 \text{ cm.}$$

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre $b = 30$ cm

Nous sommes obligés de courber les armatures de telle sorte que

$$r = 5,5 \cdot \phi = 5,5 \cdot 1 = 5,5 \text{ cm.}$$

j. Vérification de la flèche :

Il faut que les conditions suivantes soient vérifiées:

$$\left\{ \begin{array}{l} \left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \right) \Rightarrow \left(\frac{20}{450} = 0,0444 > 0,0444 \right) \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.} \\ \left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15 \cdot M_{0ser}} \right) \Rightarrow \left(\frac{20}{450} = 0,0444 < \frac{13,24}{15 \times 8,28} = 0,106 \right) \dots\dots \text{condition non vérifiée} \\ \left(\frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3,6}{f_c} \right) \Rightarrow \left(\frac{3,39}{12 \times 18} = 0,0157 > \frac{3,6}{400} = 0,009 \right) \dots\dots \text{condition non vérifiée} \end{array} \right.$$

La 2^{ème} et la 3^{ème} condition n'est pas vérifiées; on procédera donc au calcul de la flèche.

On va calculer:

$$F_i = \frac{M_i.L^2}{10E_i.If_i} ; F_v = \frac{M_v.L^2}{10E_v.If_v}$$

F_i : flèche due aux charges de faible durée d'application.

F_v : flèche due aux charges de longue durée d'application

Avec: $E_i = 11000(f_{c28})^{1/3} = 32164,2 \text{ MPa}$

$E_v = 3700(f_{c28})^{1/3} = 10818,86 \text{ MPa}$

$$If_i = \frac{1,1.I_0}{1 + \lambda_i.\mu_i} ; If_v = \frac{1,1.I_0}{1 + \lambda_v.\mu_g}$$

I_0 : moment d'inertie de la section totale rendue homogène /à l'axe passant par son C.D.G

If_i : moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.

If_v : moment d'inertie fictif pour les déformations de longue durée.

-Détermination du centre de gravité :

$$y_G = \frac{\sum A_i . y_i}{\sum A_i} = \frac{(b.h_0).(h_0/2 + h - h_0) + [(h - h_0)b_0.(h - h_0)/2] + \eta.A_s.c}{(b.h_0) + (h - h_0)b_0 + \eta.A_s}$$

$$y_G = \frac{(65 \times 4)(2 + 20 - 4) + [(20 - 4).12.(20 - 4)/2] + 15 \times 3,39 \times 2}{(65 \times 4) + (20 - 4).12 + 15 \times 3,39}$$

$y_G = 12,46 \text{ cm}$

-Détermination du moment d'inertie:

$$I_g = \frac{by_G^3}{3} - \frac{(b - b_0)(y_G - h_0)^3}{3} + \frac{b_0(h_t - y_G)^3}{3} + 15A_s(d - y_G)^2$$

$$I_g = \frac{65.(12,46)^3}{3} - \frac{(65 - 12).(12,46 - 4)^3}{3} + \frac{12.(20 - 12,46)^3}{3} + 15 \times 3,39.(18 - 12,46)^2$$

$I_g = 34490,97 \text{ cm}^4$

-Charges prises en comptes :

1-charge avant mise de revêtement : $j = 2,8 \times 0,65 = 1,82 \text{ KN/m}$.

2-charge après mise de revêtement : $G = 5,06 \times 0,65 = 3,29 \text{ KN/m}$

3-charge total à l'E.L.S : $P = (G+Q)$: $P = (5,06+5,00) \times 0,65 = 6,54 \text{ KN/m}$

Calcul des moments correspondants :

$$M_j = 0,85.J.L^2/8 = 0,85 \times 1,82. (4,50)^2/8 = 3,92 \text{ KN.m}$$

$$M_G = 0,85.G.L^2/8 = 0,85 \times 3,29. (4,50)^2/8 = 7,08 \text{ KN.m}$$

$$M_p = 0,85.P.L^2/8 = 0,85 \times 6,54. (4,50)^2/8 = 14,07 \text{ KN.m}$$

Calcul des contraintes:

$$\sigma_{SJ} = \frac{M_J}{A_s.Z} = \frac{3,92.10^3}{3,39.0,9.18} = 71,38 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{SG} = \frac{M_G}{A_s.Z} = \frac{7,08.10^3}{3,39.0,9.18} = 128,92 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{SP} = \frac{M_P}{A_s.Z} = \frac{14,07.10^3}{3,39.0,9.18} = 256,20 \text{ MPa}$$

-Calcul des coefficients:

$$(f; \lambda_i; \lambda_v)$$

$$f = \frac{A_s}{b_0.d} = \frac{3,39}{12 \times 18} = 0,0157$$

$$\lambda_i = \frac{0,05.f.t_{28}}{(2 + 3.b_0/b).f} = \frac{0,05 \times 2,1}{(2 + 3 \times 12/65) \times 0,0157} = 2,62$$

$$\lambda_v = (2/5).\lambda_i = (2/5).2,62 = 1,048$$

-Calcul des coefficients (μ_i):

$$\mu_i = 1 - \frac{1,75.f.t_{28}}{(4.f.\sigma_{si}) + f.t_{28}}$$

$$* \mu_j = 1 - [(1,75 \times 2,1) / (4 \times 0,0157 \times 71,38) + 2,1] = 0,442$$

$$* \mu_G = 1 - [(1,75 \times 2,1) / (4 \times 0,0157 \times 128,92) + 2,1] = 0,639$$

$$* \mu_P = 1 - [(1,75 \times 2,1) / (4 \times 0,0157 \times 256,20) + 2,1] = 0,797$$

-Calcul des moments d'inertie après fissuration :

$$I_{Fi} = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_i)}; I_0 = I_G = 35308,97 \text{ cm}^4.$$

$$I_{Fj} = \frac{1,1 \times 35308,97}{(1 + 2,62 \times 0,442)} = 17997,75 \text{ cm}^4$$

$$I_{FG} = \frac{1,1 \times 35308,97}{(1 + 2,62 \times 0,639)} = 14524,08 \text{ cm}^4$$

$$I_{FP} = \frac{1,1 \times 35308,97}{(1 + 2,62 \times 0,797)} = 12577,11 \text{ cm}^4$$

$$I_{FV} = \frac{1,1 \times 35308,97}{(1 + 1,048 \times 0,639)} = 23261,20 \text{ cm}^4$$

-Calcul des valeurs de la flèche correspondantes:

$$F_i = \frac{M_i \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{Fi}}$$

$$F_{ij} = \frac{3,92(4,50)^2 \times 10^7}{(10 \times 32164,2 \times 17997,75)} = 0,137 \text{ cm.}$$

$$F_{ig} = \frac{7,28 \times (4,50)^2 \times 10^7}{(10 \times 32164,2 \times 14524,02)} = 0,433 \text{ cm.}$$

$$F_{ip} = \frac{14,07 \times (4,50)^2 \times 10^7}{(10 \times 32164,2 \times 12577,11)} = 0,704 \text{ cm.}$$

$$F_{vg} = \frac{7,28 \times (4,50)^2 \times 10^7}{(10 \times 10818,86 \times 23261,20)} = 0,586 \text{ cm.}$$

$$F_{\text{total}} = F_{vg} - F_{ij} + F_{ip} - F_{ig}.$$

$$F_{\text{total}} = 0,586 - 0,137 + 0,704 - 0,433 = 0,72 \text{ cm}$$

$$F_{\text{total}} = 0,72 \text{ cm}$$

$$F_{\text{adm}} = L/500 = 450/500 = 0,90 \text{ cm.}$$

$$F_{\text{adm}} = 0,72 \text{ cm}$$

$$F_{\text{total}} = 0,72 \text{ cm} < F_{\text{adm}} = 0,90 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

IV.5.2-Plancher 1^{er} et 2^{ème} étage: (bureau):

Pour le calcul de ferrailage on prend les sollicitations maximales suivantes:

$$E.L.U \left\{ \begin{array}{l} M_{travée_{max}} = 13,09 \text{ KN.m} \\ M_{appui_{max}} = 8,72 \text{ KN.m} \\ T_{max} = 16,67 \text{ KN} \end{array} \right.$$

IV.5.2.1-Calcul des armatures longitudinales à (l'E.L.U):❖ **En travée :**

Dans l'étude d'une section en T il est nécessaire de savoir si la partie comprimée intéresse la table de compression ou si elle intéresse également la nervure

On calcul le moment équilibre par la table

$$M_t = b \cdot h_0 \cdot f_{bc} \cdot (d - h_0/2) = 65 \times 4 \times 14,17 \cdot (18 - 4/2) \times 10^{-3} = 58,95 \text{ KN.m}$$

$$M_{tmax} = 13,09 \text{ KN.m} < 58,95 \text{ KN.m}$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en (T) sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire de dimension (b x ht) = (65 x 20) cm² soumise à M_{tmax} = 13,09 KN.m

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{13,09 \cdot 10^3}{14,17 \cdot (18)^2 \cdot 65} = 0,044 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,044 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,978$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{13,09 \cdot 10^3}{0,978 \times 18 \times 348} = 2,14 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité (section en Té):

$$A_{min} = \frac{I}{0,81 \cdot h_t \cdot V'} \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$V = \frac{12 \cdot (20)^2 + (65 - 12) \cdot (4)^2}{2[12 \cdot 20 + (65 - 12) \cdot 4]} = 6,25 \text{ cm}$$

$$I = 15474,42 \text{ cm}^4$$

$$V' = ht - V = 20 - 6,25 = 13,75 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = \frac{15474,42}{0,81 \cdot 20 \cdot 13,75} \cdot \frac{2,1}{400} = 0,36 \text{ cm}^2$$

Donc: $A_{\text{scal}} = 2,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,36 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

Le choix: 3T10 = 2,36 cm².

❖ **sur appuis:**

La section de calcul est une section rectangulaire de dimension $(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{8,72 \times 10^3}{14,17 \times (18)^2 \times 12} = 0,158 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,10 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,914$$

$$A_s = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{8,72 \times 10^3}{0,914 \times 18 \times 348} = 1,52 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité (section en T_é):

$$A_{\min} = \frac{I}{0,81 \cdot ht \cdot V} \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = \frac{15474,42}{0,81 \times 20 \times 6,25} \cdot \frac{2,1}{400} = 0,80 \text{ cm}^2$$

Donc: $A_{\text{scal}} = 1,52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,80 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

Le choix: 2T10 = 1,57 cm².

IV.5.2.2-Vérification des contraintes à L'E.L.S :

❖ **En travée :**

$$M_{\text{ser}} = 9,34 \text{ KN.m}$$

-Position de l'axe neutre :

Soit «y» la distance entre le centre de gravité de la section homogène «S» et la fibre la plus comprimée.

$$\frac{by^2}{2} + \eta A' (y - c') - \eta A (d - y) = 0.$$

$$b = 65 \text{ cm} ; \eta = 15 ; A' = 0 , A = 2,36 \text{ cm}^2.$$

$$32,5 \cdot y^2 - 15 \times 2,36 \cdot (d - y) = 0$$

$$32,5 \cdot y^2 + 35,4y - 637,2 = 0 \Rightarrow y = 3,91 \text{ cm}$$

$y = 3,84\text{cm} < 4\text{cm} \Rightarrow$ L'axe neutre tombe dans la table de compression.

-Le moment d'inertie:

$$I_G = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta A'(y - c') + \eta A(d - y)^2.$$

$$I_G = \frac{65}{3} y^3 + \eta A(d - y)^2.$$

$$I_G = \frac{65}{3} (3,91)^3 + 15 \cdot 2,36 \cdot (18 - 3,91)^2 = 8323,05\text{cm}^4.$$

IV.5.2.3-Calcul des contraintes :

a. Contrainte maximale dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} \cdot y = \frac{9,34 \cdot 10^3}{8323,05} \cdot 3,91 = 4,39\text{MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 4,39\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}.$$

Lorsque la fissuration est peu préjudiciable, il n'est pas nécessaire de vérifier la Contrainte maximale dans l'acier tendu σ_{st} .

❖ **En appui :**

$$M_{ser} = 9,34\text{KN.m}$$

-Position de l'axe neutre :

Soit «y» la distance entre le centre de gravité de la section homogène «S» et la fibre la plus comprimée.

$$\frac{by^2}{2} + \eta A'(y - c') - \eta A(d - y) = 0.$$

$$b = 65\text{cm} ; \eta = 15 ; A' = 0 , A = 1,57\text{cm}^2.$$

$$32,5 \cdot y^2 - 15 \times 1,57 \cdot (d - y) = 0$$

$$32,5 \cdot y^2 + 23,55y - 423,9 = 0 \Rightarrow y = 3,27\text{cm}$$

$y = 3,27\text{cm} < 4\text{cm} \Rightarrow$ L'axe neutre tombe dans la table de compression.

Le moment d'inertie:

$$I_G = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta A' (y - c') + \eta A (d - y)^2.$$

$$I_G = \frac{65}{3} y^3 + \eta A (d - y)^2.$$

$$I_G = \frac{65}{3} (3,27)^3 + 15.1,57.(18 - 3,27)^2 = 5867,30 \text{ cm}^4.$$

IV.5.2.3-Calcul des contraintes :

a. Contrainte maximale dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} \cdot y = \frac{9,34 \cdot 10^3}{5867,30} \cdot 3,27 = 5,21 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 5,21 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée .}$$

Lorsque la fissuration est peu préjudiciable, il n'est pas nécessaire de vérifier la

Contrainte maximale dans l'acier tendu σ_{st} .

b. Contrainte de cisaillement :(effort tranchant)

L'effort tranchant maximal $T_{max}=16,67 \text{ KN}$.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{16,67 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,18} = 0,77 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable:

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = 0,77 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

On utilise des étriers perpendiculaires à la ligne moyenne.

. Les armatures transversales A_t :

$$\Phi_t \leq \min(h / 35; b_0 / 10; \Phi_L) \text{ en " mm"}$$

c. Diamètres : $\Phi_t \leq \min(200 / 35; 120 / 10; 10) = 5,71 \approx 6 \text{ mm}.$

on adopte : $\Phi_t = 6 \text{ mm}.$

d. Calcul des espacements :

$$\left. \begin{aligned} St &\leq \min (0,9.d ; 40\text{cm}) \\ St &\leq \min (16,2 ; 40\text{cm}) \end{aligned} \right\} St \leq 16,20\text{cm}$$

e. La section des armatures transversales :

$$\frac{At}{b_0 \cdot st} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u(h/2) - 0,3k \cdot f_{ij}^*}{0,9 \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha)} \dots\dots\dots (*)$$

k=1 (fissuration non préjudiciable)

$$f_{ij}^* = \min (2,1; 3,3 \text{ Mpa}) = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1$$

$$f_e = 235 \text{ Mpa} ; \delta_s = 1,15$$

$$D'où: \tau_u(h/2) = \frac{T_u(h/2)}{b_0 \cdot d}$$

On calcule la valeur de l'effort tranchant $T_u(h/2)$ par la méthode des triangles semblables.

$$\frac{T_{\max}}{X} = \frac{T_u(h/2)}{X - (h/2)} \Rightarrow T_u(h/2) = \frac{T_{\max} \cdot [X - (h/2)]}{X}$$

- On calcule la distance "X":

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_w - M_e}{q \cdot L}$$

$$X = 4,50/2 + (8,72 - 8,72)/6,89 \cdot 4,50 = 2,25 \text{ m}$$

$$h/2 = 0,2/2 = 0,1 \text{ m}$$

$$X - (h/2) = 2,25 - 0,1 = 2,15 \text{ m}$$

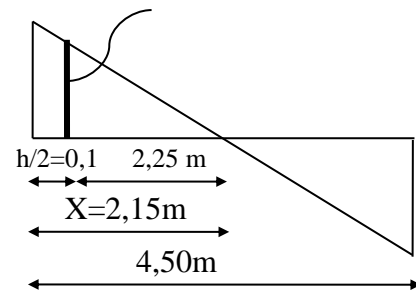
$$\text{Donc: } T_u(h/2) = (16,67 \times 2,15) / 2,25 = 15,93 \text{ KN}$$

$$T_u(h/2) = 15,93 \text{ KN}$$

$$D'où: \tau_u(h/2) = (15,93 \cdot 10^{-3}) / (0,12 \times 0,18) = 0,74 \text{ MPa}$$

$$\tau_u(h/2) = 0,74 \text{ MPa}$$

$$T_{\max} = 16,67 \text{ KN} \quad T_u(h/2) = ?$$



$$(*) \Rightarrow \left(\frac{At}{S_t} \right)_{cal} \geq \frac{(0,74 - 0,3 \times 1 \times 2,1) \cdot 12}{0,9 \cdot 1 \cdot \frac{235}{1,15}} = -7,18 \cdot 10^{-3} \text{ cm} \dots \dots (1)$$

Donc nous n'allons pas prendre en considération de la valeur négative.

f. Pourcentage minimal des armatures transversales :

$$\frac{At \times f_e}{b_0 \times s_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u (h/2)}{2}; 0,4 \text{ Mpa} \right)$$

$$\frac{At \times f_e}{b \times s_t} \geq \max \left(\frac{0,74}{2}; 0,4 \text{ Mpa} \right) = 0,4 \text{ Mpa}$$

$$\left(\frac{At}{S_t} \right)_{min} \geq \frac{0,4 \times b_0}{f_e} = \frac{0,4 \times 12}{235} = 0,02 \text{ cm} \dots \dots (2)$$

On prend le max entre (1) et (2) $\Rightarrow \left(\frac{At}{S_t} \right) \geq 0,02 \text{ cm}$, on prend $S_t = 15 \text{ cm}$

$$\Rightarrow At \geq 0,02 \cdot 15 = 0,30 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{choix } \begin{cases} 2\phi 6 = 0,56 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

-Zone nodale :

$$S_t \leq \min (10\Phi_L; 15\text{cm})$$

$$S_t \leq 10\text{cm}$$

-Zone courante:

$$S_t \leq 15\text{cm}$$

$$S_t = 15\text{cm}$$

On adopte $\begin{cases} S_t = 10\text{cm} & \text{Zone nodale.} \\ S_t = 15\text{cm} & \text{Zone courante.} \end{cases}$

g. Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$$T_u = 16,67 \text{ KN}$$

$$M_{appui} = 8,72 \text{ KN.m}$$

$$F_u = \frac{M_{\text{appui}}}{z} = \frac{8,72}{0,9.18.10^{-2}} = 53,84\text{KN} > T_u = 16,67\text{KN}$$

Les armatures longitudinales inférieures ne sont pas soumises à un effort de traction.

h. Compression de la bille d'about :

La contrainte de compression dans la bielle est:

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} \quad \text{Avec} \quad \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab_0}{\sqrt{2}} \end{cases}$$

D'où $\bar{\sigma}_b = \frac{2T}{ab_0}$

a : longueur d'appui de la bielle

On doit avoir $\bar{\sigma}_b < f_{c28}/\gamma_b$

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la bielle est légèrement différente de 45° donc on doit vérifier que :

$$\begin{aligned} \bar{\sigma}_b &\leq (0,8.f_{c28})/\gamma_b \\ \frac{2T}{a.b_0} &\leq \frac{0,85.f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,8.b_0.f_{c28}} \\ \Rightarrow a &\geq \frac{2 \times 16,67 \times 1,5}{0,8 \times 12 \times 25 \times 10} = 0,020\text{m} = 2,00 \text{ cm} \end{aligned}$$

a = min (a' ; 0,9.d)

a = min (41cm; 16,2cm) = 16,2 cm > 2,00 cm.....condition vérifiée.

i. Entraînement des armatures :

i.1Vérification de la contrainte d'adhérence :

$\tau_{u,ser} = T/0,9d.\mu.n \leq \bar{\tau}_{u,ser} = \psi.s. ft_{28}$

$\tau_{u,ser} = 16,67 \times 10^3 / 0,9 \times 18 \times 3,14 \times 3 \times 10^2 = 1,09 \text{ Mpa}$

$\bar{\tau}_{u,ser} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa}$

$\tau_{u,ser} = 1,09 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_{u,ser} = 3,15 \text{ Mpa}.....condition vérifiée$

i.2 Ancrage des armatures tendues :

La contrainte d'adhérence τ_s est supposée constante est égale à la valeur limite ultime.

$$\tau_s = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa.}$$

La longueur de scellement droit $L_s = \phi f_e / 4\tau_s$.

ϕ : Diamètre d'une barre égale 1,00cm

$$L_s = 1,00 \cdot 400 / 4 \cdot 2,835 = 35,27 \text{ cm.}$$

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre $b = 30\text{cm}$

Nous sommes obligés de courber les armatures de telle sorte que

$$r = 5,5\phi = 5,5 \times 1,00 = 5,5 \text{ cm.}$$

j. Vérification de la flèche :

Il faut que les conditions suivantes soient vérifiées:

$$\left\{ \begin{array}{l} \left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \right) \Rightarrow \left(\frac{20}{450} = 0,0444 > 0,0444 \right) \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.} \\ \left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15 \cdot M_{0ser}} \right) \Rightarrow \left(\frac{20}{450} = 0,0444 < \frac{9,34}{15 \times 6,23} = 0,0999 \right) \dots\dots \text{condition non vérifiée} \\ \left(\frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3,6}{f_e} \right) \Rightarrow \left(\frac{2,36}{12,18} = 0,0109 > \frac{3,6}{400} = 0,009 \right) \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée} \end{array} \right.$$

La 2^{ème} et la 3^{ème} condition n'est pas vérifiées; on procédera donc au calcul de la flèche.

On va calculer:

$$F_i = \frac{M_i \cdot L^2}{10E_i \cdot I_f} ; F_v = \frac{M_v \cdot L^2}{10E_v \cdot I_f}$$

F_i : flèche due aux charges de faible durée d'application.

F_v : flèche due aux charges de longue durée d'application

Avec: $E_i = 11000(f_{c28})^{1/3} = 32164,2 \text{ MPa}$

$E_v = 3700(f_{c28})^{1/3} = 10818,86 \text{ MPa}$

$$I_f = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_i} ; I_g = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu_g}$$

I_0 : moment d'inertie de la section totale rendue homogène /à l'axe passant par son C.D.G

I_{fi} : moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.

I_{fv} : moment d'inertie fictif pour les déformations de longue durée.

-Détermination du centre de gravité :

$$y_G = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i} = \frac{(b \cdot h_0) \cdot (h_0/2 + h - h_0) + [(h - h_0) b_0 \cdot (h - h_0)/2] + \eta \cdot A_s \cdot c}{(b \cdot h_0) + (h - h_0) b_0 + \eta \cdot A_s}$$

$$y_G = \frac{(65 \cdot 4)(2 + 20 - 4) + [(20 - 4) \cdot 12 \cdot (20 - 4)/2] + 15 \times 2,36 \times 2}{(65 \times 4) + (20 - 4) \cdot 12 + 15 \times 2,36}$$

$$y_G = 12,90 \text{ cm}$$

-Détermination du moment d'inertie:

$$I_{\sigma} = \frac{b y_G^3}{3} - \frac{(b - b_0)(y_G - h_0)^3}{3} + \frac{b_0 (h - y_G)^3}{3} + 15 A_s (d - y_G)^2$$

$$I_{\sigma} = \frac{65 \cdot (12,90)^3}{3} - \frac{(65 - 12) \cdot (12,90 - 4)^3}{3} + \frac{12 \cdot (20 - 12,90)^3}{3} + 15 \cdot 2,36 \cdot (18 - 12,90)^2$$

$$I_{\sigma} = 36409,55 \text{ cm}^4$$

-Charges prises en comptes :

1-charge avant mise de revêtement : $j = 2,8 \times 0,65 = 1,82 \text{ KN/m}$.

