



N° d'ordre : M ...../GCA/2020

## MEMOIRE DE FIN D'ETUDE DE MASTER ACADEMIQUE

**Filière :** Génie civil

**Spécialité :** STRUCTURES

### *Thème*

**ETUDE D'UNE TOUR R+15+S.SOL TECHNIQUE  
COFFRAGE TUNNEL**

**Présenté par :**

- HIRECH BACHIR
- HAMMOU SID AHMED

*Soutenu le 30 / 06 / 2020 devant le jury composé de :*

**Président:** Mr. BOURDIM SIDI MOHAMMED

**Examineur:** Mme. DJILALI NASSIRA

**Encadrant :** Mr. SABEUR BENDEHIBA

**Année Universitaire : 2019 / 2020**



بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

## *Remerciements*

*Nous remercions, en premier lieu, ALLAH qui a bien voulu nous donner la force pour effectuer notre présent travail.*

*En second lieu, nous tenons à remercier notre encadreur Mr. B. SABEUR, Également, nous tenons à remercier Mr. M.BENSOULA et Y.ZELMAT pour ses accueils et ses soutiens.*

*Nous tenons également à exprimer notre gratitude envers tous les enseignants de Génie civil qui ont contribué à notre formation et à l'élaboration de ce présent travail.*

*Comme nous tenons à remercier tous ceux qui de loin ou près ont contribué à finaliser ce modeste travail.*

*Sid Ahmed et Bachir*

*Juin 2020.*




# *Dédicaces*




*Je tiens à dédier ce mémoire :*

*A ma très chère Mère et à mon cher Père, en témoignage et en gratitude de leurs dévouement, de leurs soutien permanent durant toutes mes années d'études, leurs sacrifices illimités, leurs réconfort moral, eux qui ont consenti tant d'effort pour mon éducation, mon instruction et pour me voir atteindre ce but, pour tout cela et pour ce qui ne peut être dit, mes affections sans limite.*

 *A mon frère Hamid. et Mes chère Sœurs.*

 *A toute la famille HIRECH, la famille BOUCHAMA*

 *A mes Amis : Mon binôme SiD-Ahmed, Mansour, Hadj-Ahmed Amir, Madjid, charef, et tous mes amis en générale*

***Bachir Hirech.***







# *Dédicaces*




*Je tiens à dédier ce mémoire :*

*A ma très chère Mère et à mon cher Père, en gratitude de leurs dévouement, de leurs soutien permanent durant toutes mes années d'études, leurs sacrifices illimités, leurs réconfort moral, eux qui ont consenti tant d'effort pour mon éducation, mon instruction et pour me voir atteindre ce but, pour tout cela et pour ce qui ne peut être dit, mes affections sans limite.*

 *A mes chère Sœurs.*

 *A toute la famille HAMMOU, la famille ABDESSADOUK*

 *A mes Amis : mon binôme Bachir, Mansour, Charef, Hadj-Ahmed, , djedou, Amir, Hamidou et tous mes amis en générale et particulièrement les amis de promo 2020*

*Sid-Ahmed Hammou.*



## **Résumé**

L'objectif de ce travail est l'étude d'une structure en béton armé de forme irrégulière, constituée d'un Rez de chaussé plus 15 niveaux, a usage d'habitation

Le bâtiment situé à la commune de SAYADA, Cité EL WIAM , wilaya de Mostaganem qui fait partie de la zone de moyenne sismicité (Zone II-a).. C'est une structure contreventée par un système voiles porteur avec la technique de coffrage tunnel, sa conception est faite conformément aux Règles Parasismiques Algériennes (RPA99 version 2003) et les codes du béton armé (CBA 93, BAEL 91).

L'étude dynamique a été réalisée à l'aide du logiciel ETABS v9.7.4, et l'étude de l'infrastructure du bâtiment a abouti à une fondation de type Radier général suite à l'importance des charges transmises au sol d'assise.

**Mots-clés :** béton armé, bâtiment, voile porteur, coffrage tunnel, dynamique, ETABS, radier général

## **Abstract**

The objective of this work is the study of a concrete reinforced structure with an irregular shape, consisting of one ground floor PLUS 15 floors.

The building is located in the commune of SAYADA , residential EL WIAM, Wilaya of Mostaganem which belongs to the area of average seismicity. It is braced by a bearing wall, with tunnel formwork technique, its design is made in accordance with Algerian seismic regulation 99 modified in 2003 and codes of reinforced concrete (CBA 93, BAEL 91) .

The dynamic study was performed using the software ETAPS v9.7.4 and the study of the building's infrastructure has led to a general type raft foundation on the importance of loads transmitted to the sub grade.

**Key-words:** concrete reinforced, building, bearing wall, tunnel formwork, dynamic,

ETABS v9.7.4, raft foundation

## ملخص

الهدف من هذا العمل دراسة هيكل بخرسانة المسلحة غير منتظم يتكون من طابق ارضي بالإضافة إلى 15 طابق للاستخدام السكني.

المبنى الواقع في بلدية صيادة حي الوثام ولاية مستغانم التي تنتمي إلى منطقة زلزالية متوسطة ( المنطقة الثانية - أ ) وهي عبارة

عن هيكل مدعوم بنظام الجدران الداعمة ( الساندة) مع تقنية صندوق الأنفاق تم التصميم وفقا لقواعد الجزائرية لمقاومة الزلازل

RPA 99V2003 وقوانين الخرسانة المسلحة BAEL 91 و CBA 93 .

وتم الإجراء الدراسة الديناميكية باستخدام برنامج ETABS , وأدت دراسة البنية التحتية إلى أساس عام بسبب أهمية الأحمال المنقولة إلى سطح .

**الكلمة المفتاحية :** خرسانة المسلحة , المبنى , الجدران الداعمة ( الساندة), صندوق الأنفاق, الديناميكية , ETABS, أساس عام

## **Symboles et Notations**

**A** : Coefficient d'accélération de zone.

**A<sub>s</sub>** : Aire d'une section d'acier.

**A<sub>t</sub>** : Section d'armatures transversales.

**B** : Aire d'une section de béton.

**∅** : Diamètre des armatures.

**C** : Cohésion.

**Q** : Charge d'exploitation.

**γ<sub>s</sub>**: Coefficient de sécurité dans l'acier.

**γ<sub>s</sub>**: Coefficient de sécurité dans le béton.

**σ<sub>s</sub>**: Contrainte de traction de l'acier.

**σ<sub>bc</sub>**: Contrainte de compression du béton.

**σ<sub>s</sub><sup>adm</sup>**: Contrainte de traction admissible de l'acier.

**σ<sub>bc</sub><sup>adm</sup>**: Contrainte de compression admissible du béton.

**σ<sub>ser</sub>**: Contrainte de compression du béton ELS.

**τ<sub>u</sub>**: Contrainte ultime de cisaillement.

**T** : L'effort de traction.

**β** : Coefficient de pondération.

**σ<sub>sol</sub>**: Contrainte du sol.

**G** : Charge permanente.

**ELU** : Etat limite ultime.

**ELS** : Etat limite service.

**N<sub>ser</sub>**: Effort normal pondéré aux états limites de service.

**N<sub>u</sub>**: Effort normal pondéré aux états limites ultime.

**F<sub>z</sub>**: Effort tranchant

**V<sub>u</sub>**: Effort tranchant ultime.

**T** : Période.

$S_t$ : Espacement.

$\lambda$  : Elancement.

$e$  : Epaisseur

$p$  : Force concentrée.

$f$  : Flèche.

$f_{adm}$ : Flèche admissible.

$L$  : Longueur ou portée.

$L_f$ : Longueur de flambement.

$W$  : Poids total de la structure.

$d$  : Hauteur utile.

$f_e$ : Limite d'élasticité de l'acier

$M_u$ : Moment à l'état limite ultime.

$M_{ser}$ : Moment à l'état limite de service.

$M_t$ : Moment en travée.

$M_a$ : Moment sur appuis.

$M_0$ : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres.

$M$  : Moment, Masse.

$E_{ij}$ : Module d'élasticité instantané.

$E_{vj}$ : Module d'élasticité différé.

$E_s$ : Module d'élasticité de l'acier.

$f_{c28}$ : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.

$f_{t28}$ : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.

$f_{cj}$ : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.

$Y$  : Position de l'axe neutre.

$\rho$  : le poids volumique.

$\alpha$  : élancement d'un panneau de dalle.

$\eta$  : Coefficients de fissuration.

$\theta$  : Coefficient d'application de charge.

$b$  : La largeur de la table de compression

$i$ : Rayon de giration

$B$  : Section de béton du poteau.

$a$  : l'épaisseur de voile

$h_e$ : hauteur libre d'étage

$g$  : giron

$A$  : coefficient d'accélération

$c_p$ : facteur de force horizontale

$w_p$ : poids de l'acrotère

$F_p$ : l'action de la force sismique applique sur l'acrotère.

$h_0$ : épaisseur de la dalle

$\nu$  : Coefficient de Poisson

$\eta$  : facteur de correction d'amortissement

$\xi$  : pourcentage d'amortissement critique

$E$  : charges sismiques.

$T_1, T_2$  : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site

$Q$  : facteur de qualité

$D$  : facteur d'amplification dynamique moyen

$h_N$ : c'est la hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau(N)

$C_T$ : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage

$X_i$  : l'abscisse du centre de torsion

$Y_i$  : l'abscisse du centre de torsion

$R$  : coefficient de comportement global de la structure

## Sommaire

Introduction général .....	01
----------------------------	----

### **Chapitre I : Présentation de la technique coffrage tunnel**

I.1 .Principe.....	03
I.2. Les problèmes de décintrage et les différents types de coffrages tunnel .....	03
I.3.Les accessoires du coffrage tunnel .....	04
I.4.Etapes d'exactions.....	07
I.5.Domaine D'utilisation .....	13

### **Chapitre II : Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux**

II.1.Introduction.....	16
II.2.Présentation du bâtiment .....	16
II.3.Caractéristiques de l'ouvrage.....	16
II.4.Les éléments structuraux.....	19
II.5.Règlements utilisés .....	20
II.6.Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	21
II.6.1.Béton.....	21
II.6.2. Acier .....	31
II.7.Hypothèses de calcul aux états limites.....	35
II.8.Actions et sollicitations.....	37
II.9.Conclusion .....	40

### **Chapitre III : Pré-dimensionnement des éléments résistants**

III-1. Introduction.....	42
III.2.Plancher à dalle pleine.....	42
III.3.Descente de charges.....	44
III.3.1.Les charges permanentes .....	44
III.3.2. Les charges d'exploitations .....	45

III.3.2.1.Les combinaisons d'action .....	45
III.3.3 Les voiles.....	46

### **Chapitre IV : Etude des éléments non structuraux**

IV.1.Etude Des Escaliers.....	48
IV.1.1.Définition .....	48
IV.1.2.Dimensionnement .....	49
IV.1.3.Descente des charges des escaliers .....	51
IV.1.4. Sollicitation de calcul.....	52
IV.1.5. Calcul du 1 <sup>er</sup> Type.....	53
IV.1.6. Calcul du 2 <sup>eme</sup> Type.....	57
IV.2.L'acrotère.....	63
IV.2.1. Définition.....	63
IV.2.2. Calcul des sollicitations.....	63
IV.2.3.Détermination de la section des armatures.....	65

### **Chapitre V : Etude des Planchers**

V.1.Introduction .....	71
V.2. Principe de calcul.....	71
V.2.1.Hyphotheses de calcul .....	72
V.3.Distribtutions des Panneaux de dalle sur le plan.....	74
V.3.1.calcul de l'enrobage .....	76
V.3.2.calcul des sollicitations.....	77
V.3.3.déterminations des armatures .....	83
V.3.4.Vérification des contraintes.....	93
V.3.5.Verfications de la fléché.....	94

## **Chapitre VI : Etude d'Ascenseur**

VI.1.Introduction.....	98
VI.1.2.caracterstiques des ascenseurs.....	98
VI.2.Descente de charges .....	99
VI.3.Etude du plancher.....	102
VI.4.Calcul du ferrailage de la dalle pleine.....	109
VI.5. Vérification des contraintes de cisaillement .....	111
VI.6.Vèrification de la fléché.....	112

## **Chapitre VII : Etude Sismique de la structure**

VII.1.Généralités.....	114
VII.2.Presentation du logiciel ETABS.....	114
VII.3.Objectif de l'étude dynamique.....	115
VII.4.Modelisation.....	115
VII.4.1.Choix de la méthode de calcul.....	115
VII.4.2.Condition d'application pour chaque Méthode .....	116
VII.5.Choix de la méthode .....	116
VII.5.1.Prncipe de la méthode statique équivalente.....	117
VII.5.2 Vérification de la condition des résultantes forces sismique .....	121
VII.5.3.Principe de méthode d'analyse dynamique modale spectrale.....	121
VII.6.Modélistaion mathématique par la méthode des éléments finis.....	122

## **Chapitre VIII : Etude des voiles**

VIII.1.Introduction.....	133
VIII.2.Combainson d'action .....	133
VIII.3.Les Sollicitations sur les voiles.....	133
VIII.4.Ferrailage des Voiles.....	134

VIII.5.Règles communes .....	135
VIII.6.Exposition de la méthode des contraintes.....	135
VIII.7.Détermination des sollicitations.....	137
VIII.8. ferrailage des voiles .....	138

### **Chapitre IX : Etude de l'infrastructure**

IX.1.Introduction.....	144
IX.2.Définitions.....	144
IX.3.Etude du voile périphérique.....	144
IX.4.classification de fondations.....	146
IX.5.Conclusion de rapport de sole .....	147
IX.6.Vérification des semelles Filantes.....	147
IX.7.Etude du Radier.....	148
Conclusion général.....	157