2-charge après mise de revêtement : $G = 5,06 \times 0,65 = 3,29 \text{ KN/m}$

3-charge total à l'E.L.S : $P = (G+Q) : P = (5,06+2,5) \times 0,65 = 4,91 \text{ KN/m}$

-Calcul des moments correspondants :

$$M_j = 0,85 \cdot j \cdot L^2/8 = 0,85 \times 1,82 \cdot (4,50)^2/8 = 3,91 \text{ KN.m}$$

$$M_G = 0,85 \cdot G \cdot L^2/8 = 0,85 \times 3,29 \cdot (4,50)^2/8 = 7,08 \text{ KN.m}$$

$$M_p = 0,85 \cdot P \cdot L^2/8 = 0,85 \cdot 4,91 \cdot (4,50)^2/8 = 10,56 \text{ KN.m}$$

-calcul des contraintes:

$$\sigma_{SJ} = \frac{M_J}{A_s \cdot Z} = \frac{3,91 \cdot 10^3}{2,36 \cdot 0,9 \cdot 18} = 102,27 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{SG} = \frac{M_G}{A_s \cdot Z} = \frac{7,08 \cdot 10^3}{2,36 \cdot 0,9 \cdot 18} = 185,19 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{SP} = \frac{M_P}{A_s \cdot Z} = \frac{10,56 \cdot 10^3}{2,36 \cdot 0,9 \cdot 18} = 276,21 \text{ MPa}$$

-Calcul des coefficients :

$f; \lambda_i; \lambda_v$

$$f = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{2,36}{12 \cdot 18} = 0,0109$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \cdot b_0/b) \cdot f} = \frac{0,05 \cdot 2,1}{(2 + 3 \cdot 12/65) \cdot 0,0109} = 3,77$$

$$\lambda_v = (2/5) \cdot \lambda_i = (2/5) \cdot 3,77 = 1,508.$$

-Calcul des coefficients (μ_i) :

$$\diamond \mu_i = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{(4 \cdot f \cdot \sigma_{si}) + f_{t28}}$$

$$* \mu_j = 1 - [(1,75 \cdot 2,1) / (4 \times 0,0109 \times 102,27) + 2,1] = 0,440$$

$$* \mu_G = 1 - [(1,75 \cdot 2,1) / (4 \times 0,0109 \times 185,19) + 2,1] = 0,639$$

$$* \mu_P = 1 - [(1,75 \cdot 2,1) / (4 \times 0,0109 \times 276,21) + 2,1] = 0,74$$

-Calcul des moments d'inertie après fissuration :

$$I_{Fi} = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_i)}; I_0 = I_G = 36409,55 \text{ cm}^4.$$

$$I_{Fj} = \frac{1,1 \times 36409,55}{(1 + 3,77 \times 0,440)} = 15063,38 \text{ cm}^4.$$

$$I_{FG} = \frac{1,1 \times 36409,55}{(1 + 3,77 \times 0,639)} = 11748,36 \text{ cm}^4.$$

$$I_{FP} = \frac{1,1 \times 36409,55}{(1 + 3,77 \times 0,74)} = 10567,97 \text{ cm}^4.$$

$$I_{Fv} = \frac{1,1 \times 36409,55}{(1 + 1,508 \times 0,639)} = 20396,34 \text{ cm}^4.$$

-Calcul des valeurs de la flèche correspondantes:

$$F_i = \frac{M_i L^2}{10E_i \cdot I_{Fi}}$$

$$F_{ij} = \frac{3,91 \times (4,50)^2 \times 10^7}{(10 \times 32164,2 \times 15063,38)} = 0,16 \text{ cm.}$$

$$F_{ig} = \frac{7,08 \times (4,50)^2 \times 10^7}{(10 \times 32164,2 \times 11748,36)} = 0,38 \text{ cm.}$$

$$F_{ip} = \frac{10,56 \times (4,50)^2 \times 10^7}{(10 \times 32164,2 \times 10567,97)} = 0,63 \text{ cm.}$$

$$F_{vg} = \frac{7,08 \times (4,50)^2 \times 10^7}{(10 \times 10818,86 \times 20396,34)} = 0,65 \text{ cm.}$$

$$F_{total} = F_{vg} - F_{ij} + F_{ip} - F_{ig}$$

$$F_{total} = 0,65 - 0,16 + 0,63 - 0,38 = 0,74 \text{ cm}$$

F_{total} = 0,74 cm

$$F_{adm} = L/500 = 450/500 = 0,90 \text{ cm.}$$

F_{adm} = 0,90 cm

F_{total} = 0,74 cm < F_{adm} = 0,90 cmcondition vérifiée.

IV.5.3-Plancher étages courants (3^{ème} au 6^{ème} étage):

Pour le calcul de ferrailage on prend les sollicitations maximales suivantes:

$$E.L.U \begin{cases} M_{travée_{max}} = 11,52 \text{ KN.m} \\ M_{appui_{max}} = 7,48 \text{ KN.m} \\ T_{max} = 14,63 \text{ KN} \end{cases}$$

IV.5.3.1.Calcul des armatures longitudinales à (l'E.L.U):

❖ **En travée :**

Dans l'étude d'une section en T il est nécessaire de savoir si la partie comprimée intéresse la table de compression ou si elle intéresse également la nervure

On calcul le moment équilibre par la table

$$M_t = b \cdot h_0 \cdot f_{bc} \cdot (d - h_0/2) = 65 \times 4 \times 14,17 \cdot (18 - 4/2) \times 10^{-3} = 58,95 \text{ KN.m}$$

$$M_{tmax} = 11,52 \text{ KN.m} < 58,95 \text{ KN.m}$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en (T) sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire de dimension (b x ht) = (65 x 20) cm² soumise à $M_{tmax} = 11,52 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{11,52 \times 10^3}{14,17 \times (18)^2 \times 65} = 0,039 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,039 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,9805$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{11,52 \times 10^3}{0,9805 \times 18 \times 348} = 1,88 \text{ cm}^2$$

-Condition de non fragilité (section en T):

$$A_{min} = \frac{I}{0,81 \cdot ht \cdot V'} \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$V = \frac{12 \cdot (20)^2 + (65 - 12) \cdot (4)^2}{2[12 \cdot 20 + (65 - 12) \cdot 4]} = 6,25 \text{ cm}$$

$$I = 15474,42 \text{ cm}^4$$

$$V' = ht - V = 20 - 6,25 = 13,75 \text{ cm}$$

$$A_{min} = \frac{15474,42}{0,81 \cdot 20 \cdot 13,75} \cdot \frac{2,1}{400} = 0,36 \text{ cm}^2$$

Donc: $A_{s,cal} = 1,88 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,36 \text{ cm}^2$condition vérifiée

Le choix: 3T10 = 2,36 cm².

❖ **sur appuis:**

La section de calcul est une section rectangulaire de dimension (b₀ x h) = (12x20) cm²

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{7,48 \times 10^3}{14,17 \cdot (18)^2 \cdot 12} = 0,136 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,136 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,927$$

$$A_s = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{7,48 \times 10^3}{0,927 \times 18 \times 348} = 1,29 \text{ cm}^2$$

-Condition de non fragilité (section en T):

$$A_{\min} = \frac{I}{0,81 \cdot ht \cdot V} \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = \frac{15474,42}{0,81 \cdot 20 \cdot 6,25} \cdot \frac{2,1}{400} = 0,80 \text{ cm}^2$$

Donc: $A_{s\text{cal}} = 1,29 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,80 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

Le choix: 2T10=1,57 cm².

IV.5.3.2.Vérification des contraintes à L'E.L.S :

❖ **En travée**

$$M_{\text{ser}} = 7,81 \text{ KN.m}$$

-Position de l'axe neutre :

Soit «y» la distance entre le centre de gravité de la section homogène «S» et la fibre la plus comprimée.

$$\frac{by^2}{2} + \eta A'(y - c') - \eta A(d - y) = 0.$$

$$b = 65 \text{ cm} ; \eta = 15 ; A' = 0 , A = 2,36 \text{ cm}^2.$$

$$32,5 \cdot y^2 - 15 \times 2,26 \times (d - y) = 0$$

$$32,5 \cdot y^2 + 35,4y - 610,2 = 0 \Rightarrow y = 3,91 \text{ cm}$$

$y = 3,91 \text{ cm} < 4 \text{ cm} \Rightarrow$ L'axe neutre tombe dans la table de compression.

-Le moment d'inertie:

$$I_G = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta A'(y - c') + \eta A(d - y)^2.$$

$$I_G = \frac{65}{3} y^3 + \eta A(d - y)^2.$$

$$I_G = \frac{65}{3} (3,91)^3 + 15 \cdot 2,36 \cdot (18 - 3,91)^2 = 8323,05 \text{ cm}^4.$$

VI.5.3.3-Calcul des contraintes :

1- Contrainte maximale dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} \cdot y = \frac{7,81 \times 10^3}{8023,97} \times 3,84 = 3,74 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 3,74 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition} \dots \text{vérifiée} .$$

Lorsque la fissuration est peu préjudiciable, il n'est pas nécessaire de vérifier la

Contrainte maximale dans l'acier tendu σ_{st} .

❖ **En appui :**

$$M_{ser} = 7,81 \text{ KN.m}$$

-Position de l'axe neutre :

Soit «y» la distance entre le centre de gravité de la section homogène «S» et la fibre la plus comprimée.

$$\frac{by^2}{2} + \eta A'(y - c') - \eta A(d - y) = 0.$$

$$b = 65 \text{ cm} ; \eta = 15 ; A' = 0 , A = 1,57 \text{ cm}^2.$$

$$32,5 \cdot y^2 - 15 \times 1,57 \cdot (d - y) = 0$$

$$32,5 \cdot y^2 + 23,55y - 423,9 = 0 \Rightarrow y = 3,27 \text{ cm}$$

$y = 3,27 \text{ cm} < 4 \text{ cm} \Rightarrow$ L'axe neutre tombe dans la table de compression.

Le moment d'inertie:

$$I_G = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta A'(y - c') + \eta A(d - y)^2.$$

$$I_G = \frac{65}{3} y^3 + \eta A(d - y)^2.$$

$$I_G = \frac{65}{3} (3,27)^3 + 15 \times 1,57 \cdot (18 - 3,27)^2 = 5867,30 \text{ cm}^4 .$$

IV.5.3.3-Calcul des contraintes :

a- Contrainte maximale dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} \cdot y = \frac{7,81 \times 10^3}{5867,30} \times 3,27 = 4,35 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 4,35 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition} \dots \text{vérifiée} .$$

Lorsque la fissuration est peu préjudiciable, il n'est pas nécessaire de vérifier la

Contrainte maximale dans l'acier tendu σ_{st} .

b-Contrainte de cisaillement :(effort tranchant) :

L'effort tranchant maximal $T_{max}=14,63 \text{ KN}$.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{14,63 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,18} = 0,68 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable:

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,68 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition} \text{ vérifiée}$$

On utilise des étriers perpendiculaires à la ligne moyenne.

Les armatures transversales A_t :

$$\Phi_t \leq \min(h / 35; b_0 / 10; \Phi_L) \text{ en "mm"}$$

c. Diamètre : $\Phi_t \leq \min(200 / 35; 120 / 10; 10) = 5,71 \approx 6 \text{ mm.}$

on adopte : $\Phi_t = 6 \text{ mm.}$

d.Calcul des espacements :

$$\left. \begin{aligned} St &\leq \min(0,9 \cdot d ; 40 \text{ cm}) \\ St &\leq \min(16,2 ; 40 \text{ cm}) \end{aligned} \right\} St \leq 16,20 \text{ cm}$$

e. La section des armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot st} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u (h/2) - 0,3k \cdot f_{tj}^*}{0,9 \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha)} \dots\dots\dots (*)$$

$k=1$ (fissuration non préjudiciable)

$$f_{ij}^* = \min(2,1; 3,3 \text{ Mpa}) = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin\alpha + \cos \alpha = 1$$

$$f_e = 235 \text{ Mpa} ; \delta_s = 1,15$$

$$D'o\grave{u}: \tau_u(h/2) = \frac{T_u(h/2)}{b_0 \cdot d}$$

On calcule la valeur de l'effort tranchant $T_u(h/2)$ par la méthode des triangles semblables.

$$\frac{T_{max}}{X} = \frac{T_u(h/2)}{X - (h/2)} \Rightarrow T_u(h/2) = \frac{T_{max} \cdot [X - (h/2)]}{X}$$

- On calcule la distance "X":

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_w - M_e}{q \cdot L}$$

$$X = 4,50/2 + (7,48 - 7,48)/5,91 \cdot 4,50 = 1,81 \text{ m}$$

$$h/2 = 0,2/2 = 0,1 \text{ m}$$

$$X - (h/2) = 2,25 - 0,1 = 2,15 \text{ m}$$

$$Donc: T_u(h/2) = (14,63 \times 2,15) / 2,25 = 10,30 \text{ KN}$$

$$T_u(h/2) = 13,98 \text{ KN}$$

$$D'o\grave{u}: \tau_u(h/2) = (13,98 \cdot 10^{-3}) / (0,12 \times 0,18) = 0,65 \text{ MPa}$$

$$\tau_u(h/2) = 0,65 \text{ MPa}$$

$$(*) \Rightarrow \left(\frac{At}{s_t} \right)_{cal} \geq \frac{(0,65 - 0,3 \cdot 1,2,1) \cdot 12}{0,9 \cdot 1,15} = 0,0165 \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$$

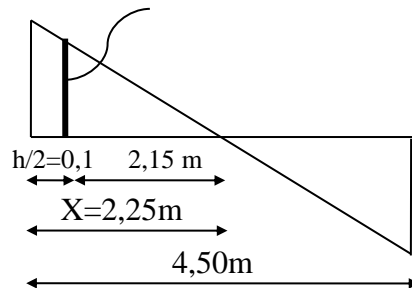
Donc nous n'allons pas prendre en considération de la valeur négative.

f-Pourcentage minimal des armatures transversales :

$$\frac{At \times f_e}{b_0 \times s_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u(h/2)}{2}; 0,4 \text{ Mpa} \right)$$

$$\frac{At \times f_e}{b \times s_t} \geq \max \left(\frac{0,48}{2}; 0,4 \text{ Mpa} \right) = 0,4 \text{ Mpa}$$

$$T_{max} = 14,63 \text{ KN} \quad T_u(h/2) ?$$



$$\left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{\min} \geq \frac{0,4 \times b_0}{f_e} = \frac{0,4 \times 12}{235} = 0,02 \text{ cm} \dots \dots \dots (2)$$

On prend le max entre (1) et (2) $\Rightarrow \left(\frac{A_t}{S_t}\right) \geq 0,02 \text{ cm}$, on prend $S_t=15 \text{ cm}$

$$\Rightarrow A_t \geq 0,02 \cdot 15 = 0,30 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{choix } \begin{cases} 2\phi 6 = 0,56 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

-Zone nodale :

$$S_t \leq \min (10\Phi_L ; 15\text{cm})$$

$$S_t \leq 10\text{cm}$$

-Zone courante:

$$S_t \leq 15\text{cm}$$

$$S_t = 15\text{cm}$$

On adopte $\begin{cases} S_t = 10\text{cm} & \text{Zone nodale.} \\ S_t = 15\text{cm} & \text{Zone courante.} \end{cases}$

g. Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$$T_u = 14,63 \text{ KN}$$

$$M_{\text{appui}} = 7,48 \text{ KN.m}$$

$$F_u = \frac{M_{\text{appui}}}{z} = \frac{7,48}{0,9 \cdot 18 \cdot 10^{-2}} = 46,17 \text{ KN} > T_u = 14,63 \text{ KN}$$

Les armatures longitudinales inférieures ne sont pas soumises à un effort de traction.

h. Compression de la bille d'about :

La contrainte de compression dans la bielle est:

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} \quad \text{Avec} \quad \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab_0}{\sqrt{2}} \end{cases}$$

$$\text{D'où } \bar{\sigma}_b = \frac{2T}{ab_0}$$

a : longueur d'appui de la bielle

On doit avoir $\bar{\sigma}_b < f_{c28}/\gamma_b$

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la bielle est légèrement différente de 45° donc on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_b \leq (0,8.f_{c28})/\gamma_b$$

$$\frac{2T}{a.b_0} \leq \frac{0,85.f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,8.b_0.f_{c28}}$$

$$\Rightarrow a \geq \frac{2 \times 14,63 \times 1,5}{0,8 \times 12 \times 25 \times 10} = 0,018m = 1,80 \text{ cm}$$

$a = \min(a' ; 0,9.d)$

$a = \min(31\text{cm}; 16,2\text{cm}) = 16,2 \text{ cm} > 1,80 \text{ cm} \dots \dots \dots$ condition vérifiée.

i. Entraînement des armatures :

-Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{u_{ser}} = T/0,9d.\mu.n \leq \bar{\tau}_{u_{ser}} = \psi_s . f_{t28}$$

$$\tau_{u_{ser}} = 14,63 \times 10^3 / 0,9 \times 18 \times 3,14 \times 3 \times 10^2 = 0,96 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_{u_{ser}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa}$$

$\tau_{u_{ser}} = 0,96 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_{u_{ser}} = 3,15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots$ condition vérifiée.

-Ancrage des armatures tendues :

La contrainte d'adhérence τ_s est supposée constante est égale à la valeur limite ultime.

$$\tau_s = 0,6.\psi_s^2 . f_{t28} = 0,6 (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa.}$$

La longueur de scellement droit $L_s = \phi f_c / 4\tau_s$.

ϕ : Diamètre d'une barre égale 1,00cm

$$L_s = 1,00 \times 400 / 4 \times 2,835 = 35,27 \text{ cm.}$$

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre $b = 30\text{cm}$

Nous sommes obligés de courber les armatures de telle sorte que

$$r = 5,5\phi = 5,5 \times 1,00 = 5,5 \text{ cm.}$$

j. Vérification de la flèche :

Il faut que les conditions suivantes soient vérifiées:

$$\left\{ \begin{array}{l} \left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \right) \Rightarrow \left(\frac{20}{450} = 0,0444 \geq 0,0444 \right) \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ \left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15 \cdot M_{0ser}} \right) \Rightarrow \left(\frac{20}{450} = 0,0444 < \frac{7,81}{15 \times 5,41} = 0,0962 \right) \dots\dots \text{condition vérifiée} \\ \left(\frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3,6}{f_e} \right) \Rightarrow \left(\frac{2,36}{12 \times 18} = 0,0109 > \frac{3,6}{400} = 0,009 \right) \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée} \end{array} \right.$$

La 2^{ème} et 3^{ème} condition n'est pas vérifiée, on procédera donc au calcul de la flèche.

On va calculer:

$$F_i = \frac{M_i \cdot L^2}{10 E_i \cdot I_{f_i}} ; F_v = \frac{M_v \cdot L^2}{10 E_v \cdot I_{f_v}}$$

F_i: flèche due aux charges de faible durée d'application.

F_v: flèche due aux charges de longue durée d'application

Avec: $E_i = 11000(f_{c28})^{1/3} = 32164,2 \text{ MPa}$

$E_v = 3700(f_{c28})^{1/3} = 10818,86 \text{ MPa}$

$$I_{f_i} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_i} ; I_{f_v} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu_g}$$

I₀ : moment d'inertie de la section totale rendue homogène /à l'axe passant par son C.D.G

I_{f_i} : moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.

I_{f_v} : moment d'inertie fictif pour les déformations de longue durée.

-Détermination du centre de gravité :

$$y_G = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i} = \frac{(b \cdot h_0) \cdot (h_0/2 + h - h_0) + [(h - h_0) b_0 \cdot (h - h_0)/2] + \eta \cdot A_s \cdot c}{(b \cdot h_0) + (h - h_0) b_0 + \eta \cdot A_s}$$

$$y_G = \frac{(65 \times 4)(2 + 20 - 4) + [(20 - 4) \cdot 12 \cdot (20 - 4)/2] + 15 \times 2,36 \times 2}{(65 \times 4) + (20 - 4) \cdot 12 + 15 \times 2,36}$$

$y_G = 12,90 \text{ cm}$

-Détermination du moment d'inertie:

$$I_g = \frac{by_G^3}{3} - \frac{(b-b_0)(y_G-h_0)^3}{3} + \frac{b_0(h_t-y_G)^3}{3} + 15A_s(d-y_G)^2$$

$$I_g = \frac{65.(12,90)^3}{3} - \frac{(65-12).(12,90-4)^3}{3} + \frac{12.(20-12,90)^3}{3} + 15 \times 2,26.(18-12,90)^2$$

$$I_g = 36409,55 \text{ cm}^4$$

-Charges prises en comptes :

1-charge avant mise de revêtement : $j = 2,8 \times 0,65 = 1,82 \text{ KN/m}$.

2-charge après mise de revêtement : $G = 5,06 \times 0,65 = 3,29 \text{ KN/m}$

3-charge total à l'E.L.S : $P = (G+Q)$: $P = (5,06+1,50) \times 0,65 = 4,26 \text{ KN/m}$

-Calcul des moments correspondants :

$$M_j = 0,85.J.L^2/8 = 0,85.1,82.(4,50)^2/8 = 3,92 \text{ KN.m}$$

$$M_G = 0,85.G.L^2/8 = 0,85.3,29.(4,50)^2/8 = 7,08 \text{ KN.m}$$

$$M_p = 0,85.P.L^2/8 = 0,85.4,26.(4,50)^2/8 = 9,17 \text{ KN.m}$$

-calcul des contraintes:

$$\sigma_{sj} = \frac{M_j}{A_s.Z} = \frac{3,92 \times 10^3}{2,36 \times 0,9 \times 18} = 102,53 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sg} = \frac{M_G}{A_s.Z} = \frac{7,08 \times 10^3}{2,36 \times 0,9 \times 18} = 185,18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{M_p}{A_s.Z} = \frac{9,17 \times 10^3}{2,36 \times 0,9 \times 18} = 239,85 \text{ MPa}$$

-Calcul des coefficients :

$f; \lambda_i; \lambda_v$

$$f = \frac{A_s}{b_0.d} = \frac{2,36}{12.18} = 0,0109$$

$$\lambda_i = \frac{0,05.f_{t28}}{(2+3.b_0/b).f} = \frac{0,05.2,1}{(2+3 \times 12/65) \times 0,0109} = 3,77.$$

$$\lambda_v = (2/5).\lambda_i = (2/5).3,77 = 1,508.$$

-Calcul des coefficients (μ_i) :

$$\diamond \mu_i = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{(4 \cdot f \cdot \sigma_{si}) + f_{t28}}$$

$$* \mu_j = 1 - [(1,75 \times 2,1) / (4 \times 0,0109 \times 102,53) + 2,1] = 0,440$$

$$* \mu_G = 1 - [(1,75 \times 2,1) / (4 \times 0,0109 \times 185,18) + 2,1] = 0,638$$

$$* \mu_P = 1 - [(1,75 \times 2,1) / (4 \times 0,0109 \times 239,95) + 2,1] = 0,707$$

-Calcul des moments d'inertie après fissuration :

$$I_{Fi} = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_i)}; I_0 = I_G = 365405,64 \text{ cm}^4.$$

$$I_{Fj} = \frac{1,1 \times 36405,64}{(1 + 3,77 \times 0,440)} = 15061,75 \text{ m}^4.$$

$$I_{FG} = \frac{1,1 \times 36405,64}{(1 + 3,77 \times 0,638)} = 11760,10 \text{ cm}^4.$$

$$I_{FP} = \frac{1,1 \times 36405,64}{(1 + 3,77 \times 0,707)} = 10925,50 \text{ cm}^4.$$

$$I_{FV} = \frac{1,1 \times 36405,64}{(1 + 1,508 \times 0,638)} = 20409,82 \text{ cm}^4.$$

-Calcul des valeurs de la flèche correspondantes:

$$F_i = \frac{M_i L^2}{10 E_i \cdot I_{Fi}}$$

$$.F_{ij} = \frac{3,92 \times (4,50)^2 \times 10^7}{(10 \times 32164,2 \times 15061,75)} = 0,163 \text{ cm.}$$

$$F_{ig} = \frac{7,08 \times (4,50)^2 \times 10^7}{(10 \times 32164,2 \times 11760,10)} = 0,380 \text{ cm.}$$

$$F_{ip} = \frac{9,17 \times (4,50)^2 \times 10^7}{(10 \times 32164,2 \times 10925,50)} = 0,528 \text{ cm.}$$

$$F_{vg} = \frac{7,08 \times (4,50)^2 \times 10^7}{(10 \times 10818,86 \times 20409,82)} = 0,649 \text{ cm.}$$

$$F_{\text{total}} = F_{vg} - F_{ij} + F_{ip} - F_{ig}.$$

$$F_{\text{total}} = 0,649 - 0,163 + 0,528 - 0,380 = 0,634 \text{ cm}$$

$$F_{total} = 0,634 \text{ cm}$$

$$F_{adm} = L/500 = 450/500 = 0,90 \text{ cm.}$$

$$F_{adm} = 0,90 \text{ cm}$$

$$F_{total} = 0,634 \text{ cm} < F_{adm} = 0,90 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

IV.5.4-Plancher terrasse:

Pour le calcul de ferrailage on prend les sollicitations maximales suivantes:

$$E.L.U \begin{cases} M_{travée_{max}} = 7,47 \text{ KN.m} \\ M_{appui_{max}} = 13,12 \text{ KN.m} \\ T_{max} = 15,55 \text{ KN} \end{cases}$$

IV.5.4.1-Calcul des armatures longitudinales à (l'E.L.U):

❖ **En travée :**

Dans l'étude d'une section en T, il est nécessaire de savoir si la partie comprimée intéresse la table de compression ou si elle intéresse également la nervure

On calcul le moment équilibre par la table

$$M_t = b \times h_0 \times f_{bc} (d - h_0/2) = 65 \times 4 \times 14,17 (18 - 4/2) \times 10^{-3} = 58,95 \text{ KN.m}$$

$$M_{tmax} = 7,47 \text{ KN.m} < 58,95 \text{ KN.m}$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire de dimension (b x ht) = (65 x 20) cm² soumise à M_{tmax} = 7,47 KN.m

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{7,47 \times 10^3}{14,17 \times (18)^2 \cdot 65} = 0,025 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,025 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,9875$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{7,47 \times 10^3}{0,9875 \times 18 \times 348} = 1,21 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité (section en T):

$$A_{\min} = \frac{I}{0,81 \cdot ht \cdot V'} \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{15474,42}{0,81 \cdot 20 \cdot 13,75} \cdot \frac{2,1}{400} = 0,36 \text{ cm}^2$$

Donc: $A_{s\text{cal}}=1,21\text{cm}^2 > A_{\min}=0,36 \text{ cm}^2$condition vérifiée.

Le choix: 3T10 = 2,36 cm².

❖ **sur appuis:**

La section de calcul est une section rectangulaire de dimension (b₀ xh) = (12x20) cm²

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{13,12 \times 10^3}{14,17 \times (18)^2 \times 12} = 0,238 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,238 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,862$$

$$A_s = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{13,12 \times 10^3}{0,862 \times 18 \times 348} = 2,43 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité (section en T):

$$A_{\min} = \frac{I}{0,81 \cdot ht \cdot V'} \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = \frac{15474,42}{0,81 \times 20 \times 6,25} \cdot \frac{2,1}{400} = 0,80 \text{ cm}^2$$

Donc: $A_{s\text{cal}}=2,43\text{cm}^2 > A_{\min} = 0,80 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

Le choix: 3T12 =3,39 cm².