## Liste des figures

### Chapitre I

Fig 1 : les accessoires de coffrage tunnel.....	4
Fig 2 : Schéma d'une demi coquille.....	5
Fig 3 : assemblage deux demi coquille.....	5
Fig 4 : image 3D De vérin a vice et de la route.....	5
Fig 5 : Schéma D'un tunnel mono-coquille.....	6
Fig 6 : Passerelles de décoffrage .....	6
Fig 7 : Schéma de la mise en œuvre des Fondations étant Finie.....	7
Fig 8 :Schéma du coulage des talonnette achevé.....	7
Fig 9 : Schéma de la mise en place.....	8
Fig 10 : chambre de coffrage.....	9
Fig 11 : schéma présente comment solidariser deux demi coquilles.....	9
Fig 12 : Mise en place de la 3 <sup>eme</sup> coquille.....	10
Fig 13 : Mise en place pour les restes coquilles.....	10
Fig 14 : Mise en place des banches pignons.....	11
Fig 15 :le décoffrage après le durcissement.....	11
Fig 16 : le coffrage après le durcissement.....	12

### Chapitre II

Fig 17 : Vue d'face bâtiment.....	17
Fig 17.1 : Plan d'Architecture niveau RDC.....	17
Fig 18 : Plan de situations du projet.....	18
Fig 19 : Plan de masse.....	19
Fig 20 : Mur double paroi.....	20
Fig 20.1 : Brique creuse.....	20
Fig 21 : L'acrotère.....	20
Fig 22 : les compositions du Béton .....	23

Fig 23 : Eprouvettes cylindriques.....	25
Fig 24 : Ecrasement d'éprouvettes béton.....	25
Fig 25 : Evolution de résistance $f_{cj}$ en fonction de l'âge du béton.....	26
Fig 26 : Rapport d'essai de compression.....	26
Fig 27 : Evolutions de la résistance du béton à la traction $f_{tj}$ en fonctions $f_{cj}$ .....	27
Fig 28 : Diagramme contrainte Déformations.....	29
Fig 29 : Diagrammes des contraintes du béton à l'ELU.....	30
Fig 30 : Diagramme contrainte Déformations ELS.....	30
Fig 31 : différent types d'acier (HA .RL).....	32
Fig 32 : Diagramme contraintes déformations de l'acier .....	34
Fig 33 : Règle des trois pivots.....	36

### **Chapitre III**

Fig (RPA) : Pré dimensionnement des Voile.....	46
--	----

### **Chapitre IV**

Fig 34 : comportement d'escalier.....	48
Fig 35 : escalier gauche avec pallier intermédiaire et paillasse porteuse.....	49
Fig 36 : schéma d'escalier du notre structure.....	49
Fig 37 : schéma de la volée.....	52
Fig 38 : paillasse avec marche porteuse.....	57
Fig 39 : schéma du palier Type 2.....	60
Fig 40 : les comportements de l'acrotère.....	63
Fig 41 : dimensionnement de l'acrotère.....	64

### **Chapitre V**

Fig 42 : Schéma d'un panneau continu au-delà de ses appuis.....	73
Fig 43 : schéma des panneaux de rive.....	74

Fig 44 : distribution des panneaux plancher terrasse.....	74
Fig 45 : distribution des panneaux plancher des étages courants.....	75
Fig 46 : Enrobage.....	76

## **Chapitre VI**

Fig 47 : la cage d'ascenseur.....	98
Fig 48 : dimensionnement de la cabine.....	99
Fig 49 : Abaque de détermination de suspentes.....	100
Fig 50 : Schéma de la surface d'impact.....	103
Fig 51 : Schéma de la dalle pleine d'ascenseur.....	104
Fig 52 : dimensions de panneau de dalle.....	107

## **Chapitre VII**

Fig 53 : modélisation de la structure.....	123
--	-----

## **Chapitre VIII**

Fig 54 : disposition des voiles (pierre/spendrale).....	138
---	-----

## **Chapitre IX**

Fig 55 : les types des fondations.....	146
Fig 56 : coupe d'un radier.....	148

## **Liste des Tableaux**

### **Chapitre II**

Tableau 1 : compositions du béton utilisé.....	24
Tableau 2 : caractéristiques des aciers utilisés.....	32
Tableau 3 : Résistance caractéristique à 28jours en MPA.....	39
Tableau 4 : Résistance caractéristique d'acier en MPA.....	40

### **Chapitre III**

Tableau 5 : Planchers terrasse (inaccessible).....	44
Tableau 6 : Planchers étage.....	44
Tableau 7 : Les charges permanentes sur les murs intérieurs.....	44
Tableau 8 : Les charges permanentes sur les murs extérieurs.....	45

### **Chapitre IV**

Tableau 9 : Charge permanente de la Paillasse « G ».....	51
Tableau 10 : Charge permanente du Palier « G ».....	51

### **Chapitre V**

Tableau 11 : les moments fléchissant de dalle N°8.....	81
Tableau 12 : les moments fléchissant des différents panneaux dalles (plancher terrasse)...	81
Tableau 13 : les moments fléchissant des différents panneaux dalles (plancher E C).....	82
Tableau 14 : Plancher étage courant Sens x-x en travée.....	92
Tableau 15 : Plancher étage courant Sens y-y en travée.....	92
Tableau 16 : Plancher étage courant Sens x-x en appui.....	92
Tableau 17 : Plancher étage courant <u>Sens y-y</u> en appui.....	93
Tableau 18 : Vérification des contraintes de cisaillement.....	94
Tableau 19 : calcul la flèche suivent le BAEL 91.....	96

## **Chapitre VI**

<b>Tableau 20</b> : caractéristiques des câbles.....	101
<b>Tableau 21</b> : récapitulatif des résultats.....	106
<b>Tableau 22</b> : Tableau récapitulatif des sollicitations maximales.....	109

## **Chapitre VII**

<b>Tableau 23</b> : facteur de qualité « Q » .....	120
<b>Tableau 24</b> : Période et facteur de participation massique (en%).....	124
<b>Tableau 25</b> : Position Du Ce centre de masse et centre de Rigidité.....	126
<b>Tableau 26</b> : Distribution verticale de la force sismique VK.....	127
<b>Tableau 27</b> : Déplacement maximum absolu.....	128
<b>Tableau 28</b> : déplacements latéraux inter étages.....	129
<b>Tableau 29</b> : Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ .....	130

## **Chapitre VIII**

<b>Tableau 30</b> : les sollicitations Selon le BEAL 91.....	137
<b>Tableau 31</b> : les sollicitations Selon le RPA 99V2003.....	137
<b>Tableau 32</b> : calcul ferrailage voile (V11) .....	138
<b>Tableau 33</b> : Voiles sans ouverture $A_v$ /nappe ( $A_v/2$ ) .....	139
<b>Tableau 34</b> : Ferrailage des trumeaux.....	140
<b>Tableau 35</b> : calcul voile V17.....	141
<b>Tableau 36</b> : calcul ferrailage linteaux.....	142

## **Chapitre XI**

<b>Tableau 37</b> : Résultats du Ferrailage du radier à l'E.L.U. ....	154
---	-----

## **Introduction générale**

L'Algérie est parmi les pays qui sont soumises à de grande activités et risques sismiques. Les Récents tremblements de terre qui ont secoué l'Algérie (partie nord) au cours de ces trois dernières décennies, ont causé d'énormes pertes humaines et des dégâts matériels importants. Pour mieux se protéger contre d'éventuels mouvements sismiques, il est nécessaire de bien comprendre le phénomène des tremblements de terre qui est à l'origine de mouvements forts du sol.

Les ingénieurs en génie civil sont appelés à concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante vis-à-vis de l'effet sismique, tout en tenant compte des aspects structuraux, fonctionnels, économiques, esthétiques et la durabilité de l'ouvrage.

Toute fois le choix du système de contreventement dépend de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, la capacité portante du sol et les contraintes architecturales.

Le projet qui nous a été confié porte sur l'étude d'un bâtiment usage habitations en R+15, il est contreventé par des voiles porteurs, technique coffrage tunnel .

L'étude de ce bâtiment, se fait tout en respectant les réglementations et recommandations en vigueur à savoir (RPA99/2003,BAEL91/99 et CBA93) et les documents techniques y afférant (D.T.R. BC2.2).

Pour procéder à une bonne étude du projet, la reconnaissance du sol est indispensable, et cela par le biais des essais de laboratoire, ainsi que des essais in situ. On se base sur le plan de travail suivant :

- Le premier chapitre pour définie et présente la technique de coffrage tunnel .
- Le deuxième chapitre, qui est consacré pour les généralités et Présentation de projet .
- Le troisième chapitre, pour le pré dimensionnement des éléments structuraux de la structure.
- Le quatrième chapitre, pour l'étude des éléments secondaires.
- Le cinquième chapitre, pour l'étude des plancher.
- Le sixième chapitre, pour l'étude d'ascenseur.
- Le septième chapitre pour l'étude dynamique de la structure
- Le huitième chapitre pour l'étude des voiles
- Le dernier chapitre, pour l'étude de l'infrastructure.

Et on termine par une conclusion générale qui synthétise notre travail.



**CHAPITRE I :**  
**Présentation de la technique  
coffrage tunnel**

## **LE COFFRAGE SIMULTANE DES MURS ET DES PLANCHERS**

### **(LE COFFRAGE TUNNEL)**

#### **I.1 Principe et définition :**

Le coffrage tunnel permet de coffrer simultanément les murs et les plancher supérieur en une seule opération, cela dans un cycle journalier.

De ce fait, il présente l'avantage d'une plus grande rapidité d'exécution, de rendement main-d'œuvre bien meilleurs ainsi que d'une qualité très satisfaisante (réduction de fers en attente, suppression du ragréage de cueillie).

Les délais de construction sont considérablement raccourcis par rapport aux méthodes conventionnelles.

La composition de la face coffrant et des raidisseurs est la même que celle des banches : en général tôle de 3 ou 4 mm soudée sur des raidisseurs en U ou en omégas.

#### **I.2. Les problèmes de décintrage et les différents types de coffrages tunnel :**

Pour sortir un tunnel coince sous le béton coulé et durci il faut pouvoir le rétreindre, c'est-à-dire en réduire toutes les dimensions.

Comme il est nécessaire de pouvoir régler la hauteur de la face coffrante, on prévoit donc des vérins verticaux places en pied des faces coffrantes verticales.

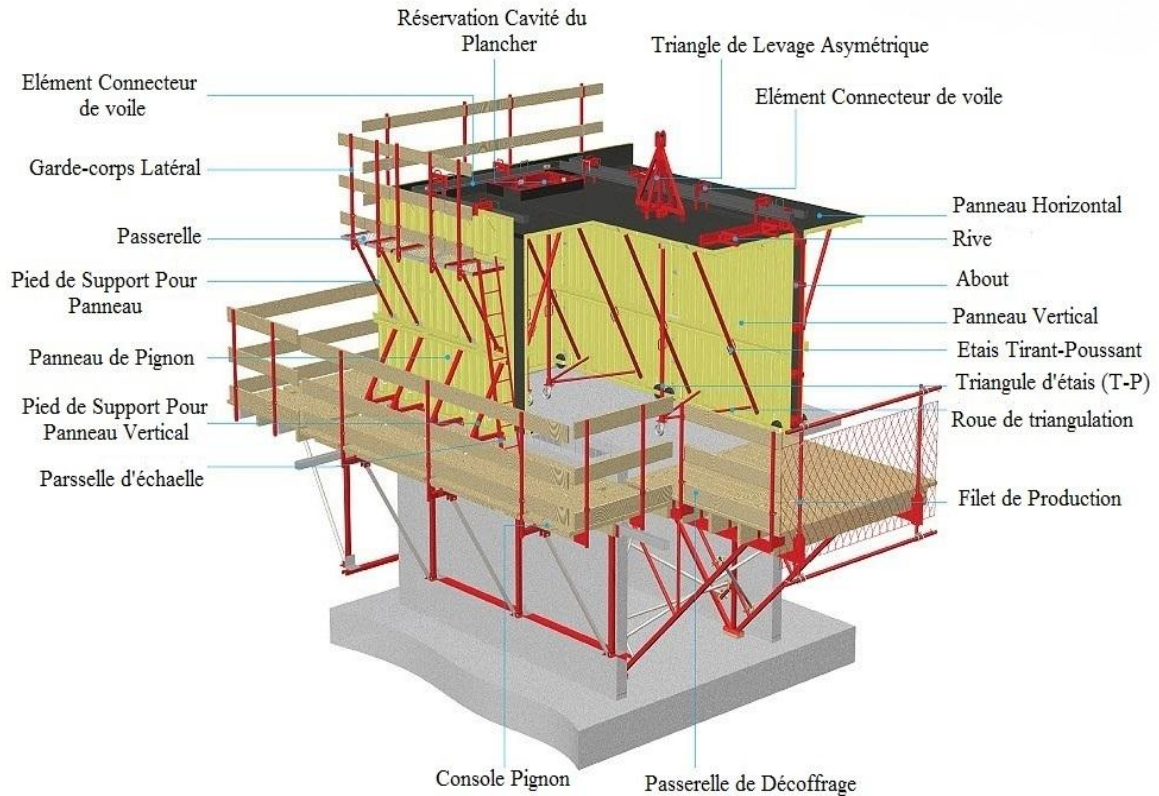
Le rapprochement des parties verticales pourra se faire :

- Soit en coupant le tunnel en deux coquilles rendues indépendant par un verrou de clé et une coupe biaise, on a alors un tunnel demi-coquille avec des jambes de force amovibles on repliables pour assurer la stabilité des coquilles seules
- Soit articulant un panneau ou en déformant la partie horizontale pour rapprocher le bas des surfaces coffrantes. on a alors un tunnel mono-coquille.

Les systèmes de réglage de verticalité d'horizontalité dépendent du modèle et du mécanisme décoffrage utilise.

### I.3. Les accessoires du coffrage tunnel :

Les coffrages tunnels sont des moules métalliques susceptibles de nombreux réemplois et permettant par juxtapositions les uns à côté des autres de couler en une seule fois. Ils sont constitués essentiellement de deux panneaux verticaux (Panneau de pignon) reliés à leur partie supérieure par un panneau horizontal.



**Fig 1 :** Les accessoires du coffrage tunnel [ [www.IRJET.net](http://www.IRJET.net)]

#### 1) Demi-coquille :

Élément de coffrage est un dièdre droit dont le plan vertical est constitué par un panneau de la hauteur de l'étage et le plan horizontal par un panneau représentant en générale la demi portée de la dalle de plancher. On peut également avoir un troisième panneau vertical latéral comme c'est indiqué sur la figure (Fig I.3), quand il s'agit de couler une chambre entouré de trois voiles.

Les panneaux sont réalisés en tôle de 3 ou 4 mm rédiés par des profilés en tôle pliés en U soudés tous les 18 cm.

Le contreventement des deux panneaux est assuré par (A) deux ou quatre contres-fiches (étais tire-pousse) de longueur réglable par des vérins à vice et une buté réglable elles aussi, permettent d’obtenir sans erreur un dièdre parfaitement droit ou légèrement ouvert si on veut donner une contre flèche.

(B) Une béquille à vérin réglable sert d’appuis et permet d’amener les demi-coquille à niveau.

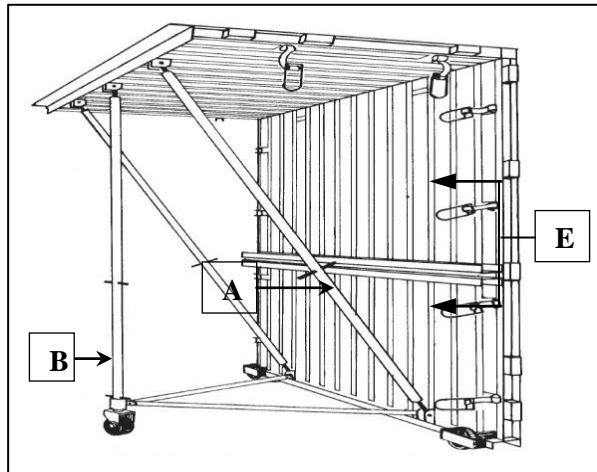
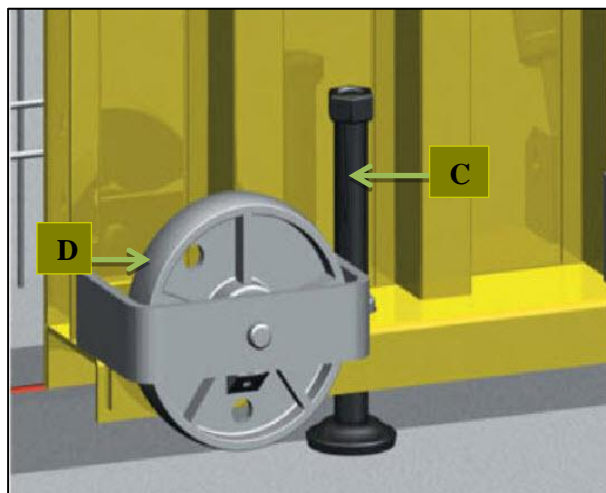


Fig 2 : schéma d'une demi-coquille



Fig 3 : assemblage deux demi-coquille [theconstructor.org]



A la base du panneau verticale deux vérins à vice (C) permettent le réglage de la hauteur et de l’horizontalité des panneaux supérieurs ainsi que des roues (D) servent à dégager la demi-coquille lors du décoffrage, comme le montre la figure (Fig 4)

Fig 4 : image 3D du vérin à vice et de la roue

A chaque extrémité latérale des panneaux, des profilés permettent l’affleurement des éléments consécutives, l’assemblage s’effectue à l’aide de levier a ressort (E) comme le montre la Fig 2.

L’extrémité du panneau horizontal porte des verrous a clef, assurant l’assemblage des deux demis coquilles face à face.

## 2) Mono coquille :

On trouve à peu près les mêmes systèmes de réglage que dans la demi-coquille, mais ici il est souhaitable de prévoir une jambe de force horizontale pour régler et maintenir l'écartement.

Le décintrage peut se faire par pivotement d'un panneau par rapport à l'autre grâce à des biellettes.

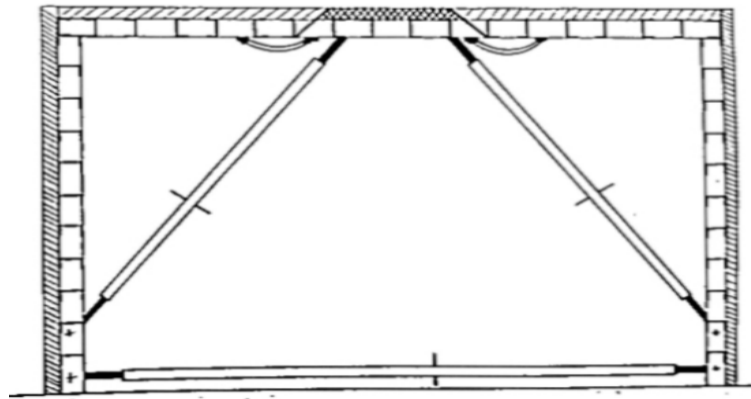


Fig 5 : mono-coquille à décintrage par panneau de clef et biellettes [Le coffrage pour le béton armé]

## 3) Passerelle de décoffrage :

L'utilisation du coffrage tunnel exige tout autour du chantier un ensemble de passerelles de décoffrage ou de service. De la profondeur d'au moins d'une demi coquille, elles sont installées en bordure de façade par des grues, leurs fonctions principale est de dégager les demi-coquilles après décoffrage, de soutenir les dalles prématurément décoffré (de l'ordre de 4 à 5 jour) tout en assurant la sécurité du personnel.



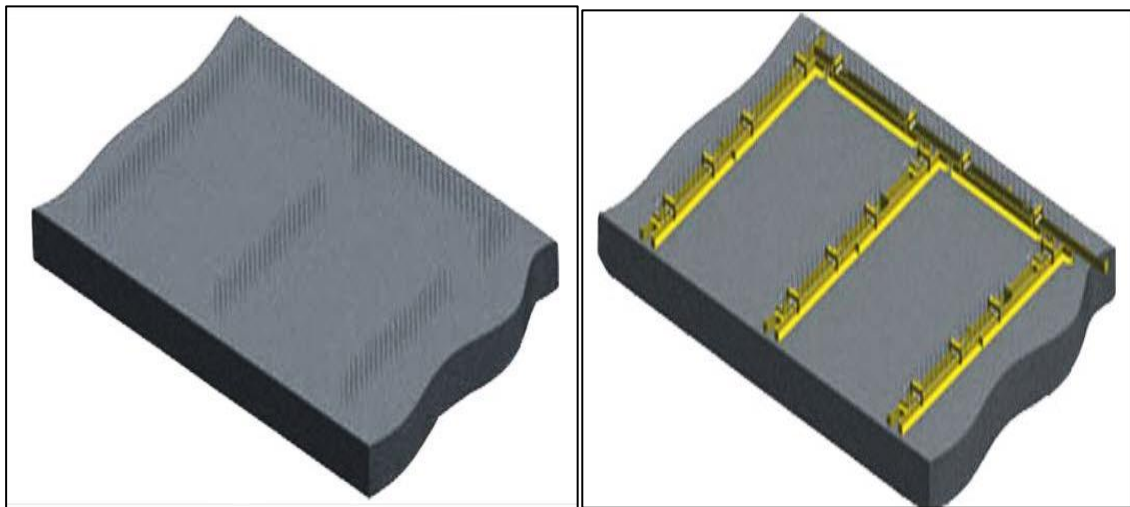
Fig 6 : Passerelles de décoffrage

**I.4.Étapes d'exécutions :**

Afin de mieux comprendre les procédés du coffrage tunnel, nous proposons d'en faire l'analyse étape par étape :

**1<sup>er</sup> étape :**

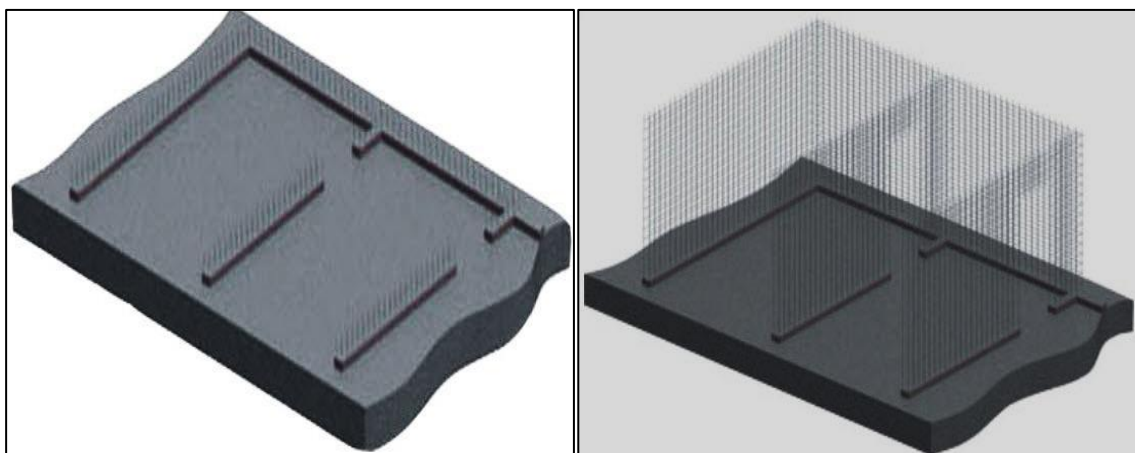
La mise en œuvre des fondations étant finie, l'installation de coffrage spécial pour couler les amorces de voiles, appelé aussi talonnettes, elles servent de repère pour aligner les demi coquille sur un même niveau.



**Fig 7 :** la mise en œuvre des fondations étant finie

**2<sup>ème</sup> étape :**

Le coulage des talonnettes achevé, commence le ferrailage des voiles (la disposition des treillis soudé ainsi que les différentes armatures de renforcement).



**Fig 8 :** le coulage des talonnettes achevé

**Remarque :**

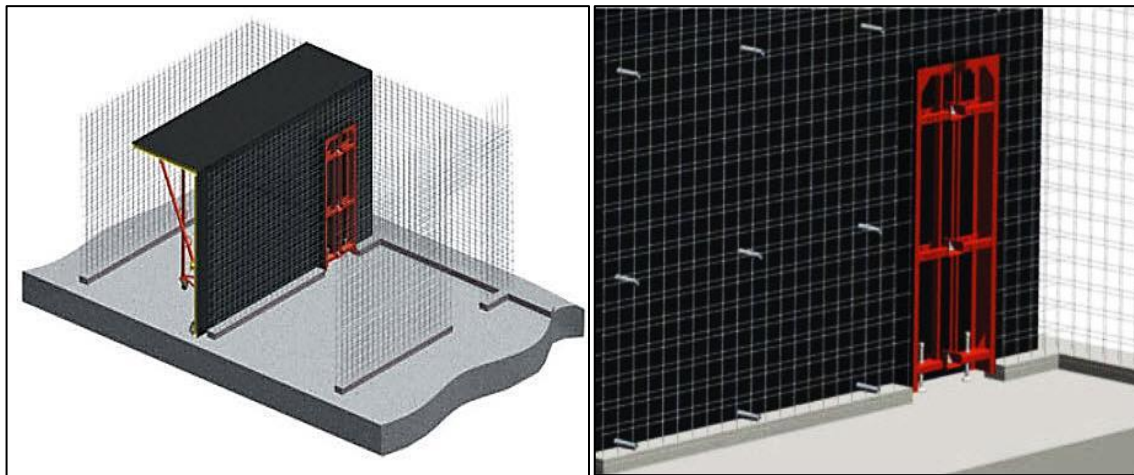
Les talonnettes seront marquées par un trait appelé « trait de niveau », de telles façons que lors du positionnement des demi-coquilles, leurs bases viennent s'y affleurer pour obtenir un niveau unique pour tous les coffrages.

**3<sup>ème</sup> étape :**

La mise en place des demi-coquilles face à face sur toute la longueur de la surface à construire et constituer des chambres de coffrage, cette opération délicate nécessite l'emploi de grue, mobile ou fixe, et demande patience, précision ainsi qu'une bonne coordination entre le grutier et le chef de groupe.

Mise en place des divers réserves (porte, fenêtre, équipement électriques) sur les parois verticales qui seront soit découper dans les murs, soit noyer sur son épaisseur.

Disposition des connes d'entretoise sur les parois verticales, elles sont faites en plastique et permettent de protéger les tiges de solidarisation de deux demi-coquilles opposées (dos à dos) lors du coulage de béton.



**Fig 9 :** la mise en place des demi-coquilles

**4<sup>ème</sup> étape :**

Positionnement de la deuxième demi-coquille face à la première pour former ce qu'on peut appeler une « chambre de coffrage »

Réglage du niveau de la chambre, en jouant sur le dévissage du vérin à vice en bas du coffrage tout en respectant les traits de niveau

Réglage de l'horizontalité et la verticalité des demi coquilles pour pouvoir les biens solidariser

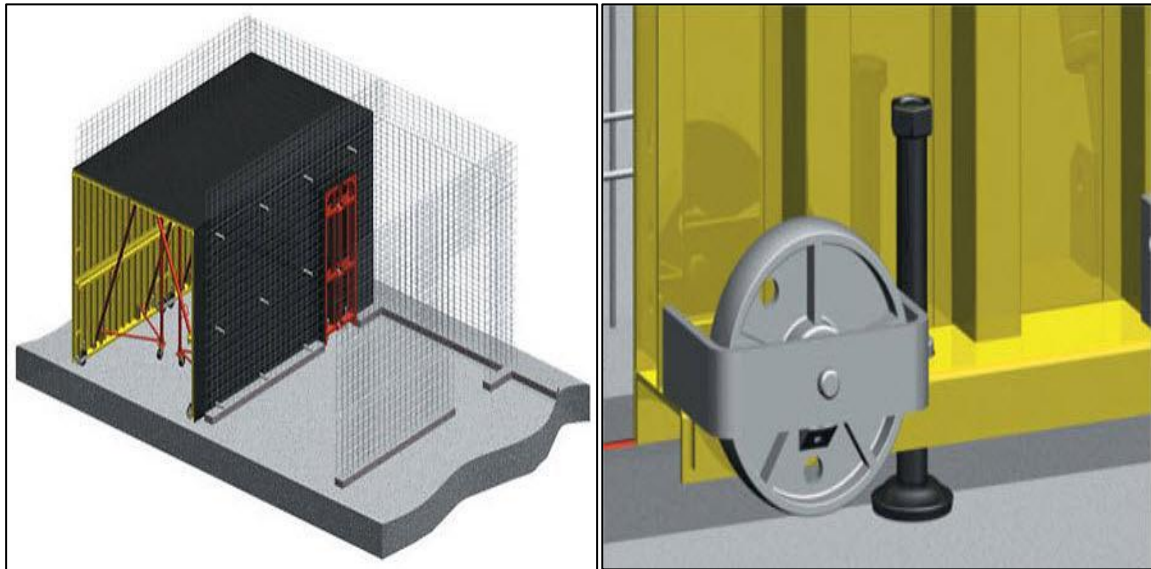


Fig 10 : chambre de coffrage

5<sup>ème</sup> étape :

Solidarisé les deux demi coquilles en verrouillant les crochets métallique et en les bloquant à l'aide de boulons conique.