IV.5.4.2 Vérification des contraintes à L'E.L.S :

$$M_{\text{ser}} = 5,76\text{KN.m}$$

-Position de l'axe neutre :

Soit «y» la distance entre le centre de gravité de la section homogène «S» et la fibre la plus comprimée.

$$\frac{by^2}{2} + \eta A'(y - c') - \eta A(d - y) = 0.$$

$$b = 65\text{cm} ; \eta = 15 ; A' = 0 , A = 2,36\text{cm}^2.$$

$$32,5.y^2 - 15 \times 2,36 \cdot (d - y) = 0$$

$$\Rightarrow y = 3,92 \text{ cm}$$

$y = 3,92 \text{ cm} < 4 \text{ cm} \Rightarrow$ L'axe neutre tombe dans la table de compression

Le moment d'inertie:

$$I_G = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta A' (y - c') + \eta A (d - y)^2.$$

$$I_G = \frac{65}{3} y^3 + \eta A (d - y)^2.$$

$$I_G = \frac{65}{3} (3,92)^3 + 15 \cdot 2,36 \cdot (18 - 3,92)^2 = 8323,04 \text{ cm}^4.$$

IV.5.4.3-Calcul des contraintes :

a. Contrainte maximale dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} \cdot y = \frac{5,76 \times 10^3}{8323,04} \cdot 3,92 = 2,71 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 2,71 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

b. Contrainte maximale dans l'acier tendue σ_{st} :

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser} \cdot (d - y)}{I} = 15 \frac{5,76 (18 - 3,92) \times 10^3}{8323,04} = 146,16 \text{ MPa}.$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(2/3 \cdot f_e ; 110 \sqrt{n \cdot f_{tj}}) \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{..fissuration préjudiciable}$$

$$\sigma_{st} = 146,16 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 202 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{.condition vérifiée}$$

c. Contrainte de cisaillement :(effort tranchant)

L'effort tranchant maximal $T_{max} = 15,55 \text{ KN}$.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{15,55 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,18} = 0,72 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable:

$$\bar{\tau}_u = \min(0,10 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = 0,72 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

On utilise des étriers perpendiculaires à la ligne moyenne

d. Les armatures transversales At:

$$\Phi_t \leq \min(h/35; b_0/10; \Phi_L) \text{ en " mm"}$$

Diamètre: $\Phi_t \leq \min(200/35 ; 120/10; 8) = 5,71 \approx 6\text{mm.}$

on adopte : $\Phi_t = 6\text{mm.}$

e. Calcul des espacements :

$$\left. \begin{aligned} St &\leq \min (0,9d ; 40\text{cm}) \\ St &\leq \min (16,2 ; 40\text{cm}) \end{aligned} \right\} St \leq 16,20 \text{ cm}$$

f. La section des armatures transversales :

$$\frac{At}{b_0 \cdot st} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u (h/2) - 0,3k \cdot f_{ij}^*}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \dots\dots\dots(*)$$

k=1 (fissuration préjudiciable)

$$f_{ij}^* = \min (2,1; 3,3 \text{ Mpa}) = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$\alpha=90^\circ \Rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1 ; f_e=235\text{Mpa} ; \delta_s=1,15$$

$$D'où: \tau_u (h/2) = \frac{T_u (h/2)}{b_0 \cdot d}$$

On calcul la valeur de l'effort tranchant $T_u (h/2)$ par la méthode des triangles semblables.

$$\frac{T_{max}}{X} = \frac{T_u (h/2)}{X - (h/2)} \Rightarrow T_u (h/2) = \frac{T_{max} \cdot [X - (h/2)]}{X}$$

- On calcul la distance "X":

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_w - M_e}{q \cdot L}$$

$$X = 4,50/2 + (13,12 - 3,12)/6,16 \times 4,50 = 0,44 \text{ m}$$

$$h/2 = 0,2/2 = 0,1 \text{ m}$$

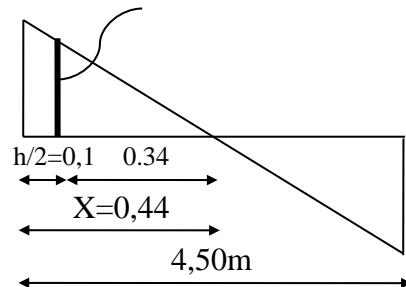
$$X - (h/2) = 0,44 - 0,1 = 0,34 \text{ m}$$

$$\text{Donc: } T_u (h/2) = 15,55 \times 0,34 / 0,44 = 12,02 \text{ KN}$$

$T_u (h/2) = 12,02 \text{ KN}$

$$D'où: \tau_u (h/2) = (12,02 \times 10^{-3}) / (0,12 \cdot 0,18) = 0,56 \text{ MPa}$$

$T_{max} = 15,55 \text{ KN} \quad T_u (h/2) ?$



$$\tau_u (h/2) = 0,56 \text{ MPa}$$

$$(*) \Rightarrow \left(\frac{At}{S_t} \right)_{cal} \geq \frac{(0,56 - 0,3 \times 1 \times 2,1) \cdot 12}{0,9 \cdot 1 \cdot \frac{235}{1,15}} = -4,57 \times 10^{-3} \text{ cm} \dots \dots (1)$$

Nous n'allons pas prendre en compte de la valeur négative.

g. Pourcentage minimal des armatures transversales :

$$\frac{At \times f_e}{b_0 \times s_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u (h/2)}{2}; 0,4 \text{ Mpa} \right)$$

$$\frac{At \times f_e}{b \times s_t} \geq \max \left(\frac{0,56}{2}; 0,4 \text{ Mpa} \right) = 0,4 \text{ Mpa}$$

$$\left(\frac{At}{S_t} \right)_{min} \geq \frac{0,4 \times b_0}{f_e} = \frac{0,4 \times 12}{235} = 0,020 \text{ cm} \dots \dots (2)$$

On prend le max entre (1) et (2) $\Rightarrow \left(\frac{At}{S_t} \right) \geq 0,020 \text{ cm}$, on prend $S_t = 15 \text{ cm}$

$$\Rightarrow At \geq 0,02 \cdot 15 = 0,306 \text{ cm}^2 \Rightarrow \begin{cases} 2\phi 6 = 0,56 \text{ cm}^2/ml \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

-Zone nodale :

$$S_t \leq \min (10\Phi_L; 15\text{cm})$$

$$S_t \leq 10\text{cm}$$

-Zone courante:

$$S_t \leq 15\text{cm}$$

$$S_t = 15\text{cm}$$

On adopte $\begin{cases} S_t = 10\text{cm} & \text{Zone nodale.} \\ S_t = 15\text{cm} & \text{Zone courante.} \end{cases}$

h. Ancrage des armatures aux niveaux des appuis .:

$$T_u = 15,55 \text{ KN}$$

$$M_{appui} = 13,12 \text{ KN.m}$$

$$F_u = \frac{M_{appui}}{z} = \frac{13,12}{0,9 \times 18 \times 10^{-2}} = 80,99 \text{ KN} > T_u = 15,55 \text{ KN}$$

Les armatures longitudinales inférieures ne sont pas soumises à un effort de traction.

i. Compression de la bille d'about :

La contrainte de compression dans la biellette est:

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} \quad \text{Avec} \quad \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab_0}{\sqrt{2}} \end{cases}$$

D'où $\bar{\sigma}_b = \frac{2T}{ab_0}$

a: longueur d'appui de la biellette

On doit avoir $\bar{\sigma}_b < f_{c28}/\gamma_b$

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la biellette est légèrement différente de 45° donc on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_b \leq 0,8f_{c28}/\gamma_b$$

$$\frac{2T}{a \cdot b_0} \leq \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,8 \cdot b_0 \cdot f_{c28}}$$

$$\Rightarrow a \geq \frac{2 \times 15,55 \times 1,5}{0,8 \times 12 \times 25 \times 10} = 0,019m = 1,90 \text{ cm}$$

a = min (a' ; 0,9 d)

a = min (31cm; 16,2cm) = 16,2 cm > 1,40 cm.....condition vérifiée.

j. Entraînement des armatures :

-Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{u,ser} = T/0,9d \cdot \mu \cdot n \leq \bar{\tau}_{u,ser} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

$$\tau_{u,ser} = 15,55 \times 10^3 / 0,9 \times 18 \times 3,14 \times 3 \times 10^2 = 1,02 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_{u,ser} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa}$$

$\tau_{u,ser} = 1,02 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_{u,ser} = 3,15 \text{ Mpa}$condition vérifiée

-Ancrage des armatures tendues :

La contrainte d'adhérence τ_s est supposée constante est égale à la valeur limite ultime.

$$\tau_s = 0,6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa.}$$

La longueur de scellement droit $L_s = \phi f_e / 4\tau_s$.

$$L_s = 1.400 / 4 \times 2,835 = 35,27 \text{ cm.}$$

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre $b = 35\text{cm}$

Nous sommes obligés de courber les armatures de telle sorte que :

$$r = 5,5\phi = 5,5 \cdot 1 = 5,5 \text{ cm.}$$

k. Vérification de la flèche :

Il faut que les conditions suivantes soient vérifiées:

$$\left\{ \begin{array}{l} \left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \right) \Rightarrow \left(\frac{20}{450} = 0,0444 \geq 0,0444 \right) \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.} \\ \left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15 \cdot M_{0ser}} \right) \Rightarrow \left(\frac{20}{450} = 0,0444 > \frac{5,76}{15 \times 10,03} = 0,0382 \right) \dots\dots \text{condition vérifiée} \\ \left(\frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3,6}{f_e} \right) \Rightarrow \left(\frac{2,36}{12,18} = 0,0109 > \frac{3,6}{400} = 0,009 \right) \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée} \end{array} \right.$$

. La 3^{ème} condition n'est pas vérifiée, on procédera donc au calcul de la flèche.

On va calculer:

$$F_i = \frac{M_i \cdot L^2}{10 E_i \cdot I_{f_i}} ; F_v = \frac{M_v \cdot L^2}{10 E_v \cdot I_{f_v}}$$

F_i : flèche due aux charges de faible durée d'application.

F_v : flèche due aux charges de longue durée d'application

Avec: $E_i = 11000 (f_{c28})^{1/3} = 32164,2 \text{ Mpa}$

$E_v = 3700 (f_{c28})^{1/3} = 10818,86 \text{ Mpa}$

$$I_{f_i} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_i} ; I_{f_v} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu_g}$$

I_0 : moment d'inertie de la section totale rendue homogène /à l'axe passant par son C.D.G

I_{f_i} : moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.

I_{f_v} : moment d'inertie fictif pour les déformations de longue durée.

-Détermination du centre de gravité :

$$y_G = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i} = \frac{(b \cdot h_0) \cdot (h_0/2 + h - h_0) + [(h - h_0) b_0 \cdot (h - h_0)/2] + \eta \cdot A_s \cdot c}{(b \cdot h_0) + (h - h_0) b_0 + \eta \cdot A_s}$$

$$y_G = \frac{(65 \times 4)(2 + 20 - 4) + [(20 - 4) \cdot 12 \cdot (20 - 4)/2] + 15 \times 2,36 \times 2}{(65 \times 4) + (20 - 4) \cdot 12 + 15 \times 2,36}$$

$$y_G = 12,90 \text{ cm.}$$

-Détermination du moment d'inertie:

$$I_{eg} = \frac{b y_G^3}{3} - \frac{(b - b_0)(y_G - h_0)^3}{3} + \frac{b_0 (h_t - y_G)^3}{3} + 15 A_s (d - y_G)^2$$

$$I_{eg} = \frac{65 \cdot (12,90)^3}{3} - \frac{(65 - 12) \cdot (12,90 - 4)^3}{3} + \frac{12 \cdot (20 - 12,90)^3}{3} + 15 \cdot 2,36 \cdot (18 - 12,90)^2$$

$$I_{eg} = 36409,55 \text{ cm}^4$$

-Charges prises en comptes :

1-charge avant mise de revêtement : $j = 2,8 \times 0,65 = 1,82 \text{ KN/m.}$

2-charge après mise de revêtement : $G = 6,28 \times 0,65 = 4,08 \text{ KN/m}$

3-charge total à l'E.L.S : $P = (G+Q): P = (6,28+1,00) \times 0,65 = 4,73 \text{ KN/m}$

-Calcul des moments correspondants :

$$M_j = 0,85 \cdot j \cdot L^2/8 = 0,85 \times 1,82 \cdot (4,50)^2/8 = 3,91 \text{ KN.m}$$

$$M_G = 0,85 \cdot G \cdot L^2/8 = 0,85 \times 4,08 \cdot (4,50)^2/8 = 8,78 \text{ KN.m}$$

$$M_p = 0,85 \cdot P \cdot L^2/8 = 0,85 \times 4,73 \times (4,50)^2/8 = 10,17 \text{ KN.m}$$

-calcul des contraintes:

$$\sigma_{sj} = \frac{M_j}{A_s \cdot Z} = \frac{3,91 \times 10^3}{2,36 \times 0,9 \cdot 18} = 102,27 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sg} = \frac{M_G}{A_s \cdot Z} = \frac{8,78 \times 10^3}{2,36 \times 0,9 \times 18} = 229,65 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{M_p}{A_s \cdot Z} = \frac{10,17 \times 10^3}{2,36 \times 0,9 \cdot 18} = 266,01 \text{ MPa}$$

-Calcul des coefficients:

$$(f; \lambda_i; \lambda_v)$$

$$f = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{2,36}{12 \cdot 18} = 0,0109$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \cdot b_0/b) \cdot f} = \frac{0,05 \cdot 2,1}{(2 + 3 \cdot 12/65) \cdot 0,0109} = 3,77.$$

$$\lambda_v = (2/5) \cdot \lambda_i = (2/5) \cdot 3,77 = 1,51.$$

-Calcul des coefficients (μ_i) :

$$\mu_i = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{(4 \cdot f \cdot \sigma_{si}) + f_{t28}}$$

$$* \mu_j = 1 - [(1,75 \cdot 2,1) / (4 \times 0,0109 \times 102,27) + 2,1] = 0,44$$

$$* \mu_G = 1 - [(1,75 \cdot 2,1) / (4 \times 0,0109 \times 229,65) + 2,1] = 0,70$$

$$* \mu_p = 1 - [(1,75 \cdot 2,1) / (4 \times 0,0109 \times 266,01) + 2,1] = 0,73$$

-Calcul des moments d'inertie après fissuration :

$$I_{Fi} = \frac{1,1 \times I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_i)}; I_0 = I_G = 36409,55 \text{ cm}^4.$$

$$I_{Fj} = \frac{1,1 \times 36409,55}{(1 + 3,77 \times 0,44)} = 15063,38 \text{ cm}^4$$

$$I_{FG} = \frac{1,1 \times 36409,55}{(1 + 3,77 \times 0,70)} = 11005,91 \text{ cm}^4$$

$$I_{FP} = \frac{1,1 \times 36409,55}{(1 + 3,77 \times 0,73)} = 10674,16 \text{ cm}^4$$

$$I_{Fv} = \frac{1,1 \times 36409,55}{(1 + 1,51 \times 0,70)} = 19470,03 \text{ cm}^4$$

-Calcul des valeurs de la flèche correspondantes:

$$F_i = \frac{M_i \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{Fi}}$$

$$F_{ij} = \frac{3,91 \times (4,50)^2 \times 10^7}{(10 \times 32164,2 \times 15063,38)} = 0,16 \text{ cm.}$$

$$F_{ig} = \frac{8,78 \times (4,50)^2 \times 10^7}{(10 \times 32164,2 \times 11005,91)} = 0,58 \text{ cm.}$$

$$F_{ip} = \frac{10,17 \times (4,50)^2 \times 10^7}{(10 \times 32164,2 \times 10674,16)} = 0,59 \text{ cm.}$$

$$F_{vg} = \frac{8,78 \times (4,50)^2 \times 10^7}{(10 \times 10818,86 \times 19470,03)} = 0,84 \text{ cm.}$$

$$F_{\text{total}} = F_{vg} - F_{ij} + F_{ip} - F_{ig}.$$

$$F_{\text{total}} = 0,84 - 0,58 + 0,59 - 0,58 = 0,27 \text{ cm}$$

$$F_{adm} = L/500 = 450/500 = 0,90\text{cm.}$$

$F_{total} = 0,27 \text{ cm} < F_{adm} = 0,90 \text{ cm}$ condition vérifier.

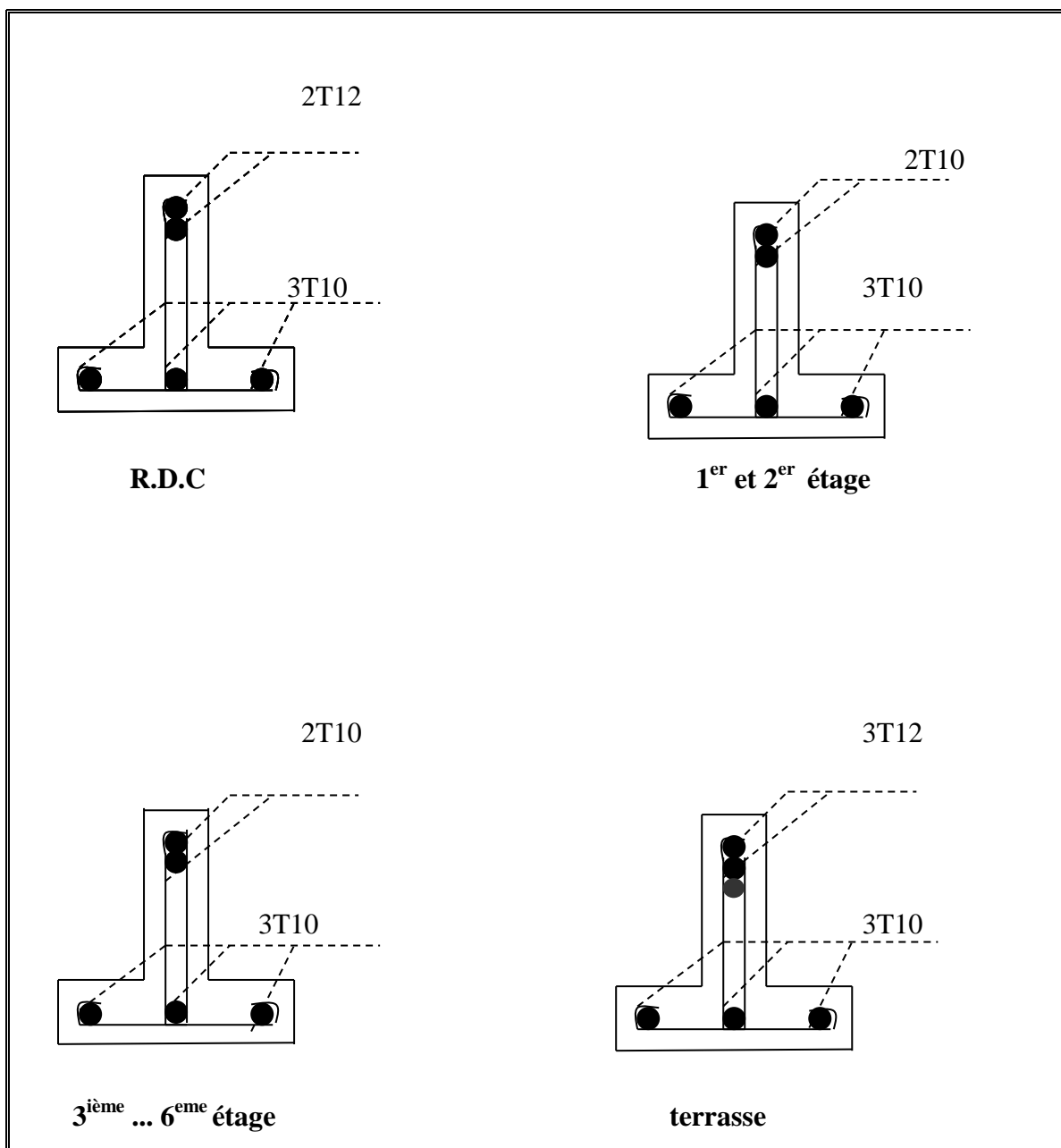


Figure IV.6 – Dessin de ferrailage des poutrelles :

IV.5.5 calcul de ferrailage de la dalle de compression :

La dalle doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm, elle est armée d'un quadrillage de barres, les dimensions de la maille ne doivent pas dépasser :

20cm (5.par m) pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.

33cm (3.par m) pour les armatures parallèles aux poutrelles

❖ section minimale des armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} \geq 200/f_e \quad (\text{cm}^2/\text{ml}) \quad \text{si } l \leq 50\text{cm}$$

$$A_{\perp} \geq 4l/f_e \quad (\text{cm}^2/\text{ml}) \quad \text{si } 50\text{cm} \leq l \leq 80\text{cm}$$

Avec l : l'écartement entre axe des nervures

❖ section minimale des armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{//} \geq A_{\perp}/2$$

$$L = 0,65 \text{ m}$$

$$f_e = 215 \text{ Mpa}$$

$$50\text{cm} \leq l = 65 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm} \rightarrow A_{\perp} \geq 4 \times 65 / 215 = 1,21 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On prend } A_{\perp} = 5 \phi 8 = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{//} \geq 2,51/2 = 1,26 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{on prend } A_{//} = 5 \phi 8 = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend un quadrillage de section $5 \phi 8$ avec un espacement de 20

- 33 cm (3 par mètre) pour les armatures parallèle aux poutrelles.

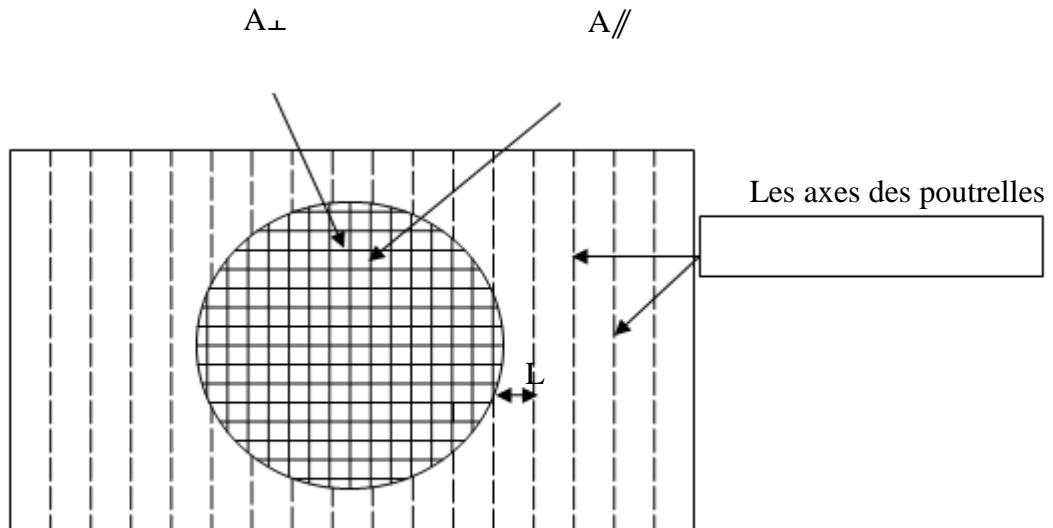


Figure IV.7 – Dessin de ferrailage de la dalle de compression :

IV.6.-Calcul de la dalle pleine:

La dalle pleine à une forme irrégulière représentée par le schéma suivant :

à L'ELU :

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = 10.36 \text{ KN/m}^2$$

à L'ELS :

$$Q_{ser} = G + Q = 7.51 \text{ KN/m}^2$$

IV.6.1 Sollicitations :

Les valeurs des moments fléchissent et les efforts tranchants

Ainsi les déplacements max sont faits par logiciel **SOCOTEC**

Qu'il est basé à la méthode des éléments finis

Résultats obtenues :

à L'ELU :

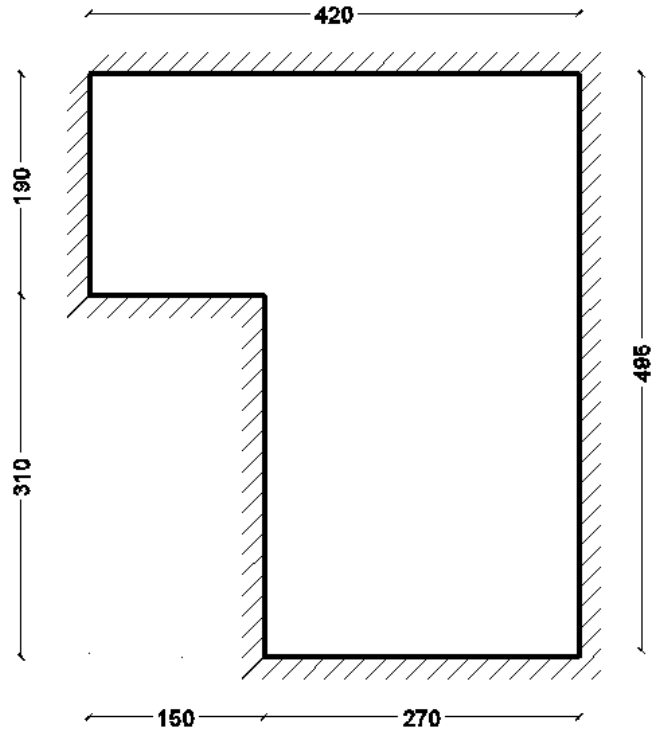
Sens Lx : $\begin{cases} Ma = 7.12 \text{ KN.m} \\ Mt = 2.94 \text{ KN.m} \\ Tu = 23.13 \text{ KN} \end{cases}$

Sens Ly : $\begin{cases} Ma = 4.66 \text{ KN.m} \\ Mt = 1.83 \text{ KN.m} \\ Tu = 31.47 \text{ KN} \end{cases}$

à L'ELS :

Sens Lx : $\begin{cases} Ma = 4.34 \text{ KN.m} \\ Mt = 2.14 \text{ KN.m} \\ \delta_{\max} = 0,030 \text{ cm} \end{cases}$