Derniers réglages du niveau, de la verticalité et de l'horizontalité de la 1<sup>ère</sup> chambre.

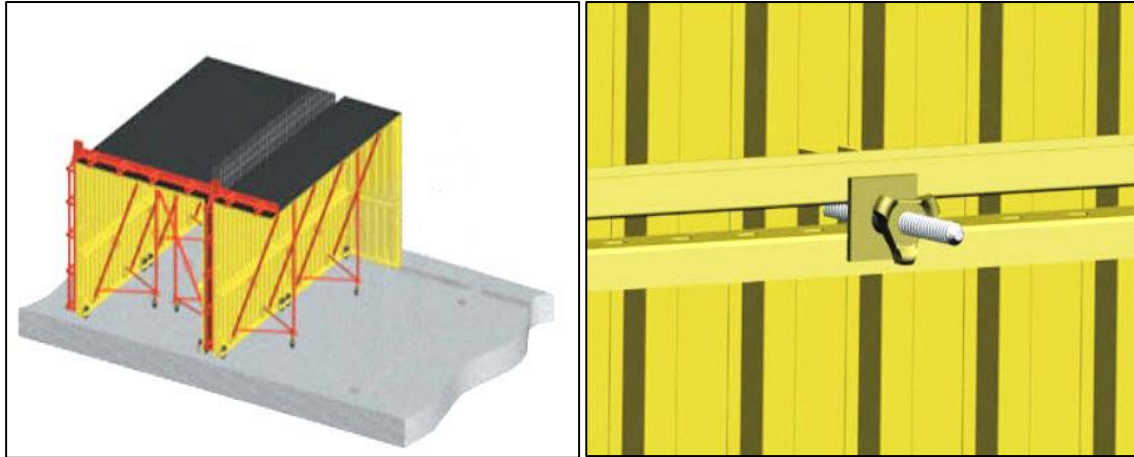


Fig 11 : la solidarisation de deux demi-coquilles

**6<sup>ème</sup> étape :**

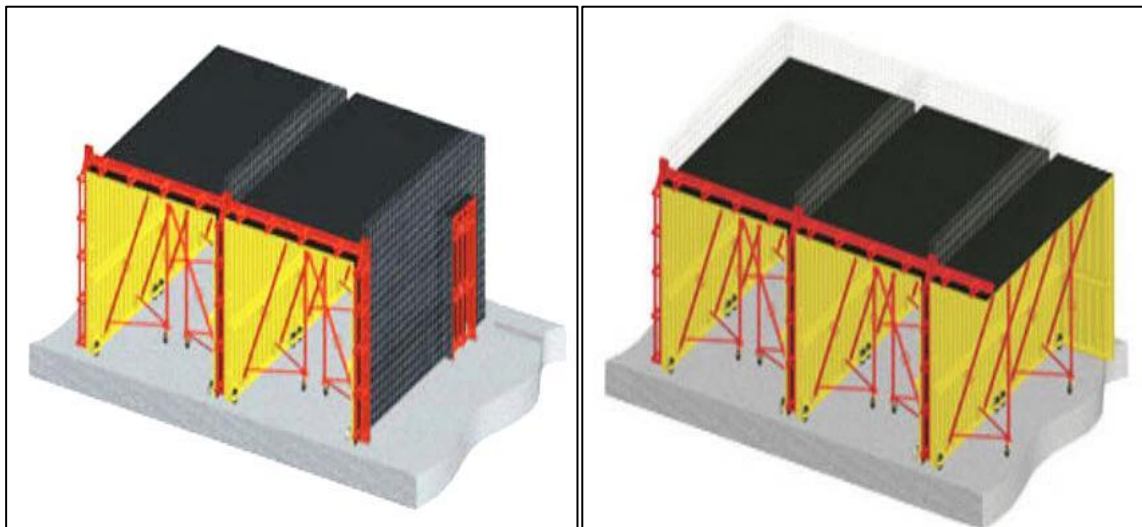
Mise en place de la 3<sup>ème</sup> demi coquille au dos de la 1<sup>er</sup> demi coquille.

Régalage de la 3<sup>ème</sup> demi-coquille au même niveau que le 1<sup>ère</sup> et les solidarisées à l'aide d'entretoises ou de tirants avec écrous spéciale



**Fig 12 :** mise en place de la 3<sup>ème</sup> coquille

Les mêmes étapes précédentes se répètent pour les demi coquilles 4, 5... ainsi de suite.



**Fig 13 :** mise en place pour les restes coquilles

**7<sup>ème</sup> étape :**

Mise en place des banche pignon.

Mise en place du ferailage des dalles au dessus des chambres de coffrage et prévoir d'éventuelles réservations (tuyeau d'évacuation, cage d'ascenseur, équipement électriques).

Coulage du béton de plancher et des voiles en même temps. Il est impératif de bien vibrer le béton coulé et de descendre le vibreur jusqu'à la base des voiles en cours de coulage.

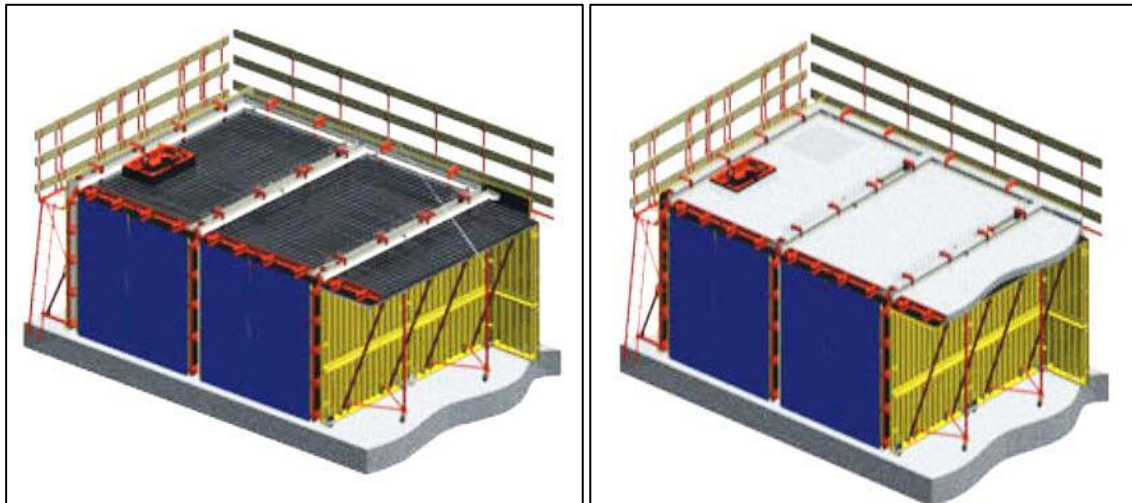


Fig 14 : Mise en place des banche pignon

**8ème étape :**

Une fois la prise et le durcissement du béton atteint, le décoffrage peut commencer en utilisant le triangle de levage lié par des cables a une grue.

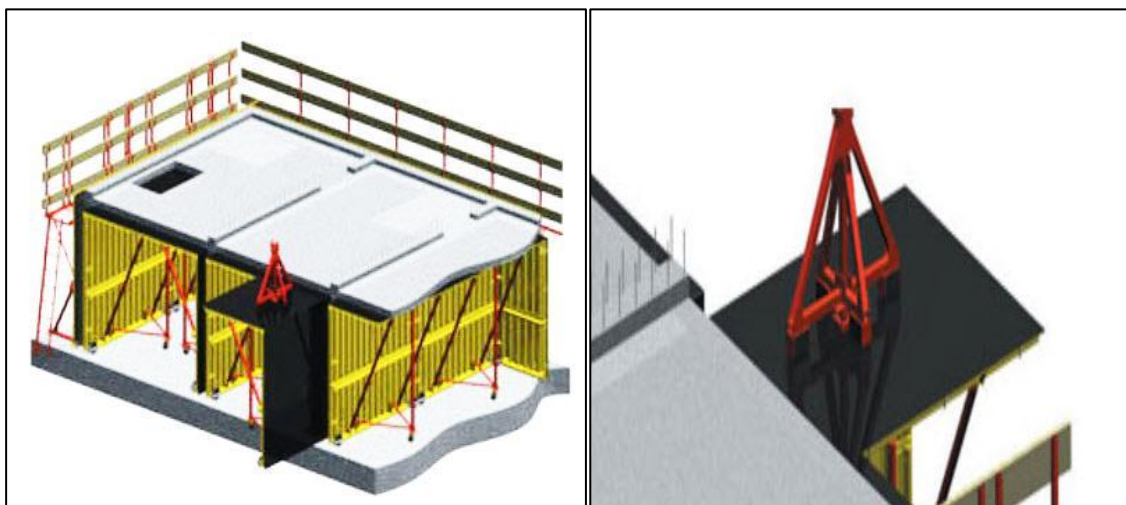
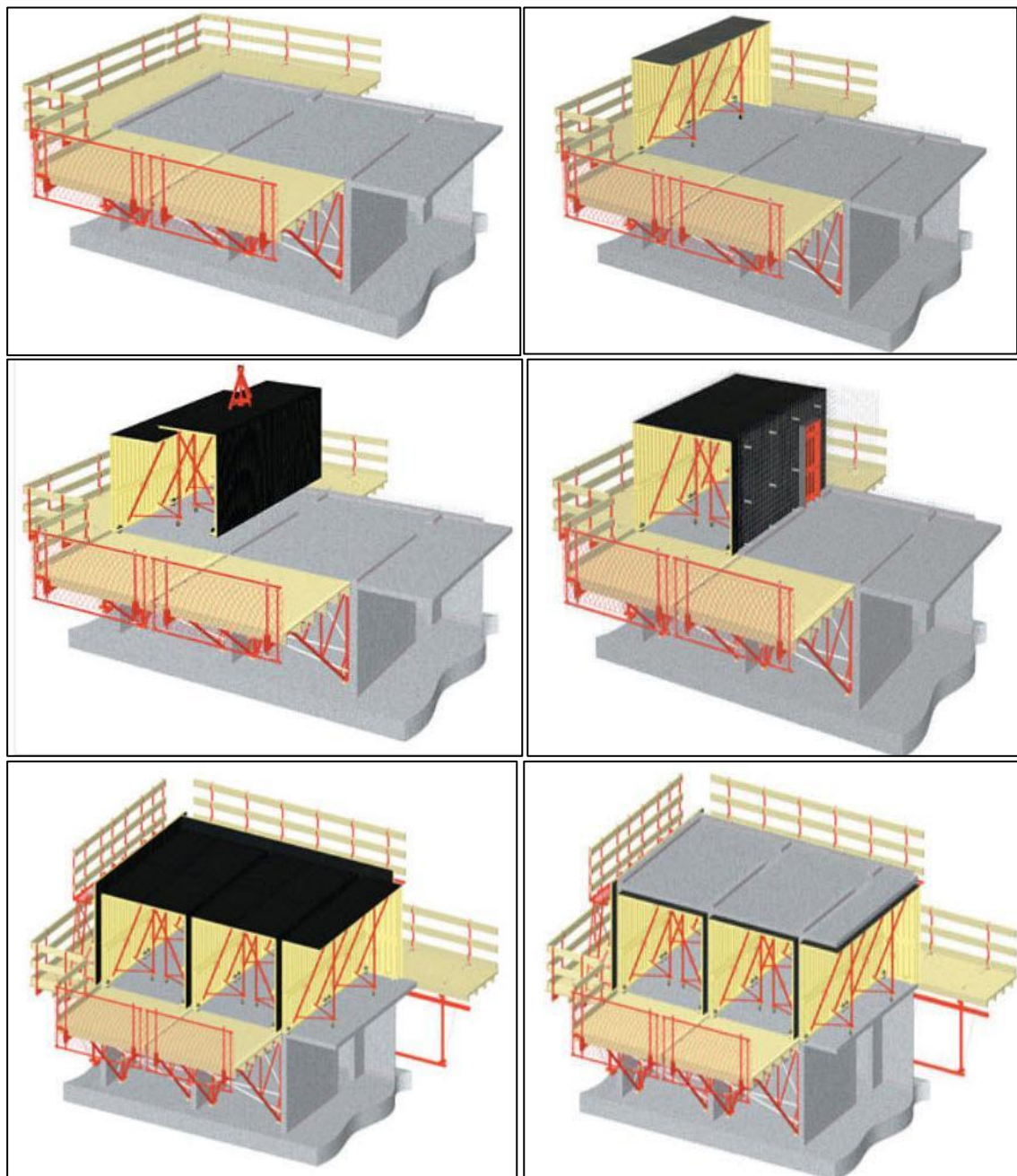


Fig 15 : le décoffrage apres le durcissement

**Remarque :**

Après le décoffrage des voiles et des dalles, nous passerons au second niveau, mais avant cela nous devons penser à étayer les dalle prématurément décoffré (4 à 5 jours) pour permettre aux ouvriers de procéder au ferailage des voiles du second niveau, par conséquent la mise en place des passerelles de sécurité est indispensable pour la suite des travaux.

Les passerelles seront donc introduites sur les chambres (couler) du 1<sup>er</sup> niveau, la suite des travaux sera une répétition des étapes précédentes.



**Fig 16 :** le coffrage pour les restes étages

**I.5. Domaine D'utilisation :**

- Le coffrage tunnel convient bien pour exécuter de gros bâtiments très répétitifs, notamment si ce sont des bâtiments en bande à refends porteurs.
- Il convient aussi pour réaliser des tours, mais l'organisation du chantier est plus difficile
- Il aussi particulièrement adopté à l'exécution de bâtiments en bande à façades et voiles longitudinaux porteurs
- Le déplacement du coffrage en (travelling garantit) alors un coût minimum, il faut remarque que dans ce cas, il est particulièrement intéressant d'exécuter des balcons filants.
- Surtout dans sa version demie coquille, il peut assez bien s'adapter à des plans de cellules divers, mais pas à des hauteurs sous plafond variables.
- Le coffrage tunnel à une certaine rigueur de conception qui est intéressante tant sur le plan économique que sur le plan esthétique

**Avantage :**

- C'est un système qui permet de réduire les délais de réalisation en offrent une vitesse d'exécution assez rapide.
- Il offre une qualité de mise en œuvre selon les règles de l'art.
- Il permet d'obtenir des structures plus adapté aux séismes
- Facilité de reproduction et d'exécution des structures répétitives d'un même projet.
- Il garantit la sécurité des ouvriers par l'emploi de passerelles et filet de sécurité.

**Inconvénients :**

- Ce système ne permet pas d'avoir de grand espace habitable au niveau de chaque logement.
- Il ne permet pas d'effectuer des modifications ou transformations par le propriétaire du logement après la fin des travaux.
- Ce système ne permet pas de changer la disposition des voiles après la conception architecturale.

- Ce système n'offre pas beaucoup de perspective architecturale ou esthétique.
- Le coffrage tunnel demande des moyens matériels considérables et un personnel qualifié et spécialisé.

## **CHAPITRE II :**

**Presentation de l'ouvrage et  
caracteristique des matériaux**

## II.1.Introduction :

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

Donc l'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. Nous consacrons donc ce chapitre pour donner quelques rappels et descriptions du projet à étudier.

On se base sur des règlements et des méthodes connues (**BAEL91, RPA99/ version2003**) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier), le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

## II.2.Présentation du bâtiment :

Notre projet est un tour R+15 plus un sous sole  
Contreventé Par des voiles porteurs en béton armé.  
Le tour est composé d' un Rez-de-chaussée et de 15  
étages à usage d'habitation (Chaque étage contient  
3 logements de type F3) avec une terrasse inaccessible



**Fig 17 :** Vue d' face Bâtiment

Cet ouvrage est implanté dans la wilaya de Mostaganem, il fait partie d'un projet de **520** logement .qui est considérée par le règlement parasismique Algérien « RPA99/version 2003 » comme une région de moyenne sismicité (Zone II-a). Il est classé suivant son importance dans le groupe d'usage 2 (ouvrage courant d'importance moyenne).

Type de Sole : Rocheux S1,  $\sigma_s = 2 bars$  .

## II.3.Caractéristiques de l'ouvrage :

La structure du bâtiment étudié elle est adopte un système composé exclusivement de voiles porteurs dans les deux sens au plans et assurent par la même occasion son contreventement. Réaliser par une entreprise nationale avec un système de coffrage tunnel.



Le bâtiment aux dimensions suivantes :

Longueur..... 21,03 [m]

Largeur .....20,13 [m]

Hauteur totale ..... 52.02 [m]

Hauteur d'étage courant .....3.06 [m]

Hauteur de la terrasse 2 ..... 3.06 [m]

Surface totale du bâtiment. 282 m<sup>2</sup>

❖ **Situation géographique du projet :**

Le projet se situe sur le chemin communal menant vers la cité **WIAM** ex **RADAR**, dans la commune de **SAYADA**, wilaya de **MOSTAGANEM**



Fig 18 : Plan de situation du projet



Fig 19 : Plan de masse

#### II.4. Les éléments structuraux :

- **Les planchers :**

-Des dalles pleines en béton armé assurant une grande rigidité horizontale et une sécurité contre l'incendie.

- **Les voiles :** Ce sont des éléments verticaux Réalisés en béton armé.
- **Les escaliers :** Les escaliers sont des éléments secondaires permettant le passage d'un niveau à un autre, ils seront réalisés en béton armé coulé sur place.  
Un seul type d'escalier a été adopté : escalier gauche a paillasse porteuse
- **Ascenseur :** Le bâtiment est équipé d'un ascenseur entouré par 3 voiles.

**La maçonnerie :** Les murs extérieurs (Les façades) : Ils sont réalisés en briques creuses revêtues d'un enduit de ciment ou de plâtre à double paroi : une paroi externe de 15 cm d'épaisseurs et une paroi de 10 cm d'épaisseur les deux parois étant séparées par un vide de 5 cm afin d'assurer une isolation thermique.

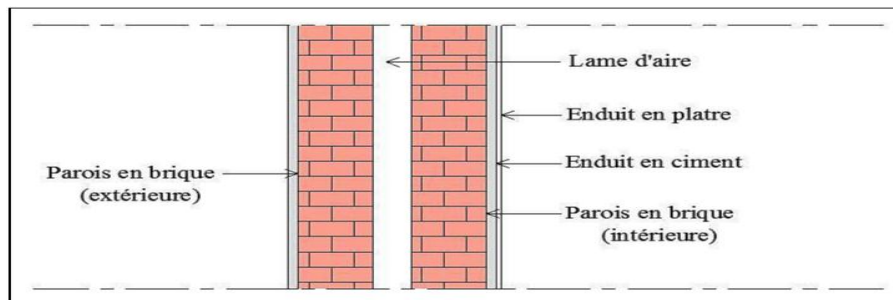


Fig 20 : mur double paroi

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

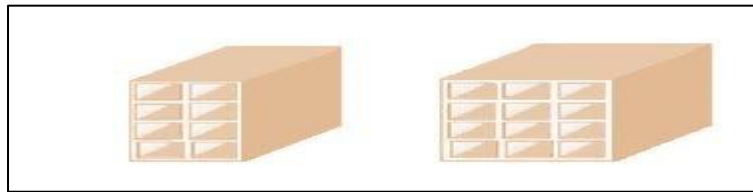


Fig 20.1 : Brique creuse

▪ **L'acrotère :**

Le rôle de l'acrotère est de protéger les joints d'étanchéité au niveau de la terrasse. Le bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en béton armé.

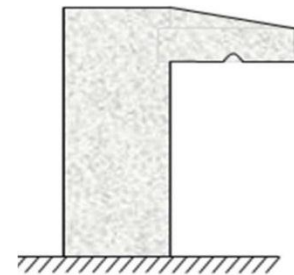


Fig 21 : l'acrotère

- **L'infrastructure :** Elle sera réalisée en béton armé et assure les fonctions suivantes :
- Transmettre les charges verticales et horizontales au sol.
  - Limiter les tassements.
  - Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.

### II.5.Règlements utilisés :

- ❖ **B.A.E.L 91 :** Ce règlement est utilisé pour le pré dimensionnement, le dimensionnement définitif et le ferrailage des différents éléments porteurs de l'ouvrage. Il est ensuite utilisé pour la vérification de la résistance et de la stabilité de l'ouvrage dans son ensemble. La vérification des armatures et des contraintes sera effectuée à l'état limite de service dans le cas d'une fissuration peu nuisible.
- ❖ **R.P.A 2003 :** Ce règlement permet de fixer la règle de conception. Il est utilisé pour assurer les conditions minimales en matière de sections transversales des éléments porteurs et de la quantité minimale d'armatures dans ces mêmes éléments.

- ❖ Ce règlement est aussi utilisé pour l'évaluation de la charge sismique globale et sa répartition sur les différents étages et portique.

## **II.6.Caractéristiques mécaniques des matériaux :**

- **Introduction :**

Les matériaux de construction jouent incontestablement un rôle important dans la résistance des constructions aux séismes. Leur choix est souvent le fruit d'un compromis entre divers critères tels que ; le coût, la disponibilité sur place et la facilité de mise en œuvre du matériau prévalant généralement sur le critère de résistance mécanique. Ce dernier est en revanche décisif pour les constructions de grandes dimensions.

### **II.6.1. Béton :**

Le béton est un matériau hétérogène composite constitué d'un mélange de liant hydraulique (ciment), des matériaux inertes appelés granulats (sable, gravier...), et de l'eau de gâchage.

A ces composantes s'ajoutent parfois des adjuvants et des éléments encore plus fins qui améliorent sensiblement sa performance ainsi que sa compacité. Il a une bonne résistance à la compression mais résiste 10 fois moins à la traction.

-On appelle Le béton armé est un matériau composite constitué de béton et de barres d'acier qui allie les résistances à la compression du béton et à la traction de l'acier. Il est utilisé comme matériau de construction, en particulier pour le bâtiment et le génie civil.

#### **1- Les constituants du béton**

**a. Ciment :** Le ciment est un liant hydraulique composé essentiellement de clinker (mélange Calciné de calcaire et d'argile) associé à d'autres constituants secondaires.

Il existe plusieurs types de ciments, chacun est employé pour un travail bien déterminé :

- ✓ **Selon la classe de résistance :** on distingué 3 classes de résistance :
- 32,5MPa (la résistance min à la compression à 28j).
- 42,5MPa (la résistance min à la compression à 28j).
- 52,5MPa (la résistance min à la compression à 28j).

✓ **Selon la composition** : il existe cinq types de ciment suivant la norme NFP15-301, A chaque type correspond une désignation particulière, ainsi l'appellation « CPA CEM 32,5 » à un ciment portland artificiel dont la résistance à la compression est comprise entre 32,5 et 52,5MPa (CEM est la dénomination européenne du ciment), on distingue :

- Le ciment portland artificiel : **CEMI (95%de clinker +5%gypse).**
- Le ciment portland composé : **CEMII (CPJ).**
- Le ciment de haut-fourneau : **CEMIII (CHF).**
- Le ciment pouzzolanique : **CEMIV (CPZ).**
- Le ciment composé « laitier + cendres » : **CEMV (CLC).**

**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 davantage de gros grains que de petits.

-**b.2.Graviers** : Elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à30 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)

**c. L'eau de gâchage** : L'eau utilisée en construction sert à l'hydratation du liant, le mouillage des granulats et pour permettre le malaxage et faciliter la mise en œuvre. La résistance finale d'un béton dépend essentiellement du rapport E/C (masse d'eau / masse de ciment) du mélange.

**d. Les adjuvants** : l'état durci. Selon la norme EN NF 934-2, un adjuvant est incorporé lors du malaxage du béton à un dosage inférieur à 5 % des éléments fins (ciment).

Les adjuvants sont des produits chimiques incorporés au béton frais en faibles quantités (en général moins de 3% du produits de ciment, donc 0.4% du poids du béton) afin d'en améliorer certaines propriétés. Leur efficacité est liée à l'homogénéité de leur répartition dans la masse du béton. Les principaux adjuvants utilisés dans notre ouvrage sont :

- **Plastocret 160** est un plastifiant accélérateur de durcissement pour béton prêt l'emploi, il permet une meilleur hydratation du ciment par son effet de

déflouclation et provoque une augmentation des résistances mécaniques dès les jeunes âges et diminue l'absorbassions capillaire.

L'effet accélérateur de durcissement de ce plastifiant permet d'obtenir plus rapidement les résistances minimales nécessaires au décoffrage. Ceci est particulièrement intéressant dans les cas suivants :

- ✓ **Chantier de bâtiment** : décoffrage le lendemain du coulage même par temps frais (ce qui est le cas de notre ouvrage)
  - ✓ **Préfabrication légère** : diminution des délais de manipulation des pièces.
- **Le Medaflow 30** est un super plastifiant haut réducteur d'eau.
    - **Sur béton frais** : permet d'avoir un rapport E/C très faible ainsi qu'une amélioration considérable de la fluidité, il offre au béton une très bonne maniabilité, évite sa ségrégation et facilite sa mise œuvre.
    - **Sur béton durci** : permet d'augmenter les résistances mécaniques à jeune âge et à long terme du béton, diminue sa porosité, augmente sa durabilité et diminue le retrait ainsi que le risque de fissuration.



Fig 22 : Les composants du béton

## 2- Le dosage du béton :

On appelle dosage le poids du liant employé pour réaliser un mètre cube de béton. Dans notre ouvrage le béton est réalisé avec des mélanges contenant

Le béton doit satisfaire au traitement ultérieur les exigences suivantes :

- Sécurité de la structure.
- Propriétés particulières (confort).
- La durabilité et la résistance.
- L'environnement (respect de l'écologie).

Il est influencé par les grandeurs suivantes :

- Le malaxage (type et la durée).
- Le transport (type et le temps écoulé).
- La mise en œuvre (l'étalement, compactage).
- Le Cure du béton.