Sens Ly : $\begin{cases} Ma = 3.38 \text{ KN.m} \\ Mt = 1,33 \text{ KN.m} \\ \delta_{\max} = 0,030 \text{ cm} \end{cases}$



IV.6.2-Les valeurs maximales à respecter des moments:

il faut que la condition suivante soit satisfaite :

$(M_{ly} \geq M_{lx} / 4)$

$(M_{ly} \geq M_{lx} / 4) \Leftrightarrow (1,83 \geq 2,94 / 4)$

$\Leftrightarrow (1,83 > 0,735 \text{ KN.m}) \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

IV.6.3.Calcul de ferrailage:

A L'ELU :

Pour une bande de 1m de largeur (b=100 cm; d = 0,9 h = 0,9 ×15 =13,5 cm)

❖ Les armatures inférieures (en travée) :

• Sens Lx :

$M_{lx} = 5,6 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{2,94 \times 10^3}{14,17 \times (13,5)^2 \times 100} = 0,011 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,011 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,9945$$

$$A_{sx} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{2,94 \times 10^3}{0,9945 \times 13,5 \times 348} = 0,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Sens Ly :

$$M_{ty} = 1,83 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{1,83 \times 10^3}{14,17 \times (13,5)^2 \times 100} = 0,007 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,007 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,9965$$

$$A_{sy} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{1,83 \times 10^3}{0,9965 \times 13,5 \times 348} = 0,390 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

❖ Les armatures supérieures (sur appui):

- Sens Lx :

$$M_{ax} = 7,12 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{7,12 \times 10^3}{14,17 \times (13,5)^2 \times 100} = 0,028 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,028 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,986$$

$$A_{sx} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{7,12 \times 10^3}{0,986 \times 13,5 \times 348} = 1,54 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Sens Ly :

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

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{4,66 \times 10^3}{14,17 \cdot (13,5)^2 \times 100} = 0,018 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,018 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,991$$

$$A_{sy} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{4,66 \times 10^3}{0,991 \times 13,5 \times 348} = 1,00 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

-Pourcentage minimal des armatures :

- Sens Ly :

$$A_{y \min} (\text{cm}^2/\text{ml}) = 0,8 \cdot h_0 \quad (\text{feE400})$$

$$A_{y \min} = 8 \times 0,15 = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• **Sens Lx :**

$$A_{x \min} (\text{cm}^2/\text{ml}) = A_{y \min} \cdot \frac{3-\alpha}{2} \quad ; \quad \alpha = 4,20/4,95 = 0,85$$

$$A_{x \min} = 1,2 \times \frac{3-0,85}{2} = 1,29 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

▪ **En travée :**

$$A_{tx} = \max (A_{x \min} ; A_{sx}) = \max (1,29 ; 0,63) = 1,29 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ty} = \max (A_{y \min} ; A_{sy}) = \max (1,20 ; 0,39) = 1,20 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

▪ **Sur appui :**

$$A_{ax} = \max (A_{x \min} ; A_{sx}) = 1,54 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ay} = \max (A_{y \min} ; A_{sy}) = 1,20 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des aciers:

-Diamètre : $\phi \leq (h_0 / 10)$

D'où : $\phi \leq 150 / 10$

Et puis : $\phi \leq 15 \text{ mm}$

-Espacement des armatures (fissuration peu préjudiciable)

Sens Lx :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_x \leq \min (3 \cdot h_0 ; 33 \text{ cm}) \\ S_{tx} \leq \min (3 \times 15 ; 33 \text{ cm}) \\ S_{tx} \leq 33 \text{ cm} \end{array} \right.$$

• **Sens Ly :**

$$\left\{ \begin{array}{l} S_{ty} \leq \min (4 \cdot h_0 ; 45 \text{ cm}) \\ S_{ty} \leq \min (4 \times 15 ; 45 \text{ cm}) \\ S_{ty} \leq 45 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Le choix des aciers :

❖ **En travée :**

• **Sens Lx :**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{tx} = 1,29 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_{tx} \leq 33 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 4T10 \text{ P.m} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St = 25 \text{ cm} \end{array} \right.$$

- **Sens Ly :** $\begin{cases} A_{ty} = 1,20 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_{ty} \leq 45 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 3\text{T}10 \text{ P.m} = 2,36 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St = 33,33\text{cm} \end{cases}$

❖ **Sur appui :**

- **Sens Lx :** $\begin{cases} A_{ax} = 1,54 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_{ax} \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 4\text{T}10 \text{ P.m} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St = 25\text{cm} \end{cases}$

- **Sens Ly :** $\begin{cases} A_{ay} = 1,20 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_{ay} \leq 45 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 3\text{T}10 \text{ P.m} = 2,36 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St = 33,33 \text{ cm} \end{cases}$

Nécessité de disposer des armatures transversales :

- 1) on suppose que la dalle est bétonnée sans reprise dans son épaisseur.
- 2) l'épaisseur de la dalle est de 15 cm
- 3) on vérifie l'effort tranchant :

$V_{\max} = 31,47 \text{ KN}$

$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \cdot d} = \frac{31,47 \times 10}{100 \times 13,5} = 0,23 \text{ Mpa}$

$\bar{\tau} = 0,07 \cdot \frac{f_{c28}}{\delta_b} = 0,07 \cdot \frac{25}{1,5} = 1,17 \text{ Mpa}$

$\tau_u = 0,23 \leq \bar{\tau} = 1,17 \text{ Mpa}$ condition vérifiée.

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

IV.6.4. Les vérifications à L'E.L.S :

a- vérification des contraintes dans le béton :

❖ **Suivant Lx :**

✓ **En travée :**

$M_{tx} = 2,14 \text{ KN.m} ; A_t = 1,57 \text{ cm}^2/\text{mL} ; A' = 0$

-Position de l'axe neutre (y) :

$Y = by^2/2 + A_s \eta (y-d) - \eta A_s (d-y) = 0$

On a :

$A_s' = 0$; et $n = 15$.

D'où :

$$50y^2 - 15 \times 1,57 \times (13,5 - y) = 0$$

Donc : $y = 2,30 \text{ cm}$

-Calcul du moment d'inertie:

$$I = by^3/3 + 15A_s (d-y)^2$$

$$I = 100 \cdot (2,30)^3/3 + 15 \times 1,57 (13,5 - 2,30)^2$$

$$I = 2958,17 \text{ cm}^4$$

La contrainte dans le béton σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = (M_{ser}/I) \cdot y$$

$$\sigma_{bc} = (2,14 \cdot 10^3 / 2958,17) \cdot 2,30 = 1,66 \text{ Mpa}$$

-La contrainte admissible du béton $\bar{\sigma}_{bc}$:

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

Alors :

$$\sigma_{bc} = 1,66 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent.

✓ sur appuis :

$$M_{app} = 4,34 \text{ KN.m} \quad A_a = 1,57 \text{ cm}^2/\text{ml}, \quad A' = 0.$$

Position de l'axe neutre (y) :

$$Y = 2,30 \text{ cm}$$

Moment d'inertie (I):

$$I = 2958,17 \text{ cm}^4$$

La contrainte dans le béton σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = (M_{ser}/I) \cdot y$$

$$\sigma_{bc} = (4,34 \cdot 10^3 / 2958,17) \cdot 2,30 = 3,37 \text{ Mpa}$$

-La contrainte admissible du béton $\bar{\sigma}_{bc}$:

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

Alors :

$$\sigma_{bc}=3,37 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc}=15\text{MPa} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent.

❖ **Suivant L_y :**

✓ **En travée :**

$$M_{t_y} = 1,33 \text{ KN.m} ; A_t = 1,57\text{cm}^2/\text{ml} ; A' = 0$$

Position de l'axe neutre (y) :

$$Y = by^2/2 - \eta A_s (d-y) = 0$$

$$y = 2,30 \text{ cm}$$

Calcul du moment d'inertie:

$$I = by^3/3 + 15A_s (d-y)^2$$

$$I = 2958,17 \text{ cm}^4$$

La contrainte dans le béton σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K..y = (M_{ser}/I).y$$

$$\sigma_{bc} = (1,33.10^3 / 2958,17).2,30 = 1,03 \text{ Mpa}$$

La contrainte admissible du béton $\bar{\sigma}_{bc}$:

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

Alors :

$$\sigma_{bc} = 1,03\text{Mpa} < \bar{\sigma}_{bc}=15\text{MPa} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées conviennent.

✓ **Sur appuis :**

$$M_{a_y} = 3,38 \text{ KN.m} ; A_t = 1,57\text{cm}^2/\text{ml} ; A' = 0$$

-Position de l'axe neutre (y) :

$$Y = by^2/2 - \eta A_s (d-y) = 0$$

$$Y = 2,30 \text{ cm}$$

-Calcul du moment d'inertie:

$$I = by^3/3 + 15A_s (d-y)^2$$

$$I = 2958,17 \text{ cm}^4$$

-La contrainte dans le béton σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = (M_{ser}/I) \cdot y$$

$$\sigma_{bc} = (3,38 \cdot 10^3 / 2958,17) \cdot 2,30 = 2,63 \text{ Mpa}$$

-La contrainte admissible du béton $\bar{\sigma}_{bc}$:

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

$$\sigma_{bc} = 2,63 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent.

Chapitre V :
Etude sismique

V- Généralités sur les séismes :

Le mot séisme vient du grec séisme qui signifie « secousse ». C'est une série de Secousses du sol, plus ou moins violentes, soudaines, imprévisibles et localisées. On parle Également de tremblement de terre. Les séismes mettent en évidence l'activité interne de la Planète Terre. Souvent, un séisme se compose d'une ou de plusieurs secousses principales, Brèves (quelques dizaines de secondes) suivies par d'autres secousses (répliques) au cours des Heures et jours suivants.

La terre n'est pas un astre mort mais une planète vivante : les séismes et les éruptions Volcaniques sont l'expression de l'instabilité de l'écorce terrestre.

Un séisme, ou tremblement de terre, est provoqué par un brusque déplacement de Matière en profondeur (foyer du séisme), il se produit lors d'un relâchement brutal des Tensions (de part et d'autre d'une faille, par exemple) à l'intérieur de la croûte terrestre ; la rupture qui s'ensuit provoque des vibrations, légères ou fortes, de la surface du sol. Le foyer du séisme est le point initial de la rupture. Immédiatement au-dessus, l'épicentre est le lieu D'intensité maximale du choc en surface, les destructions sont les plus importantes:

Éboulements, ouverture de larges fissures dans le sol, effondrements de bâtiments. Ces ondes de choc se propagent en cercles concentriques à partir du foyer et de L'épicentre, diminuant d'intensité à mesure qu'elles s'en éloignent.

La principale cause des tremblements de terre est liée à la tectonique des plaques et aux contraintes engendrées par les mouvements d'une douzaine de plaques majeures et mineures qui constituent la croûte terrestre. La plupart des séismes tectoniques se produisent aux limites des plaques, dans les zones où une plaque glisse le long d'une autre Il est difficile de les prévoir mais on peut diminuer les risques humains en évitant de construire dans les régions réputées dangereuses. Des règles de construction ont été mises au Point, préconisant l'usage de matériaux dotés d'une certaine élasticité : béton armé et acier.

Cependant ces normes antisismiques ne sont pas adoptées partout (souvent pour des Raisons économiques), d'où les récents séismes meurtriers, comme celui de boumerdes le 21 mai 2003.

IV.1.Introduction :

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées. Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures

pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique. Cette dernière se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées.

IV.2.Objectif de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

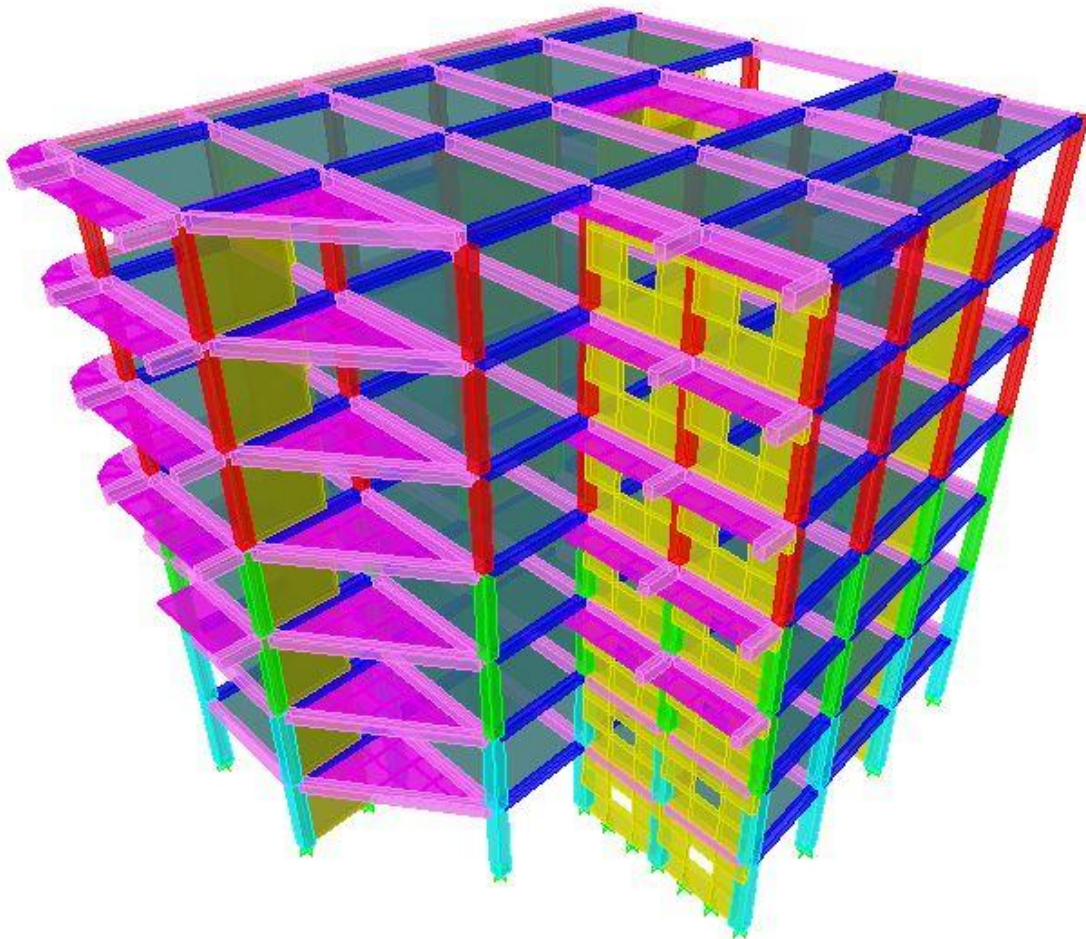


Figure VI :1. Vue en 3D

Calcul sismique : C'est le calcul de la réponse sismique et la répartition des efforts dans les différents éléments de la structure.

On distingue essentiellement deux méthodes d'analyse :

✓ **Analyse statique équivalente :** Pour les bâtiments réguliers et moyennement réguliers, on peut simplifier les calculs en ne considérant que le premier mode de la structure (Mode fondamental). Le calcul statique a pour but de se substituer au calcul dynamique plus compliqué en ne s'intéressant qu'à produire des effets identiques.

✓ **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. On utilise directement les spectres de dimensionnement puisque ce sont surtout les maxima des réponses qui intéressent le concepteur et non la variation temporelle. Elle permet de simplifier les calculs. On procède alors à une analyse modale en étudiant un certain nombre de modes propres de la structure.

IV.3.Méthode de calcul :

Selon le RPA 99 le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- ✓ Méthode d'analyse modale spectrale.
- ✓ Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.
- ✓ Méthode statique équivalente.

IV.3.1.Méthode statique équivalente :

Principe :

Dans cette méthode RPA propose de remplacer les forces réelles dynamiques engendrées par un séisme, par un système de forces statiques fictives dont les effets seront identiques et considérées appliquées séparément suivant les deux directions définies par les axes principaux de la structure.

IV.3.2.Méthode d'analyse modale spectrale :**- Principe :**

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

V.4. Détermination des paramètres du spectre de réponse :✓ **Coefficient d'accélération A :**

- Zone (IIa) D'après la classification sismique de wilaya de Tissemsilt (RPA 99)
- Groupe d'usage 2 puisque sa hauteur totale ne dépasse pas 48m.

Alors d'après les deux critères précédents on obtient **A=0.15**

✓ **Coefficient de comportement global de la structure R :**

La valeur de R est donnée par le tableau 4.3 R.P.A99/v2003 en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans l'article 3.4 du R.P.A99/2003

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 : **R=4**

Tableau V.1 facteur de qualité :

Critère q	Observé	Non observé
Condition minimales sur les files de contreventement	0	0,05
redondance en plan	0	0,05
régularité en plan	0	0,05
régularité en élévation	0	0,05
contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

Tableau IV.1 : Pénalité P_q en fonction de critère de qualité

$$Q = 1 + \sum P_q = 1 + (0,05+0,05+0,05+0,05+) = 1,25$$

V.3- Calcul de l'effort tranchant pour la méthode statique équivalent :

La force sismique totale V_t appliquée à la base de la structure, doit être calculée

Successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

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

- A : coefficient d'accélération de zone.
- D : facteur d'amplification dynamique moyen en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure.

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & \text{Si } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \text{Si } T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ sec} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3,0} \right)^{2/3} \cdot \left(\frac{3,0}{T} \right)^{5/3} & \text{Si } T > 3,0 \text{ sec} \end{cases}$$

- W : le poids total de la structure :
- R : coefficient de comportement global de la structure, il exprime la capacité de la structure à entrer dans le domaine plastique .Il dépend du type de la structure et de cas contreventement.

- Avec : $\frac{\delta_a}{g}$: Spectre de Réponse de calcul.
- A : Coefficient d'accélération de zone.
- η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%)

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

- ξ : pourcentage d'amortissement critique
- Q : Facteur de qualité.
- T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

-Sol meuble \Rightarrow site 2 donc $T_1 = 0,15$ sec et $T_2 = 0,40$ sec.

D'après le R.P.A 99 (version 2003), on a :

-Zone sismique IIa } $\Rightarrow (A = 0,15)$
 -Groupe d'usage 2 }

$$\xi = 7\% \begin{cases} \text{-Portique en béton armé.} \\ \text{-Remplissage léger.} \end{cases}$$

$$\eta = \sqrt{7/(2+6)} = 0,9354 \geq 0,7$$

R : Coefficient de comportement de la structure.

-Portique auto stable sans remplissage en maçonnerie rigide R = 4.

-Pour avoir la valeur de P_q tout dépend des six critères de Q.

V.2- Calcul des masses de la structure :

La valeur w à prendre en compte est égale à la somme des poids w_i calculés à chaque niveau « i » de la structure

$$W = \sum W_i \text{ avec } W_i = G_i + \beta P_i$$

G_i : poids du aux charges permanente et à celle des équipements fixés éventuelles solidaires de la structure.

P_i : charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation

Pour notre projet $\beta = 0,2$.

a. Combinaisons fondamentales (B.A.E.L.91) :

$$1,35G + 1,5Q \quad \text{à L'E.L.U}$$

$$G + Q \quad \text{à L.E.L.S}$$

Combinaisons accidentelles (R.P.A.99) (Version 2003) :

$$0,8G \pm E$$

$$G + P \pm 1,2E$$

Pour le ferrailage :

Poutres :

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

$$G + Q \pm E$$

$$0,8G \pm E$$

Poteaux :

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

$$G + Q \pm E$$

Niveau : terrasse S = 330,70 m ²	G(t)
Plancher G × S = 0,628 × 330,70	207,68
Poteaux : $n \times b \times h \times \gamma_b \times (ht / 2) = 25 \times 0,35^2 \times 2,5 \times 1,53$	11,71
Poutre principal : $b \times h \times \gamma_b \times \sum L = 0,30 \times 0,40 \times 2,5 \times 80,49$	24,15
Poutre secondaire : $b \times h \times \gamma_b \times \sum L = 0,30 \times 0,35 \times 2,5 \times 81,56$	21,41
Mur extérieur : $0.8 \times G_m \times (ht / 2) \times \sum L = 0,8 \times 0,276 \times 1,53 \times 75,98$	25,67
les murs voile : $e_p \times h \times \gamma_b \times \sum l = 0,20 \times 1,53 \times 2,5 \times 37,78$	28,90
Dalle pleine : G × S = 0,601 × 16,14	9,70
l'acrotère : $P = G_a \times \sum Li = 0,1725 \times 112,60 =$	19,42
	$\sum G(t) = 348,64$

Niveau (1 ^{ere} → 2 ^{eme} niveaux)	G(t)
Poids du Plancher : P = G × S = 0,506 × 290,95	147,22
Poteaux : $n \times b \times h \times \gamma_b \times ht = 25 \times 0,45 \times 0,45 \times 2,5 \times 3,06$	30,60
Poutre principal : $b \times h \times \gamma_b \times \sum l = 0,30 \times 0,40 \times 2,5 \times 80,49$	24,15
Poutre secondaire : $b \times h \times \gamma_b \times \sum l = 0,30 \times 0,35 \times 2,5 \times 81,56$	21,41
Mur extérieur : $0.8 \cdot G_m \times ht \times \sum l = 0,8 \times 0,76 \times 3,06 \times 75,98$	141,36
les murs voile : $e_p \times h \times \gamma_b \times \sum l = 0,20 \times 3,06 \times 2,5 \times 37,78$	57,80
Dalle pleine : G × S = 0,601 × 16,14	9,70
L'escalier : $G_{esc} \times S_{esc} = 0,711 \times 5,28 + 0,486 \times 2,46 + 0,30 \times 0,40 \times 2,5$	5,25
	$\sum G(t) = 437,49$

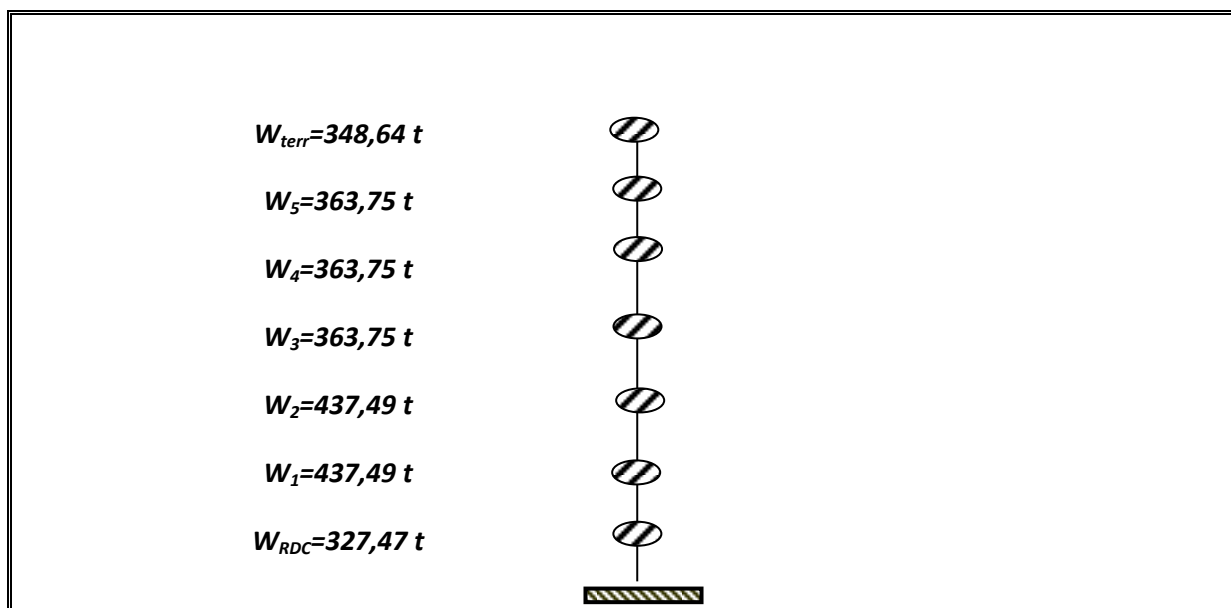
Niveau (3 ^{eme} → 6 ^{eme} niveaux)	<u>G(t)</u>
Poids du Plancher : $P=G \times S=0,506 \times 330,70$	167,33
Poteaux : $n \times b \times h \times \gamma_b \times ht = 25 \times 0,35 \times 0,35 \times 2,50 \times 3,06$	23,43
Poutre principal : $b \times h \times \gamma_b \times \sum l = 0,30 \times 0,40 \times 2,50 \times 80,49$	24,15
Poutre secondaire : $b \times h \times \gamma_b \times \sum l = 0,30 \times 0,35 \times 2,5 \times 81,56$	21,41
Mur extérieur : $0.8.Gm \times ht \times \sum l = 0,80 \times 0,276 \times 3,06 \times 75,98$	51,34
les murs voile : $e_p \times h \times \gamma_b \times \sum l = 0,20 \times 3,06 \times 2,5 \times 37,78$	57,80
Dalle pleine : $G \times S = 0,601 \times 16,14$	9,70
L'escalier : $G_{esc} \times S_{esc} = 0,711 \times 5,28 + 0,486 \times 2,46 + 0,3 \times 0,4 \times 2,50$	5,25
Les balcons : $G \times S = 0,511 \times 6,53$	3,34
	$\sum G(t) = 363,75$