En l'absence d'une étude détaillée de la composition du béton on propose la composition moyenne suivante basée sur une estimation de la densité moyenne du gravier et du sable et en utilisant un dosage en ciment permettant d'obtenir dans des conditions courantes, une résistance à la compression égale à « **25 MPA.** »

**Tableau 1** : compositions du béton utilisé

<b>Composants du béton</b>	<b>Dosage</b>
<b>Ciment (CPJ-CEM II/ A42.5)</b>	400 kg/m <sup>3</sup>
<b>Gravier (agrégats carrière ENOF)</b>	388 Kg/m <sup>3</sup> du 3/8mm
	794 Kg/m <sup>3</sup> du 8/15mm
<b>Sable (sable de sidi Lakhdar)</b>	617 L/m <sup>3</sup>
<b>L'eau de gâchage</b>	de 185 à 200 L/m <sup>3</sup>
<b>Adjuvent (Plastocret 160)</b>	de 0.3% à 0.35%

### 3- La résistance caractéristique du béton :

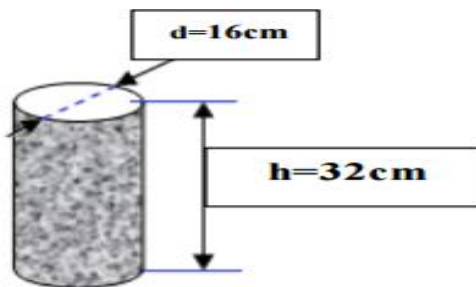
- **La compression**

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours dite : valeur caractéristique requise, notée  $f_{c28}$ . Cette résistance est mesurée sur éprouvette cylindrique ayant un diamètre de 16cm et une hauteur de 32cm écrasée en compression centrée. Lorsque

$j \leq 28$  jours, la résistance du béton non traitée thermiquement suit approximativement les lois suivantes : C.B.A 93 [A-2-1-1-1].

$$\text{- Pour des résistances } f_{c28} \leq 40\text{MPa} \begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4.64+0.83j} f_{c28} & \text{si } j < 60 \text{ jour} \\ f_{cj} = 1.1 f_{c28} & \text{si } j > 60 \text{ jour} \end{cases}$$

$$\text{- Pour des résistances } f_{c28} > 40\text{MPa} \begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jour} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jour} \end{cases}$$



**Fig 23 :** Eprouvettes cylindriques  
(16 cm, hauteur 32 cm)



**Fig 24 :** Ecrasement d'éprouvettes (Diamètre de béton avec une presse hydraulique

Pour les éléments principaux le béton doit avoir les résistances  $f_{c28}$  au moins égale à 20 MPA et au plus égale à 45 MPA. (RPA 99 article 8.1.1)

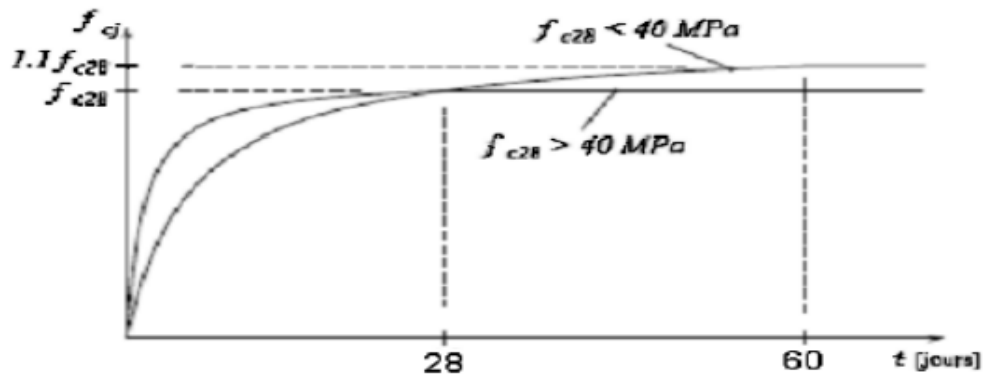


Fig 25 : Evolution de la résistance  $f_{cj}$  en fonction de l'âge du béton

Figure I-8 donne l'allure de la variation de la résistance  $f_{cj}$  en fonction de l'âge du béton pour les deux types de béton. Sur cette figure, on observe que la montée en résistance des bétons à performances élevées est plus rapide que pour les bétons classiques. Cette propriété rend les bétons à performances élevées très intéressants en phase de construction.

Une copie d'un des rapports d'essai de compression sur éprouvettes en béton de certains éléments de notre structure est montrée ci-dessous

STRUCTURE: BETON							
RAPPORT D'ESSAI DE CC							
PV N° ..... Selon NF P 18 406 - Mai 1981							
N° BC: /14				DU: 2014			
CHANTIER: SAYADA / MOSTAGANEM				ESSAI: 096			
CLIENT: COSIDER CONSTRUCTION				DOSSIER: 389			
DESTINATION DU BETON: BAT N° 08 : 3ème étage 2ème coulage ( voile + plancher ) + Bat 17 RDC 2ème coulage ( voile + plancher ) + Bat 13 : 3ème étage 2ème coulage ( voile + plancher ) + Bat 10 : voile peripherique 5ème coulage.							
OUVRAGE: Realisation 2760 logements sayada mostaganem							
PRESSE: MATEST				CLASSE: A			
*COMPOSITION DE BETON							
S.1	617	kg/m³	L/m³	Ciment:	400	KG/m³	
S.2		kg/m³	L/m³	Eau:	185	L/m³	
G.1	15/25	kg/m³	L/m³	Adjuvant:	PLASTOCRETE 160	0,35% KG/m³	
G.2	8/15	794	kg/m³	Poids d'un m³ béton:			
G.3	3/8	388	kg/m³	Affaissement:	16		
Eprouvettes confectionnées par : le client							
Dimensions des éprouvettes (cm): 16/32							
RESULTATS							
N°	Date de Coulage	Date D'essai	Age en Jours	Poids (kg)	Compression		Moyenne (MPa)
					Charge(KN)	RC (MPa)	
01	19/05/14	16/06/14	28	15,50	684	34,20	32,15
02	"	"	"	15,50	615	30,75	
03	"	"	"	15,60	630	31,50	
*Observations: 32,15 Mpa = 322 Bars							

Fig 26 : Rapport d'essai de compression

- à la traction

La résistance du béton à la traction à l'âge de  $j$  jours  $f_{tj}$  est définie conventionnellement par la formule suivante : (Article A.1.2.1.2).

$$\begin{cases} f_{tj} = 0.6 \times 0.06 f_{cj} & \text{Si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \\ f_{tj} = 0.257 f_{cj}^{2/3} & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa} \end{cases}$$

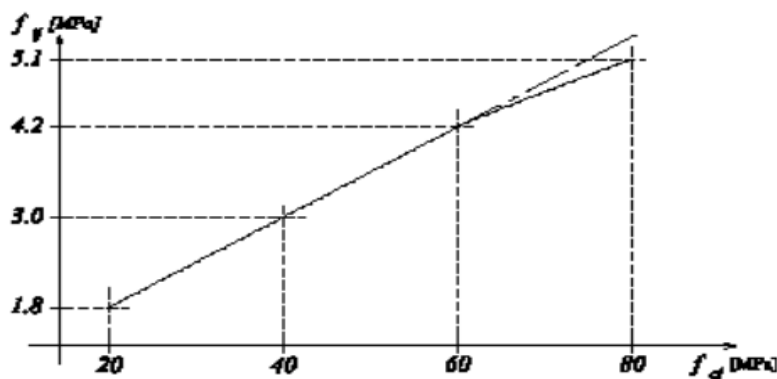


Fig27 : Evolution de la résistance du béton à la traction  $f_{tj}$  en fonction de celle à la compression  $f_{cj}$

- **Hypothèse de calcul :** Dans notre étude, les hypothèses de calcul adoptées sont :

La résistance à la compression à 28 jours  $f_{c28} = 25$  MPA

La résistance à la traction  $f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1$  MPA

Masse volumique : on prendra dans notre cas une masse volumique de 2500 Kg/m<sup>3</sup>

#### 4- Modules de déformation longitudinale :

On distingue les modules de Young instantané  $E_{ij}$  et différé  $E_{vj}$ . Le module instantané est utilisé pour les calculs sous chargement instantané de durée inférieure à 24 heures. Pour des chargements de longue durée (cas courant), on utilisera le module différé, qui prend en compte artificiellement les déformations de fluage du béton. Celles-ci représentant approximativement deux fois les déformations instantanées, le module instantané est pris égal à trois fois le module différé :  $E_{ij} = 3E_{vj}$

Le module de déformation longitudinale instantanée du béton  $E_{ij}$  est égal à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ [MPa]} = 32164.195 \text{ MPa}$$

Le module de déformation longitudinale différé :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ [MPa]} = 10818.865 \text{ MPa.}$$

### **5- Coefficients de poisson : (Art A.2 1 3 BAEL91) :**

On appelle coefficient de poisson le rapport de la déformation transversale relative à la déformation longitudinale relative.

$\nu = 0,2$  pour le calcul des déformations et pour les justifications aux états-limites de service (béton non fissuré).

$\nu = 0$  pour le calcul des sollicitations et dans le cas des états – limites ultimes (béton fissuré).

### **6- Module déformation transversale béton :**

$$G = \frac{E}{2 \times (1 + \nu)} \quad \text{Avec :}$$

E : module de Young

$\nu$ : Coefficient de Poisson

$G = 0.4E$  pour le béton non fissuré (ELS).

$G = 0.5E$  pour le béton fissuré (ELU)

### **7- Contraintes limites :**

#### **7.1- Etat limite ultime (E.L.U) :**

Contrainte ultime du béton : En compression avec flexion (ou induite par la flexion), le diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas est le diagramme de calcul dit parabole rectangle. Les déformations du béton sont

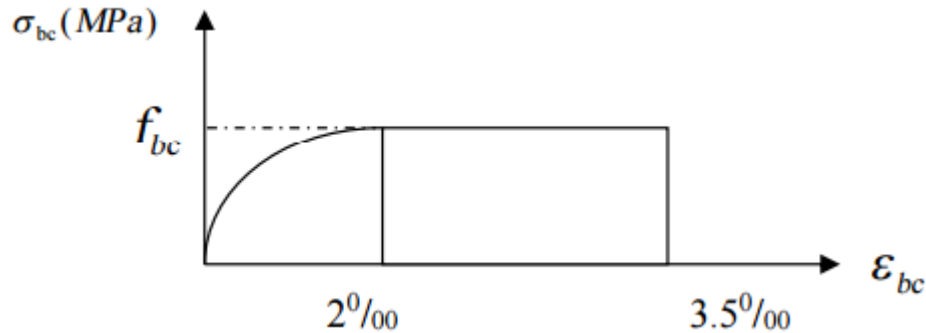
- **Diagramme contraintes déformations :**

- ✓ Le diagramme « parabole rectangle »

✓ Le diagramme rectangulaire simplifié qui sera étudié et utilisé dans nos calculs en raison de :

- Sa simplicité d'emploi ;
- Sa concordance satisfaisante, en flexion simple, avec le diagramme « parabole rectangle ».

Le diagramme idéalisé est donné par la figure suivante



**Fig 28** : Diagramme contraintes déformations.

- En compression pure : les déformations relatives étant limitées à 2‰ (partie parabolique du graphe).
- En compression avec flexion : le diagramme de calcul est dit parabole rectangle.

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} \quad (\text{Article A.4.3.4.1}).$$

Avec : 0.85 : coefficient qui tient compte de l'altération en surface du béton et la diminution de la résistance sous charge de longue durée.

- $\gamma_b$  : Coefficient de sécurité pour le béton tel que :

$\gamma_b = 1.15 \rightarrow$  situation accidentelle.

$\gamma_b = 1.5 \rightarrow$  situation courante (durable).

$\theta = 1 \rightarrow$  pour une durée probable d'application de la combinaison d'action supérieure à 24h.

$\theta = 0.9 \rightarrow$  pour une durée probable d'application comprise entre 1h et 24h.

$\theta = 0.85 \rightarrow$  pour une durée probable d'application inférieure à 1h

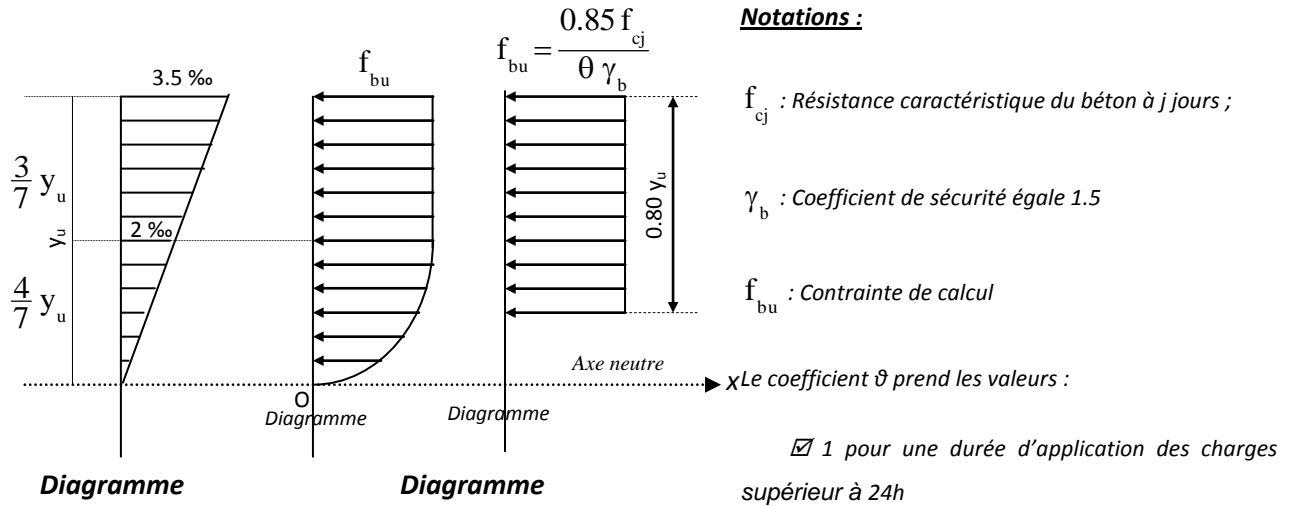


Fig29 : Diagrammes des contraintes du béton à l'ELU (compression-flexion)

$$\varepsilon_{bc1} = 2\text{‰}$$

$$\varepsilon_{bc2} = \begin{cases} 3.5\text{‰} & \text{si } f_{cj} \leq 40\text{MPa} \\ \min(4.5; 0.025f_{cj})\text{‰} & \text{si } f_{cj} > 40\text{MPa} \end{cases}$$

**7.2- Etat limite de service (E.L.S) :**

La contrainte limite en service à ne pas dépasser en compression est :

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times 28f_{c28} \quad \text{CBA 93 (Article A.4.5.2).}$$

Pour  $f_{c28} = 25 \text{ MPA} \rightarrow \sigma_{bc} = 15 \text{ MPA}$ .

A ELS, le béton est en phase élastique d'où le diagramme suivant :

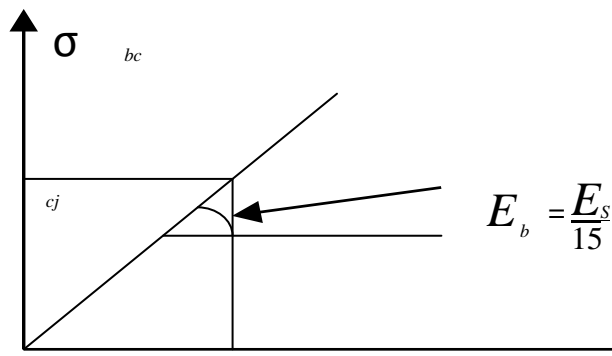


Fig 30 : Diagramme Contraintes Déformations « E.L.S »

- La contrainte de cisaillement :

Elle est donnée en fonction de la nuisance de la fissuration

- Cas de fissuration peu nuisible :  $\tau_U = \min\left[\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}\right), 5 \text{ MPA}\right]$

Pour  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ .  $\rightarrow \tau_U = 3.34 \text{ MPa}$

- Cas de fissuration nuisible ou très nuisible :  $\tau_U = \min\left[\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}\right), 4 \text{ MPA}\right]$

Pour  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ .  $\rightarrow \tau_U = 2.5 \text{ MPa}$ .