Niveau : RDC	G(t)
Poids du Plancher : $P=G \times S = 0,506 \times 290,95$	147,22
Poteaux : $n \times b \times h \times \gamma_b \times ht = 25 \times 0,45 \times 0,45 \times 2,5 \times 2,10$	26,58
Poutre principal : $b \times h \times \gamma_b \times \sum l = 0,30 \times 0,40 \times 2,50 \times 80,49$	24,15
Poutre secondaire : $b \times h \times \gamma_b \times \sum l = 0,30 \times 0,35 \times 2,5 \times 81,56$	21,41
Mur extérieur : $0.8.Gm \times ht \times \sum l = 0,80 \times 0,276 \times 4,20 \times 75,98$	51,34
les murs voile : $e_p \times h \times \gamma_b \times \sum l = 0,20 \times 2,10 \times 2,5 \times 37,78$	39,67
Dalle pleine : $G \times S = 0,601 \times 16,14$	9,70
L'escalier : $G_{esc} \times S_{esc} = 0,711 \times 8,79 + 0,486 \times 1,74 + 0,3 \times 0,4 \times 2,50$	7,40
	$\sum G(t) = 327,47$

Les sur charges d'exploitations : $P = Q \times St$:

Tableau . V.2.Valeurs des pois :

Les niveaux	St	Q(t)	Qt(t)	Gt(t)	β	W=G+ β Q(t)
Terrasse	330,70	0,10	33,07	319,74	0,2	348,64
05	330,70	0,15	49,61	305,95	0,2	363,75
04	330,70	0,15	49,61	305,95	0,2	363,75
03	330,70	0,15	49,61	305,95	0,2	363,75
02	290,95	0,25	72,74	379,69	0,2	437,49
01	290,95	0,25	72,74	379,69	0,2	437,49
RDC	290,95	0,5	145,48	287,80	0,2	327,47



V.2.3-Définition des masses :

On définit chaque masse ou moment d'inertie massique affectée aux nœuds de chaque niveau

$$D'où : I_M = \frac{M}{S} (I_{xg} + I_{yg})$$

I_M : inertie massique (t.m²)

M : masse sismique qui égale au rapport W/g

W : le poids de chaque niveau « i »

g : l'accélération de pesanteur 9,81

S : surface du plancher

I_{xg} : inertie du plancher suivant l'axe X

I_{yg} : inertie du plancher suivant l'axe Y

x_g et y_g : coordonnées du centre de gravité

X_G et Y_G : coordonnées de l'excentricité fictive de 5% de la longueur maximale.

$$\begin{cases} X_G = x_g + 0,05L_{\max} \\ Y_G = y_g + 0,05L_{\max} \end{cases}$$

Avec : $L_{\max} = 21,90$ m

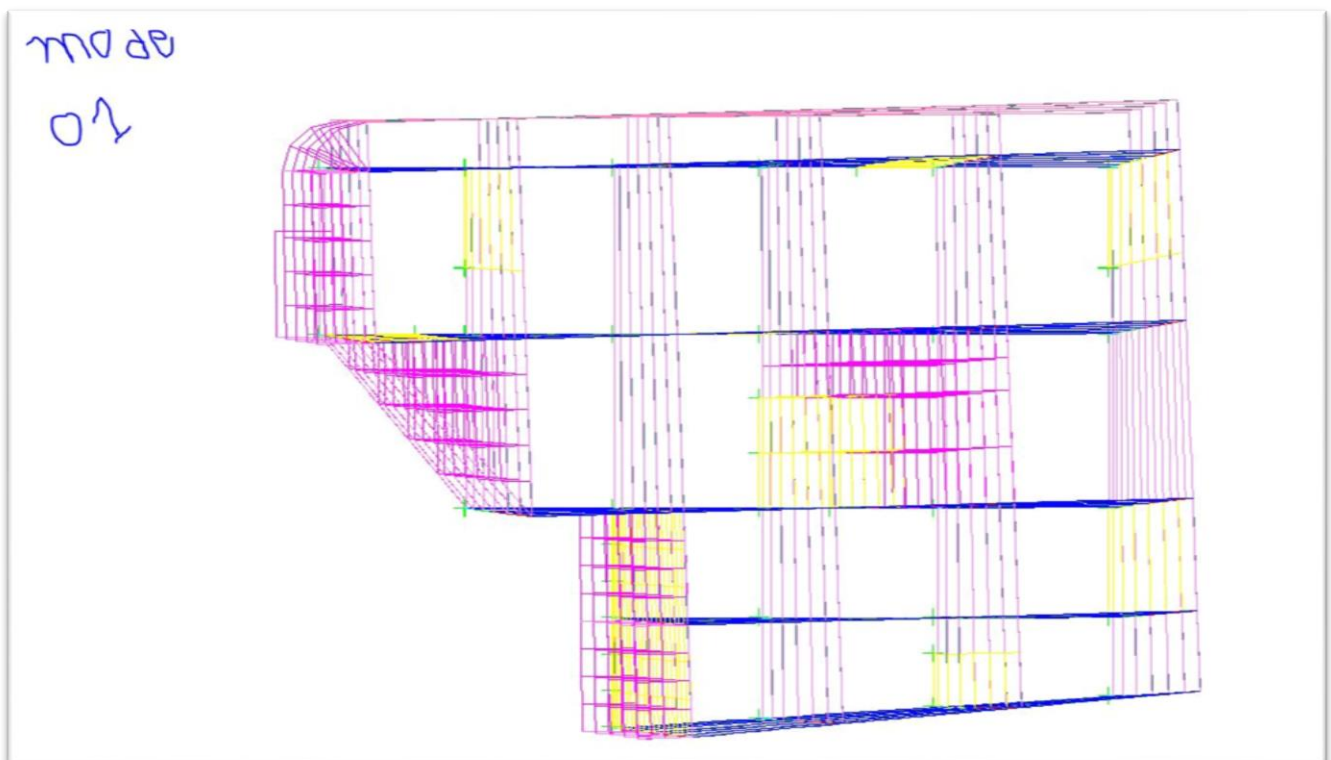
Tableau V.3 : définition des masses :

Niveau	Poids W(t)	Superficie (m ²)	x_g (m)	y_g (m)	I_{xg}	I_{yg}	X_g (m ⁴)	Y_g (m ⁴)	Masse Sismique(M)	I_M (t.m ²)
Terrasse	348,64	330,70	12,38	10,31	43664,23	61727,36	13,48	11,41	35,54	11326,33
05	363,75	330,70	12,38	10,31	43664,23	61727,36	13,48	11,41	37,08	11817,11
04	363,75	330,70	12,38	10,31	43664,23	61727,36	13,48	11,41	37,08	11817,11
03	363,75	330,70	12,38	10,31	43664,23	61727,36	13,48	11,41	37,08	11817,11
02	437,49	290,95	12,38	10,31	43664,23	61727,36	13,48	11,41	44,60	16155,57
01	437,49	290,95	12,38	10,31	43664,23	61727,36	13,48	11,41	40,19	16155,57
R.D.C	327,47	290,95	12,38	10,31	43664,23	61727,36	13,48	11,41	32,30	11700,11

Tableau V.4 des coefficients de participation modale

Mode	Période	UX	UY	ΣUX	ΣUY
1	0,577978	68,2433	0,0126	68,2433	0,0126
2	0,458692	1,2958	5,7635	69,5391	5,7761
3	0,361235	0,2604	64,157	69,7996	69,9331
4	0,133206	16,4952	0,024	86,2948	69,9571
5	0,115306	1,7251	0,7628	88,0199	70,7198
6	0,08402	0,0026	18,5404	88,0225	89,2602
7	0,057433	4,7303	0,0341	92,7528	89,2943
8	0,050658	1,734	0,1762	94,4868	89,4705
9	0,037176	0,0013	5,9587	94,4882	95,4292
10	0,034719	1,6803	0,0334	96,1685	95,4626
11	0,030683	1,4553	0,0886	97,6238	95,5512
12	0,025087	0,5854	0,0677	98,2092	95,6189

Les trois premiers modes de vibration sont comme suit :



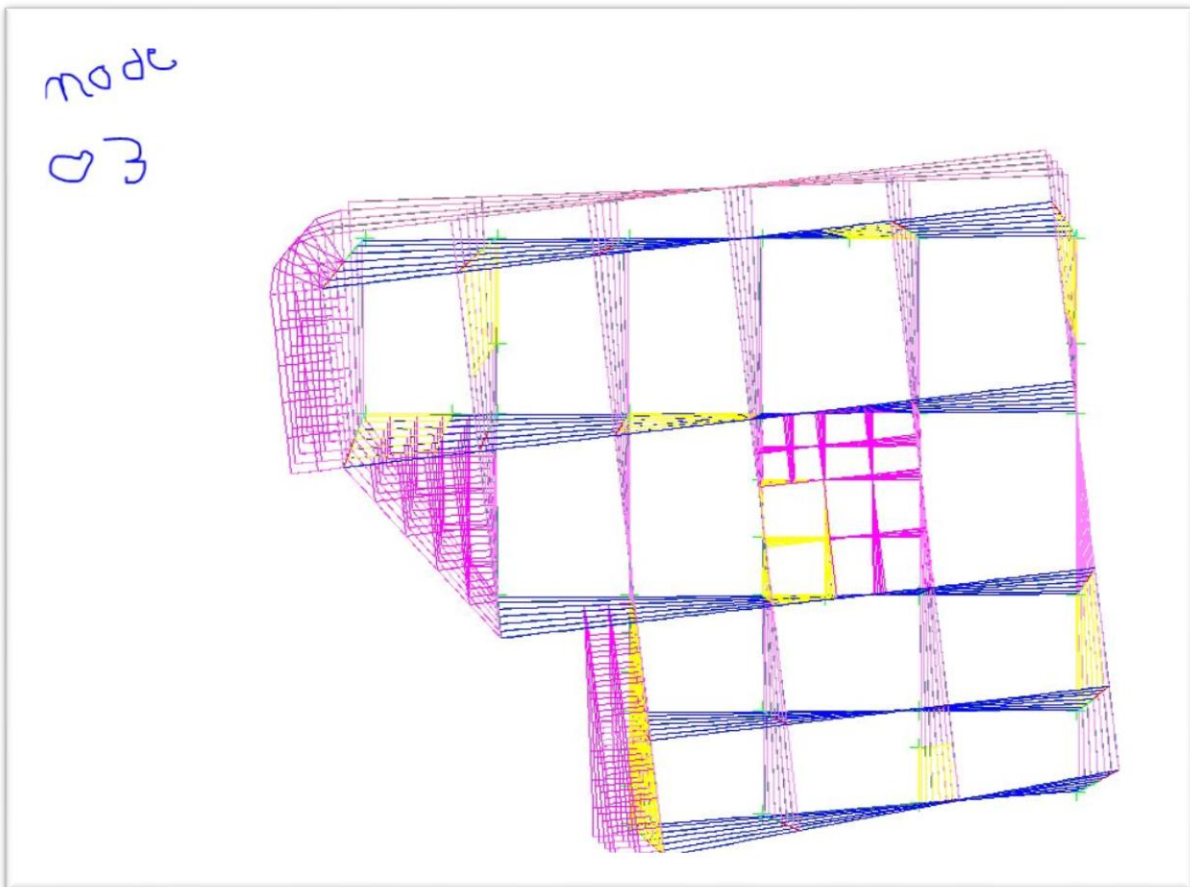
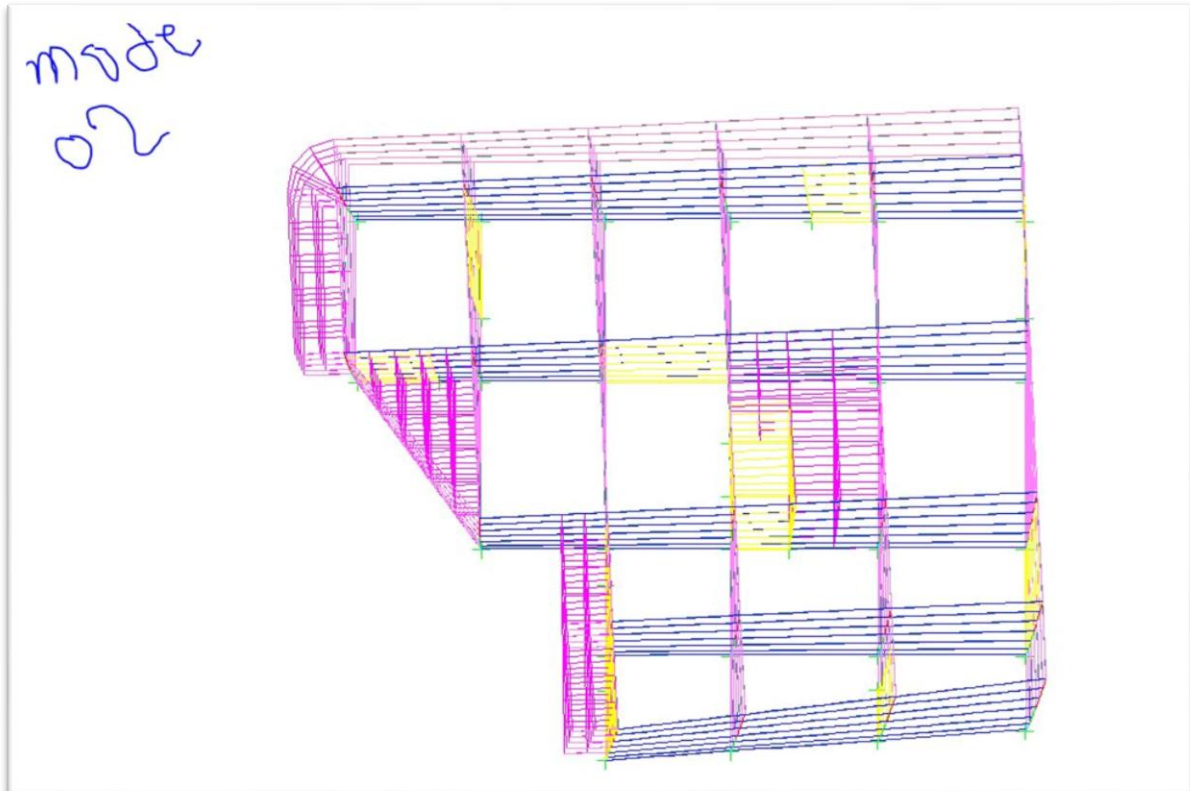


Figure V.2 : Modes initiales de la vibration

V.2.4-calcul des coefficients de participation modale :

On doit vérifier que : $\sum \bar{\alpha}_i \geq 90\%$

$$\bar{\alpha}_i = \frac{\left(\sum_{K=1}^n W_K \Phi_{Ki} \right)^2}{\sum_{K=1}^n W_K \Phi_{Ki}^2} \times \frac{1}{\sum_{K=1}^n W_K}$$

Avec :

$$W = \sum W_K = 2642,34 \text{ t.}$$

Le logiciel ETABS peut déterminer directement les valeurs des coefficients de participation modale, les valeurs données sont :

a- sens longitudinal :

$$\sum \alpha_x = 98,20 \% > 90 \% \dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

b- sens transversal :

$$\sum \alpha_y = 95,61 \% > 90\% \dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

V.3- Calcul de l'effort tranchant pour la méthode statique équivalent :

La force sismique totale V_i appliquée à la base de la structure, doit être calculée

Successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

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

A : coefficient d'accélération de zone.

D : facteur d'amplification dynamique moyen en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure.

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & \text{Si } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \text{Si } T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ sec} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3,0} \right)^{2/3} \cdot \left(\frac{3,0}{T} \right)^{5/3} & \text{Si } T > 3,0 \text{ sec} \end{cases}$$

W : le poids total de la structure :

R : coefficient de comportement global de la structure, il exprime la capacité de la structure à entrer dans le domaine plastique .Il dépend du type de la structure et de cas contreventement.

$$\text{Ou : } \begin{cases} A = 0,15. \\ Q = 1,25. \\ R = 4,0. \end{cases}$$

$$W = 2642,34 \text{ t.}$$

T₁, T₂ : période caractéristique associée à la catégorie du site.

-Sol meuble ⇒ site 3 donc T₁ = 0,15 sec et T₂ = 0,50 sec.

V.3.1- Estimation de la période fondamentale de la structure :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empirique en calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

$$T = C_T \cdot h_n^{3/4} \quad \text{Ou : } \begin{cases} h_n = 22,56\text{m} \\ C_T = 0,050. \end{cases} \dots\dots\dots (1)$$

h_n : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'à dernier niveau.

C_t : coefficient fonction du système de contreventement du type de remplissage.il est donné par le tableau 4.6 du RPA 2003.

Si on est dans le cas n° 3 ou 4, on peut également utiliser la formule :

$$T = \frac{0,09}{\sqrt{D}} h_n \dots\dots\dots(2)$$

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

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

D : facteur d'amplification dynamique moyen

$$\Rightarrow D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} = 2,5 \times 0,88 \cdot \left(\frac{0,5}{0,52} \right)^{2/3} = 2,14.$$

Donc :
$$T = \min \begin{cases} T = C_T \cdot h_n^{3/4} = 0,05 \times (22,56)^{3/4} = 0,52 \text{ sec} \\ T = \frac{0,09 h_N}{\sqrt{D}} = \frac{22,56}{\sqrt{2,14}} \times 0,09 = 1,39 \text{ sec} \end{cases} \Rightarrow T = 0,52 \text{ sec}$$

Donc :
$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W = \frac{0,15 \times 2,14 \times 1,25}{4} \times 2642,34 = 265,06 \text{ t}$$

On doit vérifier que 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 résultant de la force sismique déterminée par la méthode statique équivalente.

V.3.2- Sens longitudinal :

$V_{dx} = 174,91 \text{ t} > 80\% V_{st} = 80\% \times 265,06 = 212,05 \text{ t} \dots\dots\dots$ condition non vérifiée.

V.3.3- Sens transversal :

$V_{dy} = 213,37 \text{ t} > 80\% V_{st} = 80\% \cdot 265,06 = 212,05 \text{ t} \dots\dots\dots$ condition vérifiée.

D'après le «*le RPA 99 V .2003* »; il faudra augment tous les paramètres de la réponse calculés par la méthode modale (force déplacements, moments,...) dans le rapport suivant :

$$\frac{80\% \times V_{st}}{V_{dyx}}$$

a-Sens longitudinale :
$$\frac{80\% \times V_{stx}}{V_{dyx}} = \frac{0,80 \times 212,05}{174,91} = 0,97$$

On multiplie le $g \times 0,97$ est en analysant de nouveau la structure.

Vérification de la période fondamentale :

La valeur de la période du premier mode obtenu après l'analyse dynamique : $T_{dyn} = 0,5779$

- $T_{dyn} = 0,57 < 30\% \cdot T = 1,3 \times 0,52 = 0,67 \text{ sec} \dots\dots\dots$ condition vérifiée

V.4-Calcul des déplacements :

Sous l'action des forces horizontales ; la structure subira des déformations horizontales.

Pour éviter l'augmentation des contraintes dans les systèmes de contreventement, les déplacements doivent être calculés pour chaque élément de contreventement, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1,0% de la hauteur de l'étage.

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \leq \overline{\delta_k} \quad \text{avec } \delta_k = R \cdot \delta_{ek}$$

R : coefficient de comportement ; R= 4.

δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques F_i (y compris l'effort de torsion).

Les deux tableaux suivants résument les déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens longitudinal et transversal.

Tableau V.5 : Valeurs des déplacements du bloc :

<i>Sens longitudinal</i>					
<i>Niveau</i>	$\delta_{ek}(m)$	$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$	$1\%h_e(m)$	$1\%h_e > \Delta_k$
<i>7</i>	<i>0,012</i>	<i>0,048</i>	<i>/</i>	<i>0,0306</i>	<i>Vérifiée</i>
<i>6</i>	<i>0,010</i>	<i>0,040</i>	<i>0,008</i>	<i>0,0306</i>	<i>Vérifiée</i>
<i>5</i>	<i>0,008</i>	<i>0,032</i>	<i>0,008</i>	<i>0,0306</i>	<i>Vérifiée</i>
<i>4</i>	<i>0,006</i>	<i>0,024</i>	<i>0,008</i>	<i>0,0306</i>	<i>Vérifiée</i>
<i>3</i>	<i>0,004</i>	<i>0,016</i>	<i>0,008</i>	<i>0,0306</i>	<i>Vérifiée</i>
<i>2</i>	<i>0,002</i>	<i>0,008</i>	<i>0,008</i>	<i>0,0306</i>	<i>Vérifiée</i>
<i>1</i>	<i>0,001</i>	<i>0,004</i>	<i>0,004</i>	<i>0,0420</i>	<i>Vérifiée</i>

<i>Sens transversal</i>					
<i>Niveau</i>	$\delta_{ek}(m)$	$\delta_k = R. \delta_{ek}$	$\Delta_K = \delta_k - \delta_{k-1}$	$1\%h_e(m)$	$1\%h_e > \Delta_k$
7	0,006	0,024	/	0,0306	Vérifiée
6	0,005	0,020	0,004	0,0306	Vérifiée
5	0,004	0,016	0,004	0,0306	Vérifiée
4	0,003	0,012	0,004	0,0306	Vérifiée
3	0,002	0,080	0,004	0,0306	Vérifiée
2	0,001	0,040	0,004	0,0306	Vérifiée
1	0,000	0,000	0,004	0,0420	Vérifiée

V.5 Justification vis -à-vis de l'effet P-Δ :

Selon le Rpa99/2003 (l'article 5.9), les effets de deuxième ordre (ou l'effet de P-Δ) peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{PK \cdot \Delta k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,10$$

Tableau V.6 Justification vis -à-vis de l'effet P-Δ :

Niveau	P	P_K	ΔKx	Δky	V_x	V_y	H	θ_x	θ_y
6	348,64	348,64	0,008	0,004	31,30	36,15	3,06	0,029	0,012
5	363,75	712,39	0,008	0,004	63,49	73,41	3,06	0,029	0,012
4	363,75	1076,14	0,008	0,004	65,68	110,67	3,06	0,029	0,012
3	363,75	1439,89	0,008	0,004	127,87	147,93	3,06	0,029	0,012
2	437,49	1877,38	0,008	0,004	164,45	190,60	3,06	0,030	0,013
1	437,49	2314,87	0,008	0,004	201,03	233,37	3,06	0,030	0,013
RDC	327,47	2642,34	0,004	0,004	238,33	266,34	4,20	0,021	0,009

Chapitre VI :
Etude des portiques

VI.1.Introduction :

Notre structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales (ossature auto stable).

Pour la détermination du ferrailage on considère le cas le plus défavorable.

On a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures (ETABS), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments, pour les différentes combinaisons de calcul.

- Les poutres seront calculées en flexion simple.
- Les poteaux seront calculés en flexion déviée.

VI.2- Les combinaisons de calcul :

Les combinaisons des actions sismiques et les actions dues aux charges verticales sont données ci-dessus, les éléments de la structure doivent être dimensionnés par les combinaisons des charges sur la base des règlements [BAEL 91 et R.P.A 99 (version 2003)]

❖ Poutres :

- sollicitation du 1^{er} genre (BAEL 91)

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

- sollicitation du 2^{ème} genre [RPA 99 (version 2003)]

$$\begin{cases} \blacksquare 0,8G \pm E \\ \blacksquare G + Q \pm E \end{cases}$$

❖ Poteaux :

- sollicitation du 1^{er} genre (BAEL 91)

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

- sollicitation du 2^{ème} genre [RPA 99 (version 2003)]

$$\begin{cases} \blacksquare G + Q \pm 1,2 E \\ \blacksquare G + Q \pm E \end{cases}$$

Avec :

G : Charge permanente

Q : Charge d'exploitation

E : Effort sismique

VI.3.- Ferrailage des portiques :**VI.3.1- Ferrailage des poutres :****a. Méthode de calcul :**

En général, les poutres sont sollicitées par un moment de flexion, un effort normal et un effort tranchant. Par conséquent le calcul doit se faire en flexion composée, mais l'effort normal dans les poutres est très faible donc on fait le calcul en flexion simple.

Les sections des armatures seront déterminées sous les sollicitations du 1^{er} et du 2^{ème} genre

❖ Poutres :

- sollicitation du 1^{er} genre (BAEL 91)

$$\{1,35 G + 1,5 Q \quad \Rightarrow \quad \text{Moment correspondant Msp1}$$

- sollicitation du 2^{ème} genre [RPA 99 (version 2003)]

$$\begin{cases} 0,8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases} \quad \Rightarrow \quad \text{Moment correspondant Msp2}$$

- Si $M_{sp2}/M_{sp1} < 1,15$ on détermine les armatures sous Sp1
- Si $M_{sp2}/M_{sp1} > 1,15$ on détermine les armatures sous Sp2.

Dans le calcul relatif au « ELU » on introduit des coefficients de sécurités (γ_s, γ_b)

$$\text{Pour une situation accidentelle : } \begin{cases} \gamma_s = 1 & \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ Mpa.} \\ \gamma_b = 1,15 & \Rightarrow \sigma_b = 18,48 \text{ Mpa.} \end{cases}$$

$$\text{Pour une situation courante : } \begin{cases} \gamma_s = 1,15 & \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ Mpa.} \\ \gamma_b = 1,5 & \Rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{ Mpa.} \end{cases}$$

b. Les armatures longitudinales :

Selon le R.P.A 99 (version 2003), on a :

- Section d'armature minimale : $A_{min} = 0,5\% (bxh)$

- Section d'armature maximale: $A_{max1} = 4\% (bxh)$ (Zone courante)

$$A_{max2} = 6\% (bxh) \text{ (Zone de recouvrement)}$$

Un seul exemple de calcul pour un seul niveau et les résultats des autres niveaux seront donnés dans un tableau.

**Tableau VI.1.:Moments max des Poutres principales intermédiaires
(30x40)cm² :**

Étages	Position	Moments max (KN.m)		Rapport M1/M2	Moments de calcul KN.m	T max KN
		M1	M2			
Terrasse	Appuis	84,34	105,91	0,80	105,91	106,02
	Travées	42,17	97,06	0,43	97,06	
6 ^{eme} à 2 ^{eme}	Appuis	75,75	80,06	0,95	80,06	105,44
	Travées	37,87	40,03	0,95	40,03	
1 ^{eme} à RDC	Appuis	76,69	93,61	0,82	93,61	106,27
	Travées	38,35	12,80	3,00	38,35	

Tableau VI.2.:Moments max des Poutres principales de rive(30x40)cm² :

Étages	Position	Moments max (KN.m)		Rapport M1/M2	Moments de calcul KN.m	T max KN
		M1	M2			
Terrasse	Appuis	46,05	40,30	1,14	46,05	34,11
	Travées	23,02	20,15	1,14	23,02	
6 ^{eme} à 2 ^{eme}	Appuis	47,87	104,97	0,46	104,97	109,94
	Travées	23,93	13,88	1,72	23,93	
1 ^{eme} à RDC	Appuis	38,63	86,02	0,45	86,02	97,37
	Travées	19,31	11,73	1,65	19,31	

**Tableau VI.3.:Moments max des Poutres secondaire intermédiaires
(30x35)cm² :**

Etages	Position	Moments max (KN.m)		Rapport M1/M2	Moments de calcul KN.m	T max KN
		M1	M2			
Terrasse	Appuis	16,84	37,16	0,45	37,16	32,17
	Travées	8,42	27,33	0,31	27,33	
6 ^{eme} à 2 ^{eme}	Appuis	14,76	32,85	0,45	32,85	28,43
	Travées	7,35	16,42	0,45	16,42	
1 ^{eme} à RDC	Appuis	13,42	23,75	0,57	23,75	25,70
	Travées	6,71	19,05	0,35	19,05	

Tableau VI.4.:Moments max des Poutres secondaire de rive(30x35) :

Etages	Position	Moments max (KN.m)		Rapport M1/M2	Moments de calcul KN.m	T max KN
		M1	M2			
Terrasse	Appuis	10,83	30,85	0,35	30,85	33,39
	Travées	5,41	15,43	0,35	15,43	
6 ^{eme} à 2 ^{eme}	Appuis	15,64	36,72	0,43	36,72	42,25
	Travées	7,82	18,36	0,43	18,36	
1 ^{eme} à RDC	Appuis	14,42	3,90	3,70	14,42	31,72
	Travées	7,21	2,23	3,24	7,21	

-Exemple de calcul :

a). Poutres principales intermédiaires (30x40) cm² :

Armatures longitudinales :

Calculons d'abord les sections min. et max. des aciers qui devraient conditionner la section à adopter, on a :

$$A_{min} = 0,5\%(bxh) = 0,5 \times 30 \times 40 / 100 = 6,00 \text{cm}^2 \text{ (sur toute la section)}$$

$$A_{max1} = 4\%(bxh) = 4 \times 30 \times 40 / 100 = 48,00 \text{cm}^2 \text{ (zone courante)}$$

$$A_{max2} = 6\% (bxh) = 6 \times 30 \times 40 / 100 = 72,00 \text{ cm}^2 \text{ (zone de recouvrement)}$$

• En travée :

$$\begin{cases} (M_{Sp1}) \Rightarrow M_{tsp1} = 42,17 \text{ KN.m} \\ (M_{Sp2}) \Rightarrow M_{tsp2} = 97,06 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\frac{M_{t_{sp1}}}{M_{t_{sp2}}} = \frac{42,17}{97,06} = 0,43 < 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous (Sp}_2\text{)}$$

Données :

- Largeur de la poutre $b=30$.
- Hauteur de la section $h_t=40\text{cm}$.
- Hauteur utile des aciers tendus $d=0,9 \times h_t=36 \text{ cm}$
- Contrainte des aciers utilisés $f_e=400 \text{ Mpa}$
- Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28}=25 \text{ Mpa}$
- Contrainte limite de traction du béton $f_{t28}=2,1\text{Mpa}$.
- $f_{bc}=14,17\text{MPa}$
- $\sigma_s=348\text{MPa}$
- Fissuration peu préjudiciable

Le moment réduit μ :

$$\mu = \frac{M_{t_{sp2}}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{97,06 \times 10^3}{30 \times 36^2 \times 14,17} = 0,176 < \mu_r = 0,392$$

Donc : $\beta = 0,902$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_{t_{sp2}}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{97,06 \times 10^3}{0,902 \times 36 \times 348} = 8,59 \text{ cm}^2$$

On adopte : 3T14+3T14 et $A_s = 9,24 \text{ cm}^2$

✓ **En appuis :**

(Sp₁) $\Rightarrow M_{a_{sp1}}=84,34 \text{ KN.m}$

(Sp₂) $\Rightarrow M_{a_{sp2}}=105,91 \text{ KN.m}$

$$\frac{M_{a_{sp1}}}{M_{a_{sp2}}} = \frac{84,34}{105,91} = 0,80 < 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous (Sp}_2\text{)}$$

Le moment réduit μ :

$$\mu = \frac{M_{a_{sp2}}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{105,91 \times 10^3}{30 \times 36^2 \times 14,17} = 0,192 < \mu_r = 0,392$$

Donc : $\beta = 0,892$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_{a\ sp2}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{105,91 \times 10^3}{0,892 \times 36 \times 348} = 9,48 \text{ cm}^2$$

On adopte : 3T16+3T14 et $A_s = 10,65 \text{ cm}^2$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 36 \times 2,10}{400} = 1,30 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$A_{adoptée} > A_{min}$ Condition vérifié.

b). Vérification de la Contrainte de cisaillement:

$$\checkmark \text{ Contrainte tangente : } \tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{106,02 \times 10}{30 \times 36} = 0,98 \text{ MPa}$$

✓ Contrainte tangente admissible :

$$\overline{\tau}_u = \min(0,13 \times f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,98 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{ (condition .vérifiée)}$$

Il n'y a pas de reprise de cisaillement (les cadres seront perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre).

c). Détermination du diamètre des armatures transversales :

$$\Phi t \leq \min (h/35 ; b/10 ; \Phi l)$$

$$\Phi t \leq \min (11,43 ; 30 ; 14)$$

On adopte : $\Phi t = 8 \text{ mm}$

d). L'espacement:

$$\left\{ \begin{array}{l} St \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm}) \\ St \leq \min (32,4 ; 40 \text{ cm}) \end{array} \right. \Rightarrow St \leq 30 \text{ cm}$$

$$\text{Zone nodale : } \left\{ \begin{array}{l} St \leq \min (h/4 ; 12\Phi l ; 30 \text{ cm}) \\ St \leq \min (10 ; 16,8 ; 30 \text{ cm}) \end{array} \right. \Rightarrow \text{Donc : } St = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante: } \left\{ \begin{array}{l} St \leq h/2 \\ St \leq 20 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow \text{Donc: } St = 15 \text{ cm}$$

e).La section des armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b \cdot S_t} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3k \cdot f_{jt}}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(0,98 - (0,3 \times 1 \times 2,1))35 \times 1,15}{0,9 \times 1 \times 235} = 0,067 \text{ cm} \dots \dots (1)$$

k=1 (flexion simple et fissuration non préjudiciable)

$$f_{jt} = \min (2,1; 3,3 \text{ MPa}) = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ Mpa} \right) = \max \left(\frac{0,98}{2}; 0,4 \text{ Mpa} \right) = 0,49 \text{ Mpa}$$

$$\left(\frac{A_t}{S_t} \right)_{\min} \geq \frac{0,49 \times b}{f_e} = \frac{0,49 \times 30}{235} = 0,063 \text{ cm} \dots \dots (2)$$

On prend le max (1) et (2) $\left\{ \begin{array}{l} A_t \geq 0,067 S_t \\ \text{On prend } S_t = 15 \text{ cm} \\ A_t \geq 1,005 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$

f). Entraînement des armatures:**Vérification des contraintes d'adhérence :**

$$\tau_{u \text{ ser}} = \frac{T}{0,9 \cdot d \cdot \mu \cdot n} \leq \bar{\tau}_{u \text{ ser}} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

ψ_s : coefficient de scellement $\psi_s = 1,5$ pour H.A

T : Effort tranchant max T=106,02KN

n : Nombre des armatures longitudinaux tendus n=3

μ : Périmètre d'armature tendu $\mu = \pi \phi = 3,14 \times 1,4 = 4,396 \text{ cm}$

$$\tau_{u \text{ ser}} = \frac{T}{0,9 \cdot d \cdot \mu \cdot n} = \frac{106,02 \times 10^3}{0,9 \times 36 \times 4,396 \times 3 \times 10^2} = 2,48 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{u \text{ ser}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{u \text{ ser}} = 2,48 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_{u \text{ ser}} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

g).Ancrage des armatures tendues :

$$\tau_s = 0,6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6(1,5)^2 \cdot 2,1 = 2,84 \text{ Mpa}$$

La longueur de scellement droit $l_s = \Phi f_e / 4\tau_s$

Avec Φ : diamètre d'une barre

$$L_s = 1,4 \times 400 / (4 \times 2,84) = 49,38 \text{ cm}$$

Cette longueur dépassée la largeur de la poutre « 30 cm » donc il faut courber les barres avec un rayon : $r = 5,5 \Phi = 5,5 \times 1,4 = 7,7 \text{ cm}$

Calcul des crochets :

Crochets courants angle de 90°

$$L_2 = d - (c + \phi/2 + r) ; \quad \text{Profondeur utile } d = 36 \text{ cm.}$$

$$L_1 \geq \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87}$$

$$\phi_L = 1,2 \text{ cm} : \quad \begin{cases} L_2 = 26,8 \text{ cm} \\ L_1 = 3,75 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\phi_L = 1,4 \text{ cm} : \quad \begin{cases} L_2 = 25,6 \text{ cm} \\ L_1 = 3,70 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\phi_L = 1,6 \text{ cm} : \quad \begin{cases} L_2 = 23,90 \text{ cm} \\ L_1 = 7,09 \text{ cm} \end{cases}$$

La longueur de recouvrement :

D'après le R.P.A 99 (version 2003), la longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone IIa

$$\Phi = 1,2 \text{ cm} \rightarrow l = 48 \text{ cm}$$

$$\Phi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow l = 56 \text{ cm}$$

$$\Phi = 1,6 \text{ cm} \rightarrow l = 64 \text{ cm}$$

VI.4. Vérification des contraintes (ELS) :

$$M_{t \text{ ser}} = 97,06 \text{ KN.m} \quad ; \quad A_s = 8,64 \text{ KN.m}$$

a-position de l'axe neutre :

$$by^2/2 - n.A (d-y) = 0 \Leftrightarrow 15y^2 + 129,6y - 4665,6 = 0 \Rightarrow y = 13,84 \text{ cm}$$

b-moment d'inertie:

$$I = by^3/3 + n.A (d-y)^2 = 9152,04 \text{ cm}^4$$

c- contrainte maximal dans le béton comprimée σ_{bc} :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = K.y = \frac{M_{ser}}{I_g} \times y = \frac{97,06 \times 10^3}{9152,04} \times 13,84 = 14,90 \text{ Mpa} \\ \sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa} \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = 14,90 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Vérification de la flèche :

$$M_{t \max} = 97,06 \text{ KN.m}, A_s = 8,64 \text{ cm}^2$$

$$M_0 = (G+Q) l^2/8 = (6,28+1) \times (5,20)^2/8 = 24,61 \text{ t.m} \quad (\text{à l'ELS})$$

$$\left\{ \begin{array}{l} h/L > 1/16 \rightarrow \frac{40}{520} > \frac{1}{16} \dots\dots\dots 0,077 > 0,0625 \dots\dots\dots (\text{Condition vérifiée}). \\ h/L > M_t/10M_0 \rightarrow \frac{40}{520} > \frac{97,06}{10 \times 24,61} \dots\dots\dots 0,077 > 0,039 \dots\dots\dots (\text{Condition vérifiée}). \\ A_s/bd < 4,2/f_e = \frac{8,64}{30 \times 36} < \frac{4,2}{400} \dots\dots\dots 0,008 < 0,0105 \dots\dots\dots (\text{Condition vérifiée}). \end{array} \right.$$

Tableau VI.5 : Récapitulation du ferrailage des poutres principales intermédiaires

Etages	Position	Moments de calcul(KN.m)	As(calculé)	As (min)	Choix	As
Terrasse	Apuis	105,91	9,48	6,00	3T16+3T14	10,65
	Travées	97,06	8,59		3T14+3T14	9,24
6 ^{eme} à 2 ^{eme}	Apuis	80,06	6,93	6,00	3T14+2T14	7,70
	Travées	40,03	3,32		3T12	3,39
1 ^{eme} à RDC	Apuis	93,61	8,25	6,00	3T14+3T14	9,24
	Travées	38,35	3,18		3T12	3,39

Tableau VI.6 : Récapitulation du ferrailage des poutres principales de rive :

Etages	Position	Moments de calcul(KN.m)	As(calculé)	As (min)	Choix	As
Terrasse	Apuis	46,05	3,34	6,00	3T12	3,39
	Travées	23,02	1,64		3T12	3,39
6 ^{eme} à 2 ^{eme}	Apuis	104,97	9,37	6,00	3T14+3T16	10,65
	Travées	23,93	1,95		3T12	3,39
1 ^{eme} à RDC	Apuis	86,02	7,50	6,00	3T14+2T14	7,70
	Travées	19,31	1,57		3T12	3,39

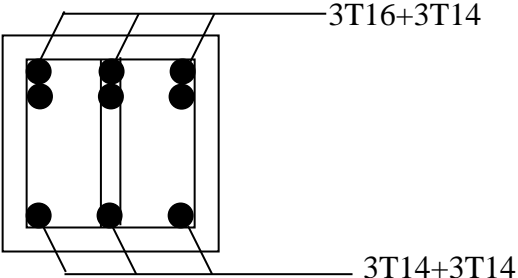
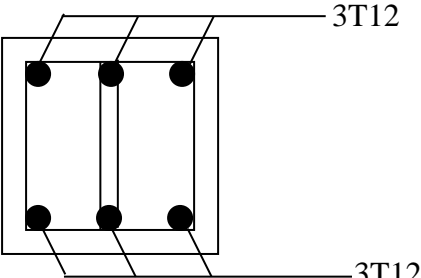
Tableau VI.7 :Récapitulation du ferrailage des chaînages intermédiaires

<i>Étages</i>	<i>Position</i>	<i>Moments de calcul(KN.m)</i>	<i>As(calculé)</i>	<i>As (min)</i>	<i>Choix</i>	<i>As</i>
<i>Terrasse</i>	<i>Apuis</i>	37,16	3,05	5,25	3T14	4,62
	<i>Travées</i>	27,33	2,23		3T12	3,39
<i>6^{eme} à 2^{eme}</i>	<i>Apuis</i>	32,85	2,69	5,25	5T12	5,65
	<i>Travées</i>	16,42	1,32		3T12	3,39
<i>1^{eme} à RDC</i>	<i>Apuis</i>	23,75	1,93	5,25	3T12	3,39
	<i>Travées</i>	19,06	1,54		3T12	3,39

Tableau VI.8 :Récapitulation du ferrailage des chaînages de rive

<i>Étages</i>	<i>Position</i>	<i>Moments de calcul(KN.m)</i>	<i>As(calculé)</i>	<i>As (min)</i>	<i>Choix</i>	<i>As</i>
<i>Terrasse</i>	<i>Apuis</i>	30,85	2,52	5,25	3T12	3,39
	<i>Travées</i>	15,43	1,24		3T12	3,39
<i>6^{eme} à 2^{eme}</i>	<i>Apuis</i>	36,72	3,01	5,25	3T14	4,62
	<i>Travées</i>	18,36	1,48		3T12	3,39
<i>1^{eme} à RDC</i>	<i>Apuis</i>	14,42	1,16	5,25	3T12	3,39
	<i>Travées</i>	7,21	0,58		3T12	3,39

Tableau VI.9 : Ferrailage des poutres principales (30x40) cm² :

<i>Niveau</i>	<i>Poutres intermédiaires</i>	<i>Poutre de rive</i>
<i>Terrasse</i>		

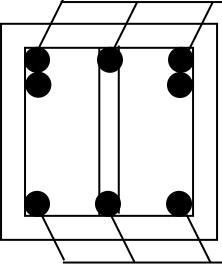
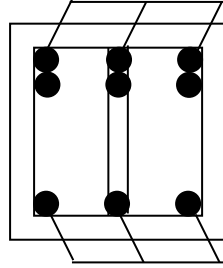
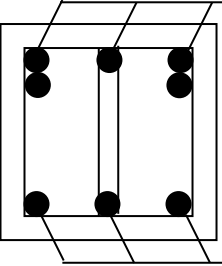
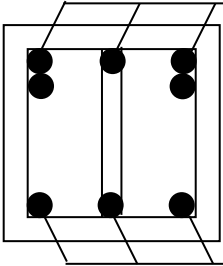
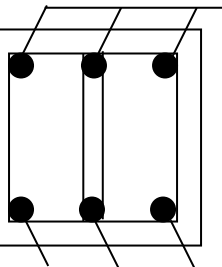
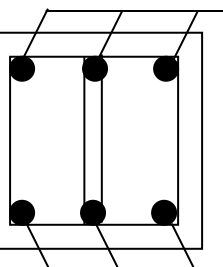
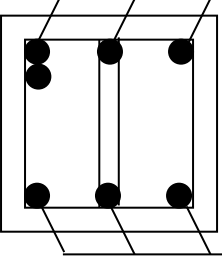
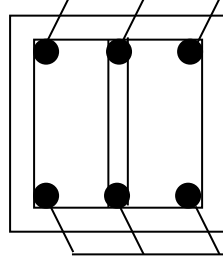
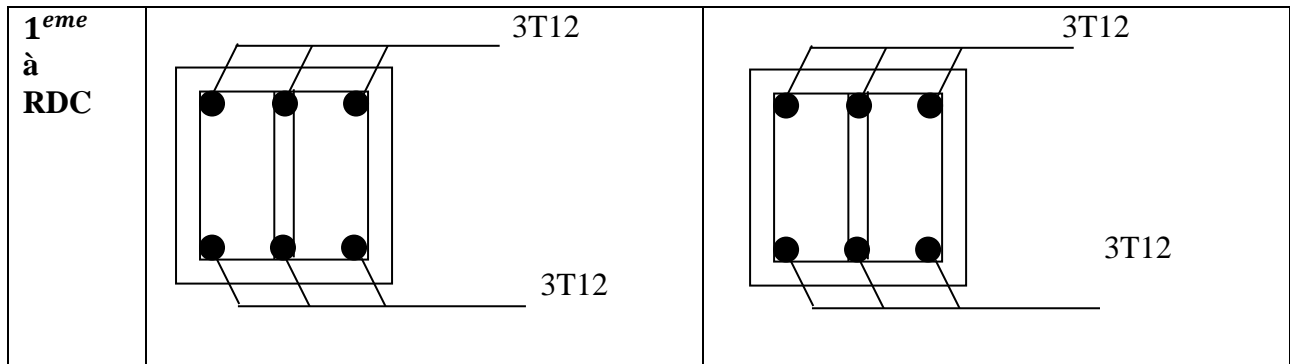
<p>6^{eme} à 2^{eme}</p>	 <p>3T14+2T14</p> <p>3T12</p>	 <p>3T14+3T16</p> <p>3T12</p>
<p>1^{eme} à RDC</p>	 <p>3T14+3T14</p> <p>3T12</p>	 <p>3T14+2T14</p> <p>3T12</p>

Tableau VI.10 : Ferrailage des chaînages (30x35) cm²

Niveau	Poutres intermédiaires	Poutre de rive
Terrasse	 <p>3T14</p> <p>3T12</p>	 <p>3T12</p> <p>3T12</p>
6 ^{eme} à 2 ^{eme}	 <p>5T12</p> <p>3T12</p>	 <p>3T14</p> <p>3T12</p>



VI .3.2. Ferrailage des poteaux :

a. Méthode de calcul :

En général, les poteaux sont sollicités par un moment de flexion et un effort normal et un effort tranchant, le calcul doit se faire en flexion composée

La section des armatures doit être égale au maximum des sections données par les Combinaisons suivante :

$$- 1^{ere} \text{ Genre : } 1,35G+1,5Q \Rightarrow \{N_{max} ; M_{correspondant} \rightarrow A_1$$

$$- 2^{eme} \text{ Genre : } \begin{cases} 0,8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_{min} ; M_{correspondant} \rightarrow A_5 \\ M_{max} ; N_{correspondant} \rightarrow A_6 \end{cases}$$

Dans le calcul relatif aux « ELU », on introduit des coefficients de sécurité(γ_s, γ_b)

- Pour situation accidentelle : $\begin{cases} \gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa.} \\ \gamma_b = 1,15 \Rightarrow \sigma_b = 18,48 \text{ MPa} \end{cases}$
- Pour les autres cas : $\begin{cases} \gamma_s = 1,15 \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa.} \\ \gamma_b = 1,5 \Rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{ MPa} \end{cases}$

b.Ferrailage exigé par R.P.A 99(version 2003) :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets

Le pourcentage minimal des aciers sur toute la longueur sera de **0,8%** (zone IIa)

Le pourcentage maximal des aciers sur toute la longueur sera de **4%** en zone courante, **6%** en zone de recouvrement.

Le diamètre minimal est de **12 mm**

La longueur minimale de recouvrement est de **40 Ø** (zone IIa)

La distance dans les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25cm** en zone IIa. Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales.

Le tableau suivant donne les sections min. et max. imposée par le R.P.A 99(version 2003) :

Types des poteaux	$A_{min}=0,8 \% \times S$	$A_{max1}=4 \% \times S$	$A_{max2}=6 \% \times S$
1 ^{ere} type (35x35) cm ²	9,80	49,00	73,50
2 ^{eme} type (40x40) cm ²	12,80	64,00	96,00
3 ^{eme} type (45x45) cm ²	16,20	81,00	121,50

c. Vérification spécifique sous sollicitations normales (coffrage de poteau):

Avant de calculer le ferrailage il faut d'abord faire la vérification prescrite par le RPA 99, dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,30 \dots \dots \dots \text{RPA 99V2003, P50, §7.4.3}$$

Avec :

N_d : L'effort normal de calcul s'exerce sur une section du béton.

B_c : Section de poteau.

F_{c28} : La résistance caractéristique du béton à 28 jours.

La Vérification des poteaux sous sollicitations normales pour une combinaison sismique (G+Q+1.2 Ex) est représenté dans le tableau suivant :

Poteau	N_d [KN]	B_c [cm ²]	f_{c28} [MPa]	$v \leq 0,30$	Observation
P1	174,06	(35x35)	25	0,0057	C.V
P2	511,95	(40x40)	25	0,0130	C.V
P3	1138,19	(45x45)	25	0,0225	C.V

Tableau VI.11:Vérification des poteaux sous sollicitation normales

Exemple de calcul :

Le tableau VI.12 : donne les sollicitations défavorables du premier genre, l'unité est de t.m

Etages	Efforts	Valeur en KN ; KN.m	T (KN)
(35x35)cm ²	N_{max}	834,52	65,62
	M_{cro}	17,52	
	N_{min}	30,16	
	M_{cro}	3,15	
	M_{max}	68,89	

	N_{cro}	15,76	
(40x40)cm ²	N_{max}	1058,62	56,39
	M_{cro}	21,85	
	N_{min}	92,15	
	M_{cro}	3,69	
	M_{max}	53,69	
	N_{max}	78,84	
(45x45)cm ²	N_{max}	1348,29	45,06
	M_{cro}	16,53	
	N_{min}	247,80	
	M_{cro}	16,12	
	M_{max}	61,89	
	N_{max}	19,32	

VI.1. Calcul d'un poteau :

Un seul poteau de type 1 sera calculé en détail, les résultats des autres poteaux seront notés dans un tableau.