### II.6.3. Acier :

L'acier est un alliage du fer et du carbone en faible pourcentage, Leur rôle est de reprendre les efforts de traction, qui ne peuvent pas être repris par béton. Les aciers sont caractérisés par leurs limites élastiques  $F_e$  et leur module d'élasticité  $E$ , Sa bonne adhérence au béton permet de constituer un matériau homogène. Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est pris égale à :  $E_s = 210\,000 \text{ MPa}$ .

#### 1- Différents types d'aciers :

- **Les ronds lisses (R.L) :**

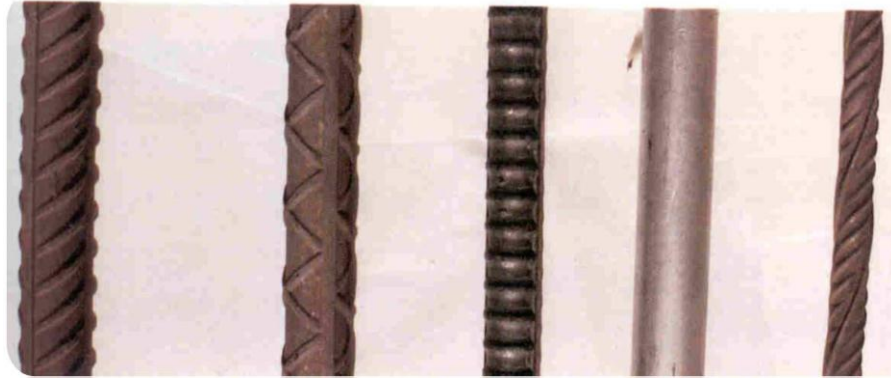
Les ronds lisses sont obtenus par laminage d'un acier doux. Comme leur nom l'indique, leur surface ne présente aucune aspérité en dehors des irrégularités de laminage qui sont négligeables, on utilise les nuances FeE215 et FeE235 et les diamètres normalisés 6, 8, 10, 12, 14, 16, 20, 25, 32,40 et 50mm.

- **Les aciers à haute adhérence (H.A) :**

Dans le but d'augmenter l'adhérence béton-acier, on utilise des armatures présentant une forme spéciale. Généralement obtenue par des nervures en saillie sur le corps de l'armature. On a deux classes d'acier FeE400 et FeE500 et même diamètre que les R L. Les aciers utilisés dans notre bâtiment sont des FeE400 de type 1.

**Treillis soudés (TR) :**

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



**Fig 31 :** différents types d'acier (HA ; R.L)

Les aciers sont classés suivant l'état de leurs surfaces et leurs nuances

**Tableau 2 :** caractéristiques des aciers utilisés

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

Selon le **RPA99 (Article 7.2.2)**, les armatures longitudinales doivent être :

- ❖ De haute adhérence avec  $f_e \leq 500 \text{ MPa}$ .
- ❖ L'allongement total relatif sous charge maximale doit être supérieur ou égale à 5%.

Dans notre ouvrage on utilise :

- L'acier à haute adhérence (HA) : FeE400 pour les armatures longitudinales.

- L'acier rond lisse (RL) : feE235 pour les étriers, cadres et épingles...etc.

- L'acier treilles soudé (TS) : FeE500 pour la dalle de compression.

## **2- Enrobage [BAEL91 (Article C 2 310 - 2)] :**

- **Valeurs minimales fixées :**

L'enrobage de chaque armature est au moins égal à :

– Son diamètre, si elle est isolée ;

– La largeur du paquet dont elle fait partie, dans le cas contraire.

- **Protection des armatures :**

Indépendamment des valeurs minimales fixées, l'enrobage de toute armature (qu'il s'agisse d'une armature longitudinale, d'une armature transversale ou même d'une armature secondaire non calculée), défini comme la distance de l'axe de cette armature au parement le plus voisin, diminuée du rayon nominal de celle-ci, est au moins égal à :

– 5 cm pour les ouvrages à la mer ou exposés aux embruns ou aux brouillards salins, ainsi que pour les ouvrages exposés à des atmosphères très agressives (cas de certaines constructions industrielles).

– 3 cm pour les parois, coffrées ou non, soumises (ou susceptibles de l'être) à des actions agressives, ou exposées aux intempéries ou à des condensations ou encore, eu égard à la destination des ouvrages, au contact d'un liquide.

– 1 cm pour les parois situées dans des locaux couverts et clos, et non exposées aux condensations (par exemple, planchers intérieurs de logements ou bureaux).

La valeur de 5 cm peut être réduite à 3 cm si, soit les armatures, soit le béton sont convenablement protégés par un procédé à l'efficacité démontrée. La valeur de 3 cm peut être réduite à 2 cm lorsque la résistance caractéristique du béton à la compression est au moins égale à 40 MPa.

## **3- Contraintes limites :**

- **A l'ELU :**  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$  pour  $\varepsilon_{se} \leq \varepsilon_e \leq 10\text{‰}$

Tel que :  $f_e = 400$  MPa ( $f_e$  = la limite élastique de l'acier.)

$\gamma_s = 1,15$  pour une situation durable.

$\gamma_s = 1$  pour une situation accidentelle.

Et :  $\sigma_s = 348$  En situation durable.

$\sigma_s = 400$  En situation accidentel

$\sigma_s = E_s \cdot \epsilon_s$  Pour :  $\epsilon_s \leq \epsilon_{se}$

• **A P'ELS :**

la valeur de  $\sigma_s$  est donnée en fonction de la fissuration :

- ❖ Fissuration peu nuisible : aucune vérification à faire.
- ❖ Fissuration nuisible :

$\sigma_s = \min [(2/3) \times f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}]$  **BAEL91 (Article A.4.5.32).**

- ❖ Fissuration très nuisible :

$\sigma_s = \min [0.5 \times f_e; 90 \sqrt{\eta \times f_{tj}}]$  **BAEL91 (Article A.4.5.32).**

Avec  $\eta$  coefficient de fissuration

$$\eta = \begin{cases} 1 & \dots \dots \dots \text{pour les ronds lisses.} \\ 1.6 & \dots \dots \dots \text{pour les HA} \\ 1.3 & \dots \dots \dots \text{pour les HA de } \varnothing < 6\text{mm} \end{cases}$$

• **Diagramme contraintes déformations :**

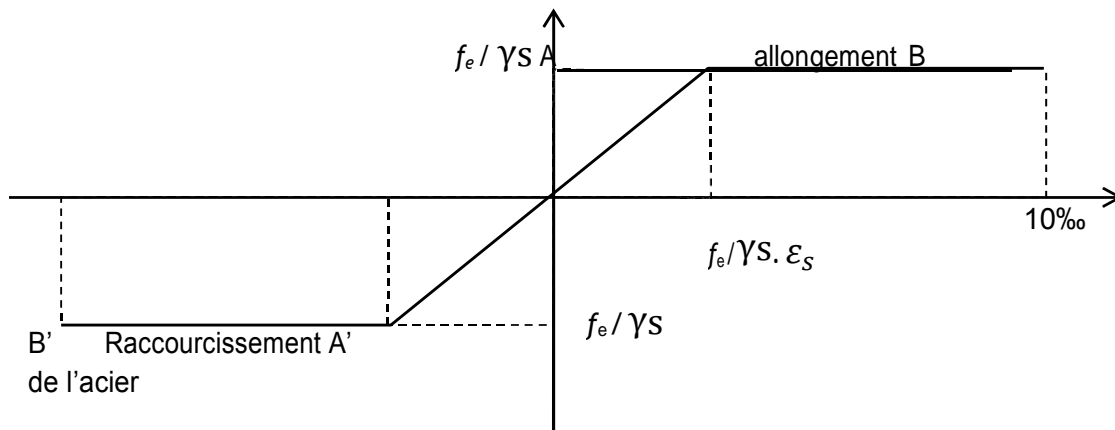


Fig 32 : Diagramme contraintes déformations de l'acier

## II.7.Hypothèses de calcul aux états limites :

- **Définition de l'état limite :**

C'est un état dont lequel une condition de sécurité pour l'ouvrage où un de ses éléments est strictement vérifiée. Au-delà de cet état la structure cesse de remplir les fonctions pour lesquelles elle a été conçue. Il existe deux états limites différents l'ELU et l'ELS

- **Etat limite ultime ELU :**

C'est un état qui correspond à la capacité portante maximale de la structure, son dépassement va entraîner la ruine de l'ouvrage. Il y'a 03 états limites :

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

- **Hypothèse de calcul à l'ELU :**

Ces hypothèses sont au nombre de six. Les trois premières sont celles du calcul classique.

- Les sections droites restent planes (hypothèse de Bernoulli) après déformation.
- Du fait de l'adhérence, toute armature subit la même déformation linéaire que la gaine de béton qui l'entoure (supposée non fissurée si l'armature considérée est tendue).
- La résistance du béton tendu est négligée.
- Le raccourcissement relatif de la fibre de béton la plus comprimée est limité à :  
En flexion  $\varepsilon_e = 3.5\text{‰}$   
En compression simple  $\varepsilon_e = 2\text{‰}$
- L'allongement relatif des armatures les plus tendues, supposées concentrées en leur centre de gravité, est limité à 10 ‰.
- Le diagramme linéaire des déformations passe par l'un des trois pivots A, B, C (la règle des trois pivots)

➤ **Règle des trois pivots :**

Les calculs de dimensionnement sont conduits en supposant que le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots A, B, ou C définis par la **Fig 33**

On distingue trois domaines :

- Dans le domaine 1, pivot A, l'état-limite ultime est défini par l'atteinte de l'allongement limite de 10 ‰ de l'armature la plus tendue : la section est soumise à la traction simple ou à la flexion simple ou composée.
- Dans le domaine 2, pivot B, l'état-limite ultime est défini par l'atteinte du raccourcissement limite de 3,5 ‰ de la fibre la plus comprimée : la section est soumise à la flexion simple ou composée.
- Dans le domaine 3, pivot C, l'état-limite ultime est défini par l'atteinte du raccourcissement limite de 2 ‰ à une distance de la fibre la plus comprimée égale aux 3/7 de la hauteur totale h de la section (comme cela résulte des propriétés des triangles semblables de la Fig 33: celle-ci est entièrement comprimée et soumise à la flexion composée ou à la compression simple

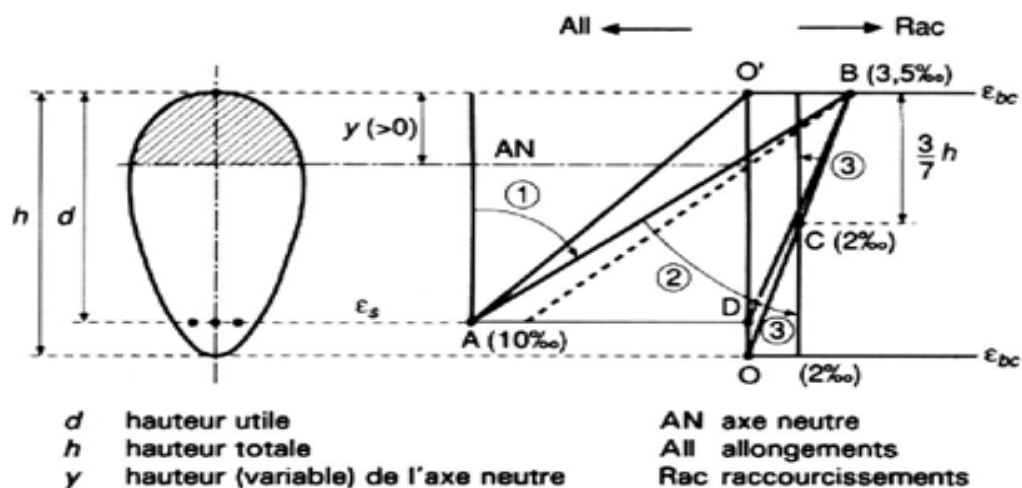


Fig 33 : Règle des trois pivots.

**Le diagramme passe par :**

Le pivot A si  $y \leq 0.2596 d$

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

Le pivot C si  $y > h$

**✚ Etat limite de service ELS :**

C'est la condition que doit satisfaire un ouvrage pour que son utilisation normale et sa durabilité soient assurées, son dépassement impliquera un désordre dans le fonctionnement de l'ouvrage. Il y'a 03 états limites :

- Etat limite d'ouverture des fissures.

- Etat limite de déformation : flèche maximale.
- Etat limite de compression du béton

#### ✚ Hypothèse de calcul à l'E L S :

- Conservation des sections planes.
- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.
- La résistance à la traction du béton est négligée.
- Le glissement relatif entre le béton et l'acier est négligé.
- Par convention le coefficient d'équivalence entre le béton et l'acier est :  $n = \frac{E_s}{E_b}$

### II.8.Actions et sollicitations :

#### 1- Les actions :

Les actions sont les forces et les couples dues aux charges appliquées à une structure et aux déformations imposées, elles proviennent donc :

- Des charges permanentes.
  - Des charges d'exploitations.
  - Des charges climatiques
- ❖ **Actions permanentes (G)** : Ce sont des actions dont l'intensité est constante ou peu variable dans le temps, par exemple le poids propre de la structure, le poids des équipements fixes, les forces de poussée des terres et des liquides ou les déformations imposées à la structure.
- ❖ **Actions variables (Q)** : Ce sont celles dont l'intensité varie fréquemment de façon importante dans le temps, elles correspondent aux charges d'exploitation, les charges appliquées durant l'exécution, les charges climatiques et les effets dus à la température.
- ❖ **Actions accidentelles (E)** : Elles se produisent rarement et leurs durées sont très courtes, (Séismes, incendies, chocs, .....etc.

## 2- Les sollicitations :

On appelle sollicitations les moments de flexion ou de torsion, les efforts normaux et les efforts tranchants provoqués par les actions.