Données :

- Largeur du poteau a = 35cm.
- hauteur de la section b = 35cm.
- Enrobage c=2,5cm.
- Hauteur utile des aciers tendus d = ht-c= 32,5 cm
- Contrainte des aciers utilisés $f_e = 400$ Mpa
- Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28}=25$ Mpa
- Contrainte limite de traction du béton $f_{t28}=2,1$ Mpa.
- Fissuration peu préjudiciable

VI.1.1Poteaux (35x35) cm²:

- $N_{max}= 834,52$ KN ; $M_{cro} = 17,52$ KN.m(1)
- $N_{min}= 30,16$ KN ; $M_{cro} = 3,15$ KN.m.....(2)
- $M_{max}= 68,89$ KN ; $N_{cro} = 15,76$ KN.m.....(3)

a).Combinaison de 1^{ere} genre (1,35G+1,5Q) :

Détermination du centre de pression (1) :

$N_{max}= 834,52$ KN ; $M_{cro} = 17,52$ KN.m(1)

$e=M/N= 17,52/834,52=0,0210$ m

$M_u =N_u(d-\frac{ht}{2} +e)=834,52(0,325-0,35/2+0,0210)=142,70$ KN.m

Vérification si la section est surabondante:

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u \leq 0,81f_{bc}.b.h \\ M_u \leq M_u.d (1-0,514N_u/b.d.f_{bc}) \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} N_u=834,52\text{KN.m} < 1406,02\text{KN.m} \dots\dots \text{Vérfiée} \\ M_u=142,70\text{KN.m} < 204,19\text{KN.m} \dots \text{Vérfiée} \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas Nécessaires ($A_1=0$)

b). Combinaison de 2^{ème} genre (0,8G+E) :
Détermination du centre de pression (2) :

$$N_{min} = 30,16 \text{ KN} ; M_{cro} = 3,15 \text{ KN.m} \dots\dots\dots(2)$$

$$e = M/N = 3,15/30,16 = 0,1044 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 30,16 \left(0,325 - 0,35/2 + 0,1044 \right) = 7,67 \text{ KN.m}$$

Vérification si la section est surabondante:

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq M_u \cdot d \left(1 - 0,514 N_u / b \cdot d \cdot f_{bc} \right) \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} N_u = 30,16 \text{ KN.m} < 1833,68 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{Vérfiée} \\ M_u = 7,67 \text{ KN.m} < 9,71 \text{ KN.m} \dots \text{Vérfiée} \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas

Nécessaires ($A_2=0$)

c). Combinaison de 2^{ème} genre (G+Q±1,2E):
Détermination du centre de pression (3) :

$$M_{max} = 15,76 \text{ KN} ; N_{cro} = 68,89 \text{ KN.m} \dots\dots\dots(3)$$

$$e = M/N = 15,76/68,89 = 0,229 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 15,76 \left(0,325 - 0,35/2 + 0,229 \right) = 5,97 \text{ KN.m}$$

Vérification si la section est surabondante:

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq M_u \cdot d \left(1 - 0,514 N_u / b \cdot d \cdot f_{bc} \right) \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} N_u = 15,76 \text{ KN.m} < 1833,68 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{Vérfiée} \\ M_u = 5,97 \text{ KN.m} < 15,68 \text{ KN.m} \dots \text{Vérfiée} \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas

Nécessaires ($A_3=0$)

VI.1.2.Poteaux (40x40) cm²:

- $N_{max}=1058,62 \text{ KN} ; M_{cro} =21,85 \text{ KN.m} \dots\dots\dots(1)$
- $N_{min}=92,15 \text{ KN} ; M_{cro} =3,69 \text{ KN.m} \dots\dots\dots(2)$
- $M_{max}=53,69 \text{ KN} ; N_{cro} =78,84 \text{ KN.m} \dots\dots\dots(3)$

a)-Combinaison de 1^{ere} genre (1,35G+1,5Q) :

Détermination du centre de pression (1) :

$N_{max}= 1058,62\text{KN} ; M_{cro} = 21,85\text{KN.m} \dots\dots\dots(1)$

$e=M/N= 21,85/1058,62=0,0206\text{m}$

$M_u =N_u(d-\frac{ht}{2} +e)=1058,62(0,375-0,40/2+0,0206)=207,07 \text{ KN.m}$

Vérification si la section est surabondante:

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq M_u \cdot d (1 - 0,514 N_u / b \cdot d \cdot f_{bc}) \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} N_u = 1058,62 \text{ KN.m} < 1836,43 \text{ KN.m} \dots \text{Vérifiée} \\ M_u = 207,07 \text{ KN.m} < 295,35 \text{ KN.m} \dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas Nécessaires ($A_1=0$)

b).Combinaison de 2^{eme} genre (0,8G+E) :

Détermination du centre de pression (2) :

$N_{min}= 92,15\text{KN} ; M_{cro} =3,69 \text{ KN.m} \dots\dots\dots(2)$

$e=M/N= 3,69/92,15=0,0400\text{m}$

$M_u =N_u(d-\frac{ht}{2} +e)=92,15(0,375-0,40/2+0,0400)= 19,81\text{KN.m}$

Vérification si la section est surabondante:

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq M_u \cdot d (1 - 0,514 N_u / b \cdot d \cdot f_{bc}) \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} N_u = 92,15 \text{ KN.m} < 2395,01 \text{ KN.m} \dots\dots \text{Vérifiée} \\ M_u = 19,81 \text{ KN.m} < 33,78 \text{ KN.m} \dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas

Nécessaires ($A_2=0$)

c).Combinaison de 2^{eme} genre (G+Q±1,2E):

Détermination du centre de pression (3) :

$$M_{max}=53,69 \text{ KN} ; N_{cro} = 78,84\text{KN.m} \dots\dots\dots(3)$$

$$e=M/N= 53,69/78,84= 0,681\text{m}$$

$$M_u =N_u(d-\frac{ht}{2} +e)=78,84(0,375-0,40/2+0,681)= 67,49\text{KN.m}$$

Vérification si la section est surabondante:

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u \leq 0,81f_{bc}.b.h \\ M_u \leq M_u.d (1-0,514N_u/b.d.f_{bc}) \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} N_u=78,84\text{KN.m} < 2395,01 \text{ KN.m} \dots\dots\dots\text{Vérfiée} \\ M_u=67,49\text{KN.m} < 77,34\text{KN.m} \dots\dots\dots\text{Vérfiée} \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas

Nécessaires (A₃=0)

VI.1.3.Poteaux (45x45) cm²:

- $N_{max}= 1384,29\text{KN} ; M_{cro} =16,53\text{KN.m} \dots\dots\dots(1)$
- $N_{min}=247,80\text{KN} ; M_{cro} = 16,12\text{KN.m} \dots\dots\dots(2)$
- $M_{max}= 61,89\text{KN} ; N_{cro} =19,32\text{KN.m} \dots\dots\dots(3)$

a)-Combinaison de 1^{ere} genre (1,35G+1,5Q) :

Détermination du centre de pression (1) :

$$N_{max}= 1384,29\text{KN} ; M_{cro} = 16,53\text{KN.m} \dots\dots\dots(1)$$

$$e=M/N= 16,53/1384,29=0,0119\text{m}$$

$$M_u =N_u(d-\frac{ht}{2} +e)=1384,29(0,425-0,45/2+0,0119)= 293,33\text{KN.m}$$

Vérification si la section est surabondante:

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u \leq 0,81f_{bc}.b.h \\ M_u \leq M_u.d (1-0,514N_u/b.d.f_{bc}) \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} N_u=1384,29\text{KN.m} < 2324,23\text{KN.m} \dots\dots\dots\text{Vérfiée} \\ M_u=293,33\text{KN.m} < 433,64 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

.....Vérfiée

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas

Nécessaires (A₁=0)

b). Combinaison de 2^{eme} genre (0,8G+E) :

Détermination du centre de pression (2) :

$$N_{min} = 247,80 \text{KN} ; M_{cro} = 16,12 \text{ KN.m} \dots\dots\dots(2)$$

$$e = M/N = 16,12/247,80 = 0,065 \text{m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 247,80 \left(0,425 - 0,45/2 + 0,065 \right) = 65,67 \text{KN.m}$$

Vérification si la section est surabondante:

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq M_{u,d} \left(1 - 0,514 N_u / b \cdot d \cdot f_{bc} \right) \end{cases} \quad \begin{cases} N_u = 247,80 \text{KN.m} < 3031,18 \text{KN.m} \dots\dots \text{Vérfiée} \\ M_u = 65,67 \text{KN.m} < 100,36 \text{KN.m} \dots \text{Vérfiée} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas

Nécessaires ($A_2=0$)

c). Combinaison de 2^{eme} genre (G+Q±1,2E):

Détermination du centre de pression (3) :

$$M_{max} = 19,32 \text{KN} ; N_{cro} = 61,89 \text{KN.m} \dots\dots\dots(3)$$

$$e = M/N = 19,32/61,89 = 0,312 \text{m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 19,32 \left(0,425 - 0,45/2 + 0,312 \right) = 9,89 \text{KN.m}$$

Vérification si la section est surabondante:

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq M_{u,d} \left(1 - 0,514 N_u / b \cdot d \cdot f_{bc} \right) \end{cases} \quad \begin{cases} N_u = 19,32 \text{KN.m} < 3031,18 \text{KN.m} \dots\dots \text{Vérfiée} \\ M_u = 9,89 \text{KN.m} < 9,98 \text{KN.m} \dots \text{Vérfiée} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas

Nécessaires ($A_3=0$)

VI.2. Les vérifications :

a). Vérification de la contrainte de cisaillement : « le poteau le plus sollicité (45x45) cm² »

$$T_{max} = 45,06 \text{ KN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Contrainte tangente : } \tau_u = T / (b \times d) = 45,06 \times 10^3 / (450 \times 425) = 0,235 \text{ Mpa} \\ \text{Contrainte tangente admissible : } \bar{\tau}_u = \min (0,13 f_{c28} ; 5 \text{ Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa.} \end{array} \right.$$

$$\tau_u = 0,235 \leq \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition Vérifiée}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

b). Calcul des armatures transversales :**b.1)- Diamètre des armatures transversales :**

$$\Phi_t = \Phi / 3$$

$$\Phi_t = 16 / 3$$

$$\Phi_t = 8 \text{ mm}$$

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule:

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

- V_u : Effort tranchant de calcul
- h_1 : hauteur totale de la section brute
- f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale. $f_e = 400 \text{ Mpa}$.
- S_t : Espacement des armatures transversales.
- ρ_a : Coefficient correcteur (tient compte de la rupture).
- $\rho_a = 2.5$ Si l'élançement géométrique $\lambda_g \geq 5$
- $\rho_a = 3.75$ Si l'élançement géométrique $\lambda_g < 5$.

b.2)- Calcul de l'espacement :

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on a :

$$\text{-En zone nodale : } S_t \leq \min (10 \varnothing_L ; 15 \text{ cm}) = 15 \text{ cm} \quad \text{Soit } S_t = 10 \text{ cm.}$$

$$\text{-En zone courante : } S_t \leq 15 \varnothing_L = 24 \text{ cm} \quad \text{Soit } S_t = 15 \text{ cm.}$$

b.3)- Calcul de l'élancement géométrique λ_g :

$$\lambda_g = L_f / b$$

Avec: L_f : Longueur de flambement du poteau.

b : Dimension de la section droite du poteau.

$$L_f = 0,7 L_0$$

$$\lambda_g = \frac{0,7 \times l_0}{0,45} = \frac{0,7 \times 4,20}{0,45} = 6,53$$

$$\lambda_g = 6,53 > 5 \Rightarrow \rho_a = 2,5 \text{ (d'après le RPA.99 "Art 7.4.2.2") .}$$

$$\text{donc : } A_t = \frac{S_t \cdot \rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_c} = \frac{15 \times 2,5 \times 45,06}{45 \times 235} = 0,16 \text{ cm}^2$$

c- Quantité d'armatures transversales minimales :

$A_t / S_t \cdot b$: En % est donnée comme suit :

$$\lambda_g = 6,53 > 5 : \quad 0,3\%$$

$$\text{Alors : } \begin{cases} \text{Zone nodale : } A_t = 0,003 \times 10 \times 45 = 1,35 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante : } A_t = 0,003 \times 15 \times 45 = 2,025 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Le choix : } \begin{cases} A_t = 8\phi 8 = 4,02 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

d- Vérification de la section minimale d'armatures transversales :

$$\frac{A_t \cdot f_c}{b \cdot S_t} \geq \max(\tau_u ; 0,4 \text{ MPa}) = 0,4 \text{ MPa}$$

$$A_t \geq \frac{0,4 \cdot S_t \cdot b}{f_c} = \frac{0,4 \times 15 \times 45}{400} = 0,675 \text{ cm}^2 < 4,02 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée}$$

e- Détermination de la zone nodale:

La zone nodale est constituée par le nœud **poutre-poteau** proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure suivante:

$$\begin{cases} h' = \text{Max}(h_e/6; b; h; 60\text{cm}) = \text{Max}(420/6; 45; 45; 60) = 70\text{cm} \\ L' = 2 \cdot h = 2 \cdot 45 = 90\text{cm} \end{cases}$$

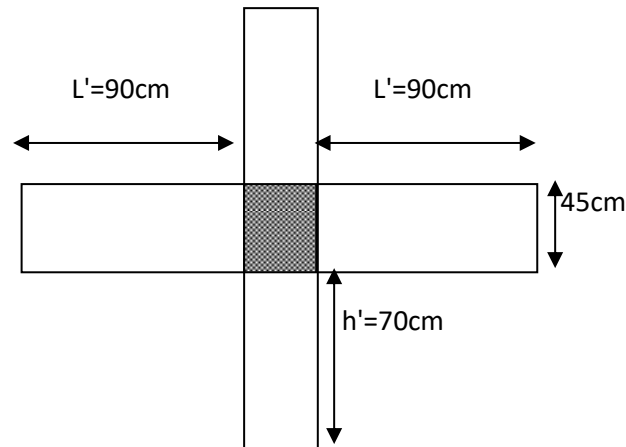
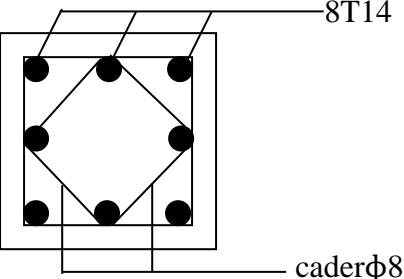
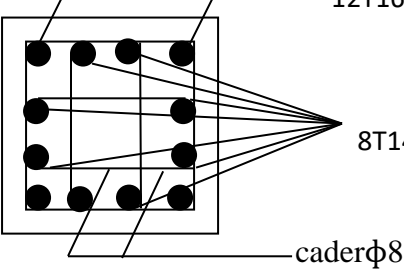
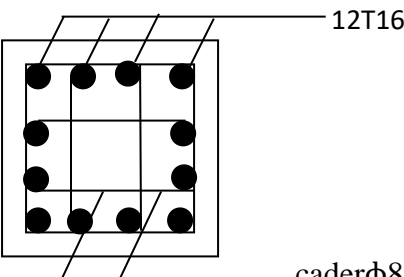


Figure : VI- 1 :géométrie de La zone nodale.

Tableau VI.13 : Sollicitations des Poteaux non liés aux voiles de contreventement

Etages	Efforts	Valeur en KN ; KN.m	As calcul (cm ²)	As min (cm ²)	Choix	As (cm ²)
(35x35)cm ²	N_{max}	834,52	0,00	9,8	8T14	12,32
	M_{cro}	17,52	0,00			
	N_{min}	30,16	0,00			
	M_{cro}	3,15	0,00			
	M_{max}	68,89	0,00			
	N_{cro}	15,76	0,00			
(40x40)cm ²	N_{max}	1058,62	0,00	12,80	4T16 + 8T14	20,36
	M_{cro}	21,85	0,00			
	N_{min}	92,15	0,00			
	M_{cro}	3,69	0,00			
	M_{max}	53,69	0,00			
	N_{max}	78,84	0,00			
(45x45)cm ²	N_{max}	1348,29	0,00	16,20	12T16	24,13
	M_{cro}	16,53	0,00			
	N_{min}	247,80	0,00			
	M_{cro}	16,12	0,00			
	M_{max}	61,89	0,00			
	N_{max}	19,32	0,00			

Tableau VI. 14: Ferrailages des poteaux :

Niveau	Poteaux intermédiaires
<p>5^{eme} à 6^{eme} étage (35x35) cm²</p>	 <p>8T14 caderϕ8</p>
<p>4^{eme} étage à 3^{eme} (40x40) cm²</p>	 <p>12T16 8T14 caderϕ8</p>
<p>2^{eme} étage à 1^{eme} RDC (45x45) cm²</p>	 <p>12T16 caderϕ8</p>

Chapitre VII :
Etude des voiles

VII : ETUDE DES VOILES :

VII.1-Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et horizontales. Donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi sous l'action des sollicitations dues aux séismes.

On utilise les voiles dans tous les bâtiments quelle que soit leurs destination (d'habitations, de bureaux, scolaires, hospitaliers, industriels,...)

VII.2.Le système de contreventement :

Les systèmes de contreventement représentent la partie de la structure qui doit reprendre les forces horizontales dues au vent "action climatique" ou aux séismes (action géologique).

Dans notre construction, le système de contreventement est mixte (voile - portique) ; ce système de contreventement est conseillé en zone sismiques car il a une capacité de résistance satisfaisante.

Mais ce système structural est en fait un mélange de deux types de structures qui obéissent à des lois de comportement différentes. de l'interaction portique – voiles, naissent des forces qui peuvent changer de sens aux niveaux les plus hauts et ceci s'explique par le fait qu'à ces niveaux les portiques bloquent les voiles dans leurs déplacement .Par conséquent une attention particulière doit être observée pour ce type de structure:

a) 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).

b) Calcul :

Dans les calculs, on doit considérer un modèle comprenant l'ensemble des éléments Structuraux (portique-voiles) afin de prendre en considération conformément aux lois de Comportement de chaque type de structure.

c. Le principe de calcul :

L'étude des voiles consiste à les considérer comme des consoles encastées à la base Sollicitées par un moment fléchissant (M_x, M_y), un effort normal (N), et un effort tranchant

(T) suivant le cas le plus défavorable selon les combinaisons suivantes :

- 1) ELU et ELS
- 2) $G + Q \pm E$ (Vérification du béton).
- 3) $0,8G \pm E$ (vérification de la stabilité).

Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée (M, N, T), par la méthode de Contraintes et vérifié conformément au règlement RPA 99/2003.

Le ferrailage est composé des armatures suivantes :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales (parallèles aux faces des murs)
- Armatures transversales (poteaux et raidisseurs).

VII.3.La méthode de calcul :

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I} \leq \sigma = \frac{0,85.f_c}{1,15} = 18,48 \text{ MPa}$$

Avec : N : effort normal appliqué.

M : moment fléchissant appliqué.

A : section du voile.

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : moment d'inertie.

On distingue 3 cas :

Premier cas :

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$ 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)

$$A_{\min} = 0,15.a.L$$

Deuxième cas :

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée"

On calcul le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales :

$A_v = F_t / f_e$; on compare A_v par la section minimale exigée par le R.P.A 99 (version 2003).

-Si : $A_v < A_{\min} = 0,15 \% a.L$, on ferraille avec la section minimale.

-Si : $A_v > A_{\min}$, on ferraille avec A_v .

Troisième cas :

Si : (σ_1 et σ_2) sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcul le volume des contraintes pour la zone tendue.

VII .3.1. Armatures verticales :

Ils sont disposés on deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le R.P.A 99 (version 2003) exige un pourcentage minimal égal à 0,15% de la section du béton.

Le ferrailage sera disposé symétriquement dans le voile en raison du changement de direction du séisme avec le diamètre des barres qui ne doit pas dépasser le 1/10 de l'épaisseur du voile

VII .3.2. Armatures horizontales :

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont distribuées d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures ; les barres horizontales doivent être disposé vers l'extérieure.

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales donné comme suit :

- globalement dans la section du voile 0,15%
- En zone courante 0,10 %

VII .3.3 Armatures transversales :

Les armatures transversales perpendiculaires aux faces du voile sont à prévoir d'une densité de 4 par m² au moins dans le cas où les armatures verticales ont un diamètre inférieure ou égal à 12 mm Les armatures transversales doivent tenir toutes les barres avec un espacement au plus égal à 15 fois le diamètre des aciers verticaux.

Les armatures transversales peuvent être des épingles de diamètre 6 mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieure ou égal à 20 mm, et de 8 mm dans le cas contraire.

VII .4) ferrailage des voiles :**VII .4.1 Exemple de calcul (Voile intermédiaire) :****VII .4.2-Détermination des contraintes :**

Combinaison : (G + Q ± E) :

$$A = 1,075 \text{ m}^2$$

$$I = 0,63 \text{ m}^4$$

$$V = 1,90 \text{ m}$$

$$N = 2253,14 \text{ KN}$$

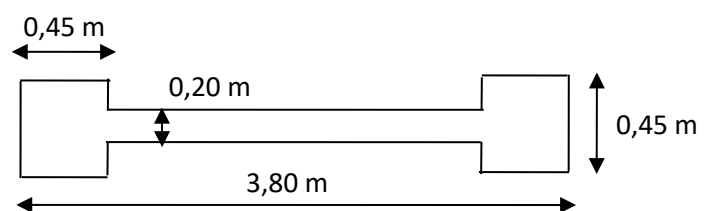


Figure VII.1. Schéma du voile + poteaux.

$$M = 3370,02 \text{ KN.m}$$

$$T = 42,21 \text{ KN}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_1 = \frac{2253,14 \times 10^{-3}}{1,075} + \frac{3370,02 \times 1,90 \times 10^{-3}}{0,63} = 12,26 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{2253,14 \times 10^{-3}}{1,075} - \frac{3370,02 \times 1,90 \times 10^{-3}}{0,63} = -8,08 \text{ MPa}$$

On a : (σ_1 et σ_2) de signes différents, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcul le volume des contraintes pour la zone tendue.

VII. 4.3- Calcul de la longueur tendue :

$$X = \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_2| + |\sigma_1|} \times L$$

$$\Rightarrow X = \frac{8,08}{12,26 + 8,08} \times 3,80 =$$

$$\Rightarrow X = 1,51 \text{ m}$$

VII. 4.4- Effort de traction :

$$F = |\sigma_2| \times a \times \frac{X}{2} = 8,08 \times 10^6 \times 0,2 \times \frac{1,51}{2} = 1220080 \text{ N}$$

$$A_v = \frac{F}{\sigma_e} = \frac{1220080}{400} \times 10^{-2} = 30,50 \text{ cm}^2$$

Pour un mètre de longueur on a :

$$A_v = \frac{30,50 \times 100}{202,7} = 15,05 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Selon le R.P.A 99 (version 2003) : Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de

Couture dont la section doit être calculée avec la formule : $A_{vj} = 1,1 \times \frac{\bar{V}}{F_e}$

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

$$: A_{vj} = 1,1 \times \frac{\bar{V}}{F_e} = 1,1 \times \frac{1,4 \times V}{F_e} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 42,21 \times 10}{400} = 1,48 \text{ cm}^2$$

Soit la section par un mètre linéaire :

$$A_{vj} = \frac{1,48 \times 100}{285} = 0,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc la section d'armature qu'on doit tenu en compte

$$A_v = 15,05 + 0,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

VII. 4.5-Pourcentage minimal d'armature :

D'après le R.P.A 99 (version 2003) Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,20%.

$$A_{\min} = 0,20\% \cdot \alpha \cdot L_T$$

$$A_{\min} = 0,0020 \times 20 \times 202,7 = 8,10 \text{ cm}^2$$

On calcule le ferrailage pour une bande de 1 mètre (L = 1 m)

$$A_{\min} = \frac{8,10 \times 100}{202,7} = 4,00 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

VII .5.a.Le diamètre : $D \leq 1/10 \times a$ (mm)

$$D \leq (1/10) \cdot 200$$

$$D \leq 20 \text{ mm}$$

On adopte : $D = 12 \text{ mm}$

VII .5.b L'espacement :

-Selon le BAEL 91, on a :

$$St \leq \min \{ 2 \cdot a, 33 \text{ cm} \}$$

$$St \leq \min \{ 40, 33 \text{ cm} \} \Rightarrow St \leq 33 \text{ cm} \dots\dots\dots (1)$$

- Selon le R.P.A 99 (version 2003) on a :

$$St \leq \min \{ 1,5 \times a ; 30 \text{ cm} \}$$

$$St \leq \min \{ 30, 30 \text{ cm} \} \Rightarrow St \leq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots (2)$$

Donc : $St \leq \min \{ St_{BAEL} ; St_{R.P.A 99} \}$

$$St \leq 30 \text{ cm}$$

On adopte un espacement de 20 cm

Le choix de la section des armatures verticales est $2(6 \text{ T } 14) = 18,47 \text{ cm}^2/\text{ml}$

VII.4.6 -Vérification de la contrainte de cisaillement τ_b :

On calcul la contrainte de cisaillement $\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \times d}$

Avec : $\bar{V} = 1,4 \times V_{u \text{ calcul}}$

V_u : L'effort tranchant de calcul majoré de 40%

b_0 : Epaisseur du voile

d : hauteur utile, $d = 0,9h$

h : hauteur totale de la section brute

Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28}$

$$\tau_b = \frac{1,4 \times 42,21 \times 10}{20 \times 380 \times 0,9} = 0,086 \text{ Mpa}$$

$\tau_b = 0,086 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 0,2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$ condition vérifiée.

Donc pas de risque de cisaillement

VII 4.7- Calcul des armatures horizontales :

La section A_t des armatures d'âmes est donnée par la relation suivante :

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_T} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{tj} \cdot K}{0,8 \cdot f_{e(\cos \alpha + \sin \alpha)}}$$

$K = 1 + \frac{3(N_u/B)}{f_{c28}}$ En flexion composée où $N > 0$ (compression), B : section du béton

$$K = 1 + \frac{3 \times (2253,14 \times 10^3 / 20 \times 405 \times 10^2)}{25} = 1,33$$

Donc $\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(0,081 - 0,3 \times 2,1 \times 1,33) \times 20}{0,8 \times 435 \times (\cos 90 + \sin 90)} = 0,0435 \text{ cm}$

D' autre part le RPA 99 prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est de l'ordre de :
0,15% de la section du voile considérée si : $\tau_b \leq 0,025f_{c28}$.

0,25% de la section du voile considérée si : $\tau_b > 0,025f_{c28}$

$\tau_b = 0,081 \text{ MPa} \leq 0,025f_{c28} = 0,625 \text{ MPa} \Rightarrow A_h = 0,0015(b \times S) = 3,00 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Soit 4T12/ml de hauteur ($A_s = 4,52 \text{ cm}^2$) avec un espacement de 25cm

$\frac{A_t}{S_t} = \frac{4,52}{20} = 0,226 \text{ cm} > 0,0435 \text{ cm}$condition vérifié.

VII .5.Disposition des armatures :**VII .5.1-armatures transversales :**

D'après le D.T.R.-B.C.-2,42 (règles de conception et de calcul des parois et mur en béton banché et le BAEL 91, dans le cas où le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12 mm, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de $4/m^2$ au moins ; on prend donc $4\phi 6$ par m^2 .

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

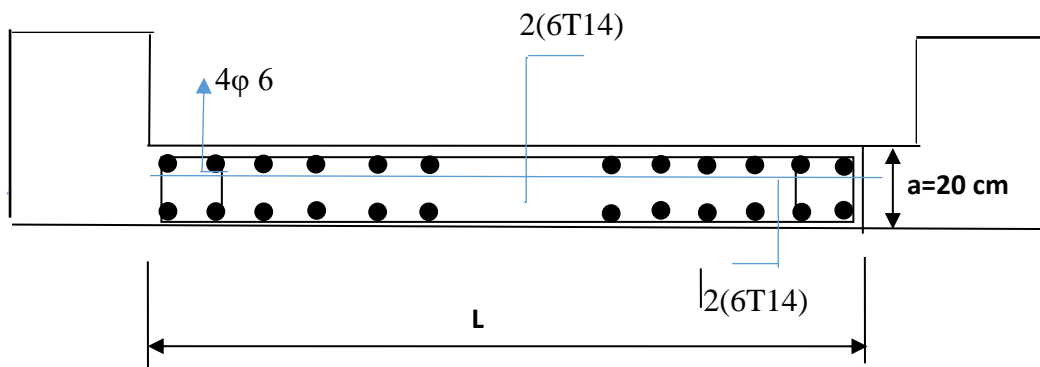


FIGURE.VII.2 : Disposition des armatures verticales des voiles

Chapitre VIII :
Etude de l'infrastructure

VIII 1. Introduction :

On appelle fondations, la base de l'ouvrage qui se trouve en contacte directe avec le terrain d'assise et qui a pour rôle de transmettre à celui-ci toutes les charges et les surcharges supportées par cet ouvrage.

Les fondations doivent assurées deux fonctions essentiellement :

- reprendre les charges et les surcharges supporté par la structure.
- transmettre ces charges et surcharges au sol dans des bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

Les fondations doivent être en équilibre sous :

- les sollicitations dues à la superstructure.
- les sollicitations dues au sol.

Le calcul des fondations se fait comme suit.

- 1- Dimensionnement à l'E.L.S : $G+Q$
- 2- Ferrailage à l'E.L.U : $1,35 G+ 1,5 Q$

3- Vérification de la stabilité et des contraintes à l'état accidentel : $\begin{cases} G \pm 0,8E \\ G + Q \pm E \end{cases}$

Le choix du type de fondation dépend du :

- Type d'ouvrage construire.
- La nature et l'homogénéité.
- La capacité portance de terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation

a. Choix du type de fondation :

Le cas le plus souvent pour les bâtiments élevés la transmission des charge au sol est. assurer

Par des radiers généraux d'où les semelles isolées et semelles filantes non admit même les

Semelles filantes croisées a cause du chevauchement de ces éléments de genre unique ou

Combine ce qu'il nous conduit de parcourir au radier générale

b-Définition :

Le radier est une surface d'appui pleine et continue (dalles, nervures et poutres Débordante de l'emprise de l'ouvrage, elle permet une répartition uniforme des charges tout en Tout en limitant la contrainte effective sur le sol

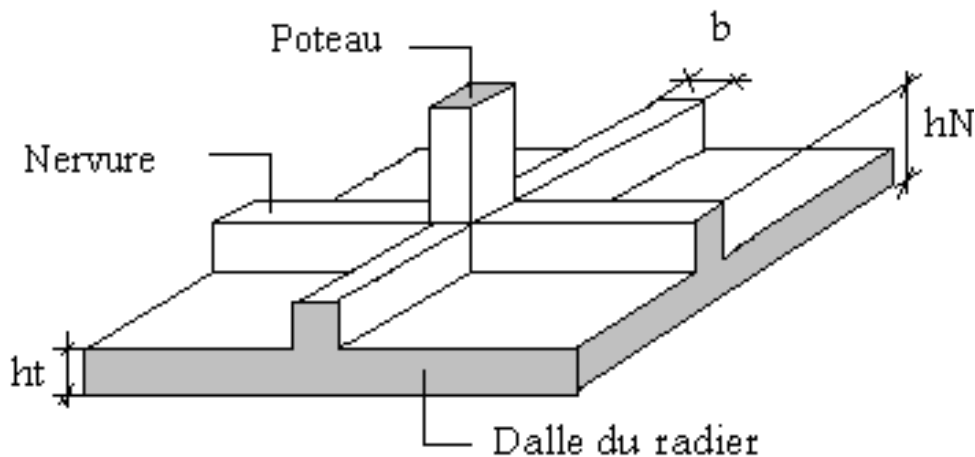


Figure : VIII.1: Radier general

c. Calcul du radier :

Les radiers sont des semelles de très grandes dimensions supportant toute la construction.

Un radier est calculé comme un plancher renversé mais fortement sollicité (Réaction de sol \cong poids total de la structure).

Le ferrailage d'un radier est particulier, les aciers tendus se situent en partie haute de la dalle, les point d'appuis deviennent les murs, les longrines de redressement (situées au droit des ouvertures) et les longrines.

D. Pré dimensionnement du radier :

- **Combinaison d'actions :**

$$\text{E.L.U: } N_u = 1,35G_T + 1,5Q_T = 3169,161 \text{ t}$$

$$\text{E.L.S: } N_{\text{ser}} = G_T + Q_T = 2315,410 \text{ t}$$

- **Surface du radier :**

La surface du radier est donnée par la formule suivante : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{\text{sol}}$

$$N = N_{\text{ser}} = 2315,410 \text{ t.}$$

$$S \geq N/\sigma_{\text{sol}} = 2315,410/2 \times 10 = 115,7705 \text{ m}^2.$$

On prend un débord de 50 cm de chaque coté dans les deux directions ce qui nous donne une surface d'assise $S_{\text{radier}} = 290,95 \text{ m}^2$.

• **Calcul de l'épaisseur du radier :**

L'épaisseur nécessaire du radier sera déterminée à partir des conditions suivantes :

1^{ère} condition :

$$\tau_u = V_u / b.d \leq 0,06.f_{c28}.$$

V_u : Effort tranchant ultime : $V_u = Q.L/2$

L : Longueur maximal d'une bande 1m ; $L = 5,00$ m

$$Q_u = Nu / S = 3169,161/290,95 = 10,89 \text{ t/m}^2.$$

Par ml: $Q_u = 10,89.1 \text{ ml} = 10,89 \text{ t/ml}$.

$$V_u = 10,89.5,00 / 2 = 27,225 \text{ t}$$

$$\frac{V_u}{b.d} \leq 0,06.f_{c28} \Rightarrow d \geq \frac{V_u}{0,06f_{c28}.b}$$

$$d \geq \frac{27,225 \times 10^{-2}}{0,06 \times 25 \times 1} = 0,182 \text{ m}$$

2^{ème} condition :

$$\frac{L}{25} \leq d \leq \frac{L}{20} \quad .L = 5,00 \text{ cm}$$

$$20,00 \leq d \leq 25,00 \text{ cm}$$

$h = d + c = 25,00 + 5 = 30 \text{ cm}$; on prend : $h = 35 \text{ cm}$; $d = 30 \text{ cm}$

VIII. 2. Détermination de la hauteur de la poutre de libage :

Pour pouvoir assimiler le calcul du radier à un plancher infiniment rigide, la hauteur de la poutre de libage doit vérifier la condition suivante :

$$L/9 \leq h \leq L/6 \Rightarrow 55,55 \text{ cm} \leq h \leq 83,33 \text{ cm}$$

On prend : $d = 72 \text{ cm}$; $h = 80 \text{ cm}$; $b = 40 \text{ cm}$.

a. Vérification des contraintes :

En tenant compte du poids propre du radier et de la poutre :

$$G_{\text{radier}} = \gamma_b [h_r \times S_r + h_p \times b_p \times \sum L_i]$$

$$G_{\text{radier}} = 2,5 [0.35 \times 290.95 + 0.45 \times 0.45 \times 78.04] = 294.089 \text{ t}$$

$$\text{E.L.S : } N_{\text{ser}} = 294.089 + 2315.41 = 2609.50 \text{ t.}$$

$$\frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{radier}}} = \frac{2609.50}{290.95} = 8.96 \text{ t/m}^2 < 15 \text{ t/m}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

b. inerties du radier :

$$I_{XG} = 43664,23 \text{ m}^4$$

$$I_{YG} = 61727,63 \text{ m}^4$$

La longueur élastique :

La longueur élastique de la poutre est donnée par :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \cdot b}}$$

Avec : I : Inertie de la poutre : $I = bh^3/12 = 0.4 \times (0.8)^3 / 12 = 0.017 \text{ m}^4$.

E : module d'élasticité du béton, $E = 3216420 \text{ t/m}^2$.

b : largeur de la poutre $b = 0.4 \text{ m}$.

K : coefficient du raideur de sol $k = 500 \text{ t/m}^3$.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216420 \times 0.017}{500 \times 0.4}} = 3.64 \text{ m}$$

$$L_{\max} = 5.00 \text{ m} < \frac{\pi}{2} \cdot L_e = 5.71 \text{ m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

L_{\max} : la longueur maximale entre nœuds des poteaux.

Donc la poutre de libage se calcule, comme une poutre continue (nervure) soumise à la réaction du sol (répartition linéaire).

c. Evaluation des charges pour le calcul du radier**-Poids unitaire du radier**

$$\sigma_{\text{rad}} = \gamma_b \times h = 2,5 \times 0.35 = 0.875 \text{ t/m}^2.$$

$$\sigma_{\text{max}} = N_{\text{ser}}/S_r = 2315,410 / 290,95 = 7.95$$

$$= \sigma_{\text{max}} - \sigma_{\text{rad}} = 7.95 - 0.875 = 7.075 \text{ t/m}^2.$$

Donc la charge en « m^2 » à prendre en compte dans le calcul du ferrailage du radier est :

$$q = 7,075 \text{ t/m}^2.$$

VIII.3. Ferrailage du radier

a. Ferrailage des dalles

Soit une dalle reposant sur 4 côtés de dimensions entre nus des appuis L_x et L_y avec $L_x \leq L_y$.

Pour le ferrailage des dalles on a deux cas :

➤ **1^{ère} cas :**

Si : $\alpha = L_x / L_y \geq 0,4$ La dalle portante suivant les deux directions.

Les moments sont données par :

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2 ; M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$$

***Moment en travée :**

$M_t = 0,85M_0$panneau de rive.

$M_t = 0,75M_0$panneau intermédiaire.

***Moment sur appuis :**

$M_a = 0,35M_0$appuis de rive.

$M_a = 0,5M_0$appuis intermédiaire.

➤ **2^{ème} cas :**

Si : $\alpha = L_x / L_y < 0,4$ La dalle se calcule comme une poutre continue dans les sens de la petite portée.

Pour notre cas, on prend le panneau le plus défavorable (le plus grand).

Exemple de calcul

$$\alpha = L_x / L_y = 3,35 / 4,55 = 0,74 > 0,4$$

La dalle porte dans les deux sens.

$$\alpha = 0,74 \Rightarrow \mu_x = 0,0466; \mu_y = 0,4938$$

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q \cdot L_y^2$$

$$M_{ox} = 0,0633 \times 7,075 \times (4,55)^2 = 9,27 \text{ t.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$$

$$M_{oy} = 0,4938 \times 9,27 = 4,58 \text{ t.m}$$

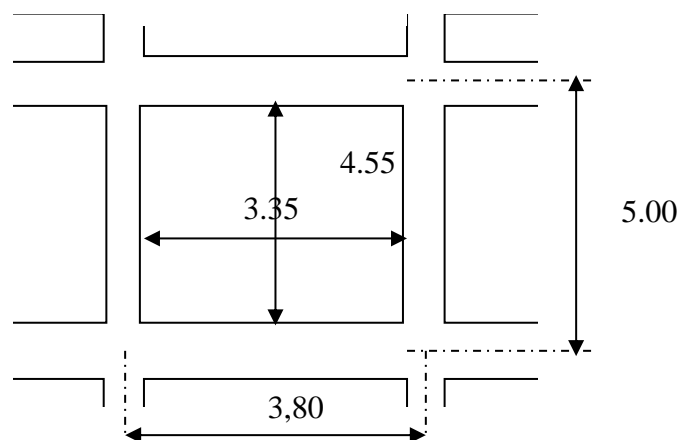


Figure VIII.2 : dalle reposé sur 4 cotés

En travéeSens x :

$$M_{tx} = 0,85M_{ox} = 0,85 \times 9,27 = 7,87 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{7,87 \times 10^4}{100 \cdot (30)^2 \cdot 14,17} = 0,062 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,062 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,968$$

$$A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{7,87 \times 10^4}{0,986 \times 30 \times 348} = 7,65 \text{ cm}^2.$$

On adopte : 5T14/ ml ; A = 7.70 cm²/ml ; S_t = 20 cm

➤ Sens y :

$$M_{ty} = 0,85 \times 4,58 = 3,89 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0,031 ; \beta = 0,9845$$

$$A = 3,78 \text{ cm}^2$$

On adopte 4T14 / ml , A = 6,16 cm²/ml, S_t = 25 cm

En appuis➤ Sens x:

$$M_{ax} = 0,5 M_{ox} = 0,5 \times 9,27 = 4,64 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0,036 ; \beta = 0,982$$

$$A = 4,53 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4T14/ ml ; A = 6.16 cm²/ml ; S_t = 25 cm

• Sens y :

$$M_{ay} = 0,50 M_{oy} = 0,5 \times 4,58 = 2,29 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0,018 ; \beta = 0,991$$

$$A = 2,21 \text{ cm}^2$$

On adopte 4T12 / ml, A = 4,52 cm²/ml, S_t = 25 cm

b. Ferrailage des poutres de libages

Le rapport $\alpha = L_x/L_y > 0,4$ pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivise en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires pour le calcul du ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans chaque sens et on considère des travées isostatiques.

- *Sens transversal (y)*

$L_{max} = 5,00m$

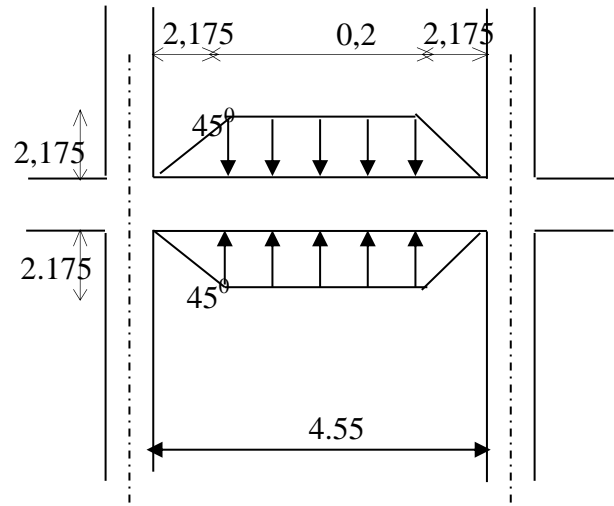
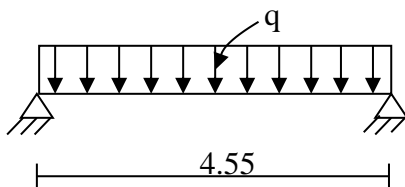


Figure VIII.3 : poutre de libage sens transversal

a. Détermination des chargements

Poids propre p_p : $P_p = \gamma \cdot h \cdot b = 2,5 \times 0,8 \times 0,4 = 0,80 \text{ t/m}$

$\sigma = 7,95 \text{ t/ml}$

-Calcul de q_u :

$Q_u = \sigma_{rad} - p_p = 7,95 - 0,80 = 7,15 \text{ t/ml}$

-Calcul de q' :

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$q' = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{Lx_1^2}{3.Ly_1^2} \right) \cdot Lx_1 + \left(1 - \frac{Lx_2^2}{3.Ly_1^2} \right) \cdot Lx_2 \right]$$

Avec : $Lx_1 = 3,80m$

$Ly_1 = 5,00 \text{ m}$

$Lx_2 = 4,50 \text{ m}$

$$q = 7.15 \text{ t/m}^2$$

Donc :

$$q' = \frac{7,15}{2} \left[\left(1 - \frac{3,80^2}{3 \times 5^2} \right) \times 3,80 + \left(1 - \frac{4,5^2}{3 \times 5^2} \right) \times 4,5 \right] = 22,72 \text{ t/m}$$

$$M_0 = \frac{q' \cdot L^2}{8} = \frac{22,72 \times (5)^2}{8} = 71,00 \text{ t.m}$$

b. Calcul du ferrailage :

En travée :

$$M_t = 0,85 \times M_0 = 0,85 \times 71,00 = 60,35 \text{ t.m}, \quad b = 40 \text{ cm}, \quad h = 80 \text{ cm}, \quad d = 0,9 \cdot h = 72 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{60,35 \times 10^4}{40 \times (72)^2 \times 14,17} = 0,205 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$; \beta = 0,8865$$

$$A = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{60,35 \times 10^4}{0,8865 \times 72 \times 348} = 27,17 \text{ cm}^2$$

$$\text{on adopte : } \begin{cases} 2 \text{ lits } 4T16 \\ 2 \text{ lits } 4T14 \end{cases} \text{ donc } A = 28,04 \text{ cm}^2$$

En appuis :

- **Appuis intermédiaires**

$$M_a = 0,5 M_0 = 0,5 \times 71,00 = 35,5 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0,120 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow (A' = 0) ; \beta = 0,936 ; A_s = 15,14 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } \begin{cases} 1 \text{ lit } 4T16 \\ 1 \text{ lit } 4T16 \end{cases} \text{ donc } A = 16,08 \text{ cm}^2$$

- **Appuis de rive**

$$M_a = 0,2 \cdot M_0 = 0,2 \times 71,00 = 14,2 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0,048 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow (A' = 0); \beta = 0,975 ; A_s = 5,81 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } \begin{cases} 1 \text{ lit } 4T14 \\ \text{donc} \rightarrow A = 6,16 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

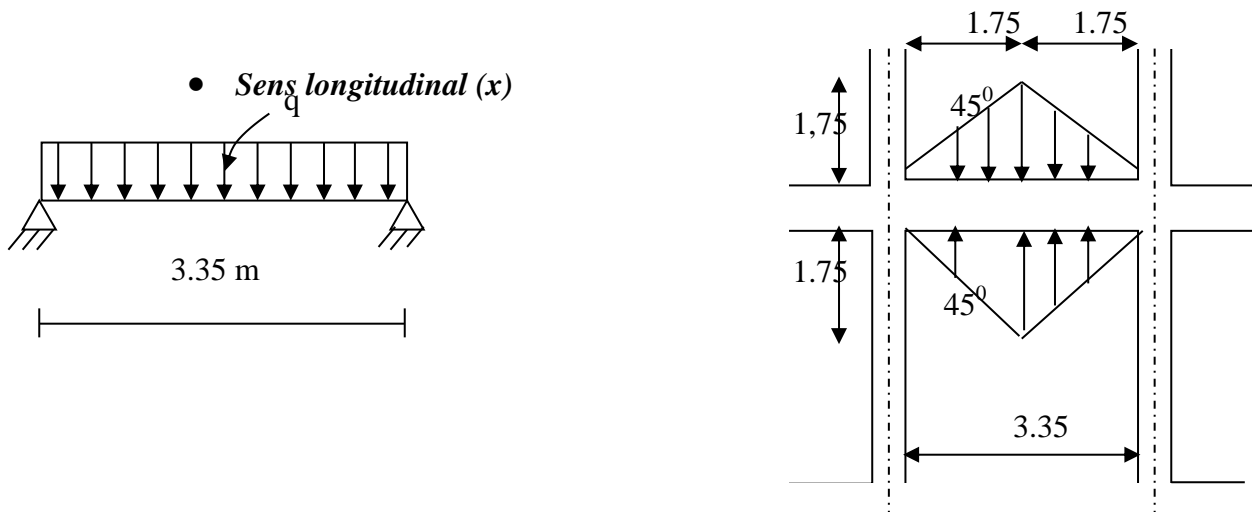


Figure VIII.4 : poutre de libage sens longitudinal

Calcul de q' :

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$q' = \frac{2}{3} \cdot q \cdot Lx_1$$

Tel que : $q = 7,15 \text{ t/m}^2$

$$L_{\max} = 3,35 \text{ m}$$

$$q' = 15,97 \text{ t/m}$$

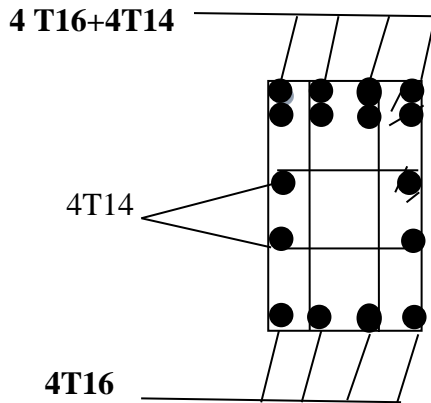
$$M_o = \frac{q' \cdot L^2}{8} = 22,40 \text{ t.m}$$

Calcul du ferrailage :

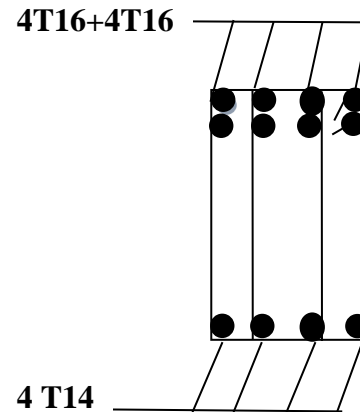
En travée : On adopte $\left\{ \begin{array}{l} \text{lits } 4T16 \\ \text{donc } A = 8,04 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$

En appuis intermédiaire : On adopte : $\left\{ \begin{array}{l} 1 \text{ lit } 4T14 \\ \text{donc } A = 6,16 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$

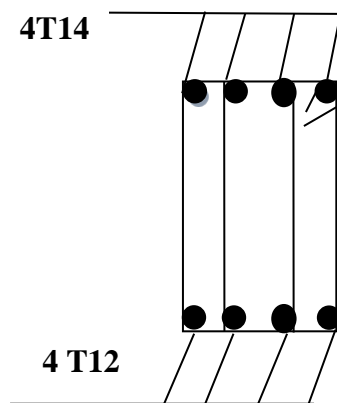
Appuis de rive : On adopte : $\begin{cases} \text{1lit } 4T12, \text{fil} \\ \text{donc } A = 4,52\text{cm}^2 \end{cases}$



en travée



En appuis intermédiaire



En appuis de rive

Figure.VIII.5 : Ferrailage du libage

VIII.4. Armature de peau

Selon le BAEL 91 la hauteur de l'âme de la poutre : $h_a \geq 2 (80 - 0,1 f_e) = 80$ cm. Dans notre cas $h_a = 80$ cm (vérifiée), donc notre poutre est d'une hauteur importante, dans ce cas il devient nécessaire d'ajouter des armatures supplémentaires sur les parois de la poutre

(armatures de peau). En effet, les armatures déterminées par le calcul et placées à la partie inférieure de la poutre n'empêchent pas la fissuration que dans leur voisinage et les fissures risquent d'apparaître dans la zone de béton tendue. Ces armatures, qui doivent être placées le long de la paroi de chaque côté de la nervure, elles sont obligatoires lorsque la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable, mais il semble très recommandable d'en prévoir également lorsque la fissuration peu préjudiciable; leur section est d'au moins 3 cm² par mètre de longueur de paroi; pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que les ronds lisses.

Donc pour une poutre de section $(h \times b_0) = (0.8 \times 0.4) \text{ m}^2$, on a :

$$A_{sp} = 3 \times 2 (b_0 + h) \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$A_{sp} = 3 \times 2 (0.4 + 0.8) = 7.2 \text{ cm}^2$$

On adopte 4T16 ; A = 8.03 cm².

Contrainte de cisaillement

$$T_{\max} = 3,384 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{3,384}{0,40 \times 0,72 \times 100} = 0,12 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (0,10f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 2,50 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0.14 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

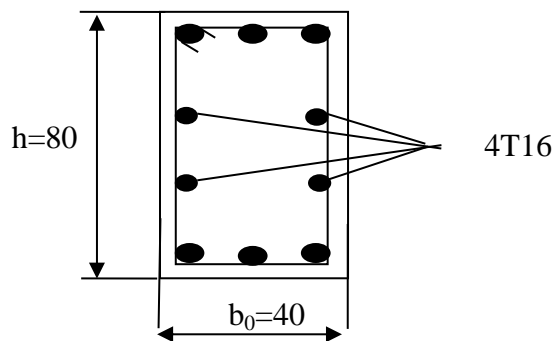


Figure VIII.6 : Les armatures de peau

Conclusion

En fin de ce modeste travail qui présente l'étude d'une tour en (R+6) à usage d'habitation et bureaux et commerciaux constituée d'une structure mixte (portique-voile), nous avons persuadés que ce système de contreventement mixte conformément aux règlements technique en vigueur est très conseillé en zone sismique, parce qu'il représente une capacité de résistance satisfaisante.

Comme à travers de cette étude, nous avons pu assimiler nous différentes connaissance dans Le domaine de calcul des bâtiments qui nécessite l'utilisation de l'outil informatique qui permettant de réduire le temps et facilité l'analyse et le dessin des structures (SAP 2000, AUTO-CAD), en tenons compte de la sécurité et la résistance structurale ; de la conception et conception et l'exécution, sans oublier le côté économique.

Nous espérons que ce travail sera un point de départ pour d'autres projets dans notre vie professionnelle et qu'il sera un guide pour les futures promotions.

Bibliographie

REGLEMENT

- Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version2003.
- Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA 93.
- Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL91/version99.

Mémoire:

- Etude d'un bâtiment (R+7) avec sous-sol à usage à usage multiple à Tissemsilt
- Etude d'un bâtiment en (R+9) à usage d'habitation

Cours :

Polycopié, Béton armé (Mr : Mimouni Mohamed) 1er Année Master (2016,2017), Université de Tiaret

LOGICIELS

- *WORD 2013, Excel 2010*
- *AUTO CAD 2014.*
- *Logiciel de ferrailage SOCOTEC.*
- *ETABS*