❖ **Sollicitation de calcul vis-à-vis l'ÉLU** : Dans le cas d'une vérification à l'ÉLU on devra justifier :

- La résistance de tous les éléments de construction.
- La stabilité des éléments compte tenu de l'effet de second ordre.
- L'équilibre statique de l'ouvrage.

Les trois types de vérification seront effectués à partir des mêmes combinaisons de charge.

❖ **Sollicitation de calcul vis-à-vis l'ELS** : Les vérifications à effectuer dans ce cas sont:

- La contrainte maximale de compression du béton.
- La fissuration du béton.
- La déformation des éléments

## 3- Les combinaisons d'action :

On note par :

$G_{max}$ : Ensemble des actions permanentes défavorables.

$G_{min}$ : Ensemble des actions permanentes favorables.

$Q_1$ : Action variable dite de base.

$Q_i$  : Autres actions variables dites d'accompagnement ( $i > 1$ )

❖ **Situations durables ou transitoires :**

❖ Ne font intervenir que les charges permanentes et les charges variables, la combinaison d'actions est :

$$1.35G_{max} + G_{min} + \gamma Q_1 Q_1 + \sum 1.3\psi Q_i Q_i \quad (\text{A.3.3, 21 BAEL91})$$

$\gamma Q_1 = 1.5$  dans le cas général,

$\gamma Q_1 = 1.35$  pour les bâtiments agricoles à faible densité d'occupation humaine,

$\psi_0i$  : coefficient de pondération des valeurs d'accompagnement, il est égal à 0.77 pour les bâtiments courants.

❖ **Sollicitations vis à vis de l'ELS :**

Elles résultent des combinaisons d'actions ci-après :

$$G_{max}: +G_{min} + Q_1 + \sum \psi Q_i \quad (A.3.3, 3 \text{ BAEL91})$$

❖ **Situations accidentelles :**

Les situations de calcul considérées résultent de la combinaison suivante :

$$G_{max}: +G_{min} + \psi_{11} Q_1 + F_A + \sum \psi_{2i} Q_i \quad (A.3.3, 22 \text{ BAEL91})$$

$F_A$ : Valeur nominale de l'action accidentelle,

$\psi_{11}$  : Valeur fréquente d'une action variable,

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

**Remarque :**

Les tableaux suivants résument les valeurs des contraintes du béton et de l'acier.

**a) - Le béton :**

**Tableau 3 : Résistance caractéristique à 28 jours en MPA**

Résistance caractéristique à 28 jours (MPa)		Résistance de calcul $f_d$ (MPa)	
A la compression	A la traction	Situation durable ou transitoire	Situation accidentelle
25	2,1	14,2	18,5

b) - L'acier :

Tableau 4 : Résistance caractéristique d'acier en MPA

Limite élastique « $f_e$ » (MPa)	Résistance de calcul $\sigma$ (MPa)	
	Situation durable ou transitoire	Situation accidentelle
FeE 400 (H.A)	348	400

### II.9.Conclusion :

Dans ce 2eme chapitre, nous avons présenté la préinscription du projet avec toutes ses caractéristiques, Nous avons donné les caractéristiques des matériaux utilisés ainsi que les codes et règlement en vigueur.

Le Chapitre suivant fera l'objet du Pré dimensionnement de tous les éléments structuraux de notre ouvrage.



**CHAPITRE III :**  
**Pré-dimensionnement des**  
**éléments résistants**

### **III.1. Introduction :**

Le pré dimensionnement c'est le « pré calculé » 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 surcharges 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 reprises par les éléments de contreventement constitués 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, DTR et R.P.A 99 V2003.

### **III.2.Plancher à dalle pleine :**

Une dalle pleine est une plaque porteuse en béton armé coulé sur place, d'épaisseur de 10 à 20 cm ou plus qui repose sur des appuis : murs ou poutres, Son épaisseur est en général = au 25 ème de la portée.

Son armature est souvent constituée par des treillis soudés de gros diamètre reposant sur les 2/3 du mur, L'encastrement sur les appuis nécessite des chapeaux.

Les dalles pleines sur appuis continus (ce qui est notre cas) peuvent porter dans deux directions (d'après le **BAELA.5.2, 1**) ou bien dans un seul sens. Soit un « panneau » de dalle chargé, de portées **Lx** et **Ly** mesurées entre nu d'appuis.

❖ Son pré dimensionnement se fait en se basant sur les critères suivants :

➤ **Résistance au feu (CBA93) :**

**$h_d \geq 7\text{cm}$**  → Pour une heure de coupe-feu.

**$h_d \geq 11\text{cm}$**  → Pour deux heures de coupe-feu.

**$h_d \geq 17,5\text{cm}$** → Pour un coupe-feu de quatre heures

➤ **L'isolation phonique :**

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

- **Condition d'isolation phonique :**

- ✓ Contre les bruits ariens :  $2500 \times h_d \geq 350 \text{ daN/m}^2 \longrightarrow h_d = 14 \text{ cm}$
- ✓ Contre les bruits d'impacts :  $2500 \times h_d \geq 400 \text{ daN/m}^2 \longrightarrow h_d = 16 \text{ cm}$

➤ **Condition de résistance :**

L'épaisseur de la dalle doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\text{Pour } \alpha = \frac{l_x}{l_y} < 0.40 \text{ alors : } \begin{cases} h_0 \geq (L_x / 20) \text{ pour un panneau isolé.} \\ h_0 \geq (L_x / 35) \text{ pour une dalle continue.} \end{cases}$$

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} \geq 0.40 \text{ alors : } \begin{cases} h_0 \geq (L_x / 30) \text{ pour un panneau isolé.} \\ h_0 \geq (L_x / 50) \text{ pour une dalle continue.} \end{cases}$$

Dans notre cas :

$$L_x = 3.75 \text{ m} \quad L_y = 6.03 \text{ m} \quad \longrightarrow \quad \alpha = \frac{l_x}{l_y} = 0.62 \geq 0.4$$

⇒ Le panneau porte dans les deux directions :  $L/50 \leq h_d \leq L/30$

$$\alpha = 0.62 > 0.4 \longrightarrow h_d \geq (L_x / 50) \longrightarrow h_d \geq 7.5$$

➤ **Condition de flèche :**

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\begin{cases} L_x / 30 \leq h_d \leq L_x / 20 \\ L_x / 35 \leq h_d \leq L_x / 25 \end{cases} \quad \Longrightarrow \quad 12 \leq h_d \leq 18 \text{ cm}$$

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

➤ **Condition de sécurité :**

Selon le R.P.A.99 version 2003 :  $h_d \geq h_{\min} = 5 \text{ cm}$ .

A la fin on prendra la valeur de : «  $h_d$  » = max {7 ; 11 ; 13 ; 7.5 ; 5 ; 16} Donc :

Finalement et d'après les conditions ci-dessus on prend :  $h_d = 16 \text{ cm}$ .

### III.3.Descente de charges :

La descente de charges et le principe de distribution et de transfert des charges dans une structure, dont l'objectif étant de connaître la répartition et les cheminements des dites charges sur l'ensemble des éléments porteurs de la structure.

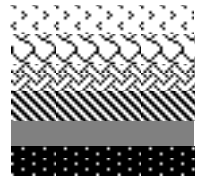
#### III.3.1.Les charges permanentes :

Représentent un poids mort qui n'est pas variable ou varie très peu dans le temps.

**Tableau 5 : Planchers terrasse (inaccessible)**

N°	Désignation	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	e (m)	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Protection gravillon	18	0,040	0,72
2	Etanchéité multicouche	6	0,020	0,12
3	Forme de pente	22	0,135	2,97
4	Isolation thermique en Polystyrène	4	0,040	0,16
5	Dalle plein	25	0.160	4,00
6	Enduit en plâtre	10	0,010	0,10
<b>Charge permanent G</b>				<b>8,07</b>

**Tableau 6 : Planchers étage**

N°	Désignation	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	e (m)	G (KN/m <sup>2</sup> )	
1	Carrelage	22	0.02	0.44	
2	Mortier de pose	20	0,02	0,40	
3	Lit de sable	18	0.02	0.36	
4	Dalle plein	25	0.16	4,00	
5	Enduit en plâtre	10	0,01	0,10	
6	Cloisons légères	/	/	0,50	
<b>Charge permanent G</b>				<b>5,80</b>	<b>(KN/m<sup>2</sup>)</b>

**Tableau 7 : Les charges permanentes sur les murs intérieurs**

Désignations des éléments	e(m)	Poids ( KN/ m <sup>2</sup> )
Enduit de plâtre	0.02	0.2
Briques creuses	0.10	0.9
Enduit de ciment	0.02	0.36
Charge permanente (KN/m <sup>2</sup> )	<b>G = 1,37</b>	

Tableau 8 : Les charges permanentes sur les murs extérieurs

Désignations des éléments	e(m)	Poids (KN/ m <sup>2</sup> )
Enduit de plâtre	0.02	0.2
Briques creuses	0.10	0.9
Lame d'aire	0.05	/
Briques creuses	0,15	1.30
Enduit de ciment	0.2	0.36
Charge permanente (KN/m <sup>2</sup> )	<b>G = 2,76</b>	

### III.3.2. Les charges d'exploitations :

Surcharges qui varient fréquemment dans le temps, celles-ci sont présentées dans le D.T.R des charges permanentes et surcharges d'exploitations.

Il faut rappeler que notre ouvrage est bâtiment à usage d'habitation.

1) Planchers terrasse (inaccessible) :  $Q = 100 \text{ daN/m}^2$

2) Planchers étage courant (niveau 1  $\Rightarrow$  15) :  $Q = 150 \text{ daN/m}^2$

#### III.3.2.1. Les combinaisons d'action :

- Planchers terrasse (inaccessible) :

$$\text{ELU : } q_u = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow q_u = 1,35 \times 8,07 + 1,5 \times 1$$

$$q_u = 12,39 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{ELS : } q_{ser} = G + Q \Rightarrow q_{ser} = 8,07 + 1,00$$

$$q_{ser} = 9,07 \text{ kN/m}^2$$

- Planchers étage courant :

$$\text{ELU : } q_u = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow q_u = 1,35 \times 5,80 + 1,5 \times 1,50$$

$$q_u = 10,08 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{ELS : } q_{ser} = G + Q \Rightarrow q_{ser} = 5,80 + 1,50$$

$$q_{ser} = 7,30 \text{ kN/m}^2$$

**III.4. Les voiles :**

Les voiles servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux séisme et d'autre part de reprendre une partie des efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

D'après les règles parasismiques algériennes RPA 99 Version 2003, on considère comme voile de contreventement les voiles satisfaisant la condition suivante :

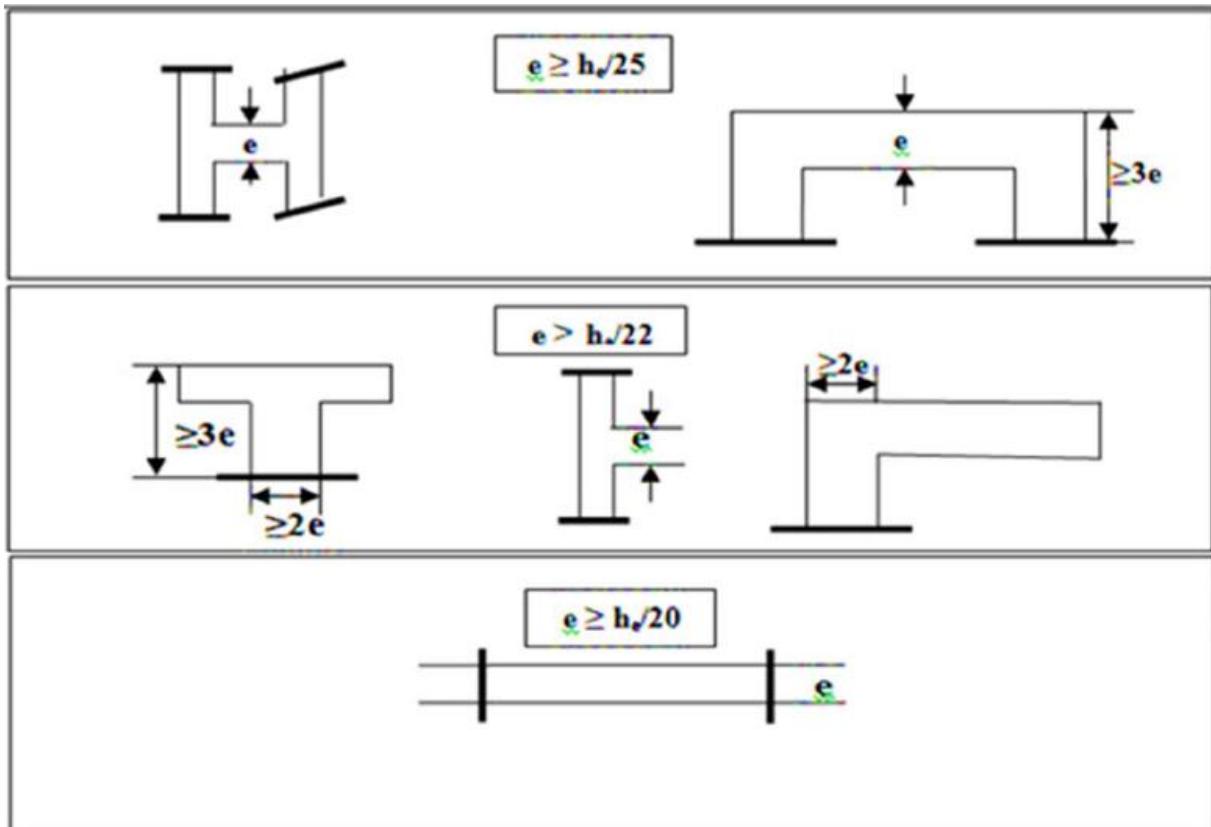
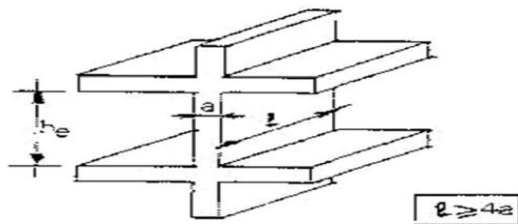


Fig (RPA) : pré-dimensionnement des voiles

$$\checkmark l \geq 4a$$

$$\checkmark a \geq \frac{he}{20}$$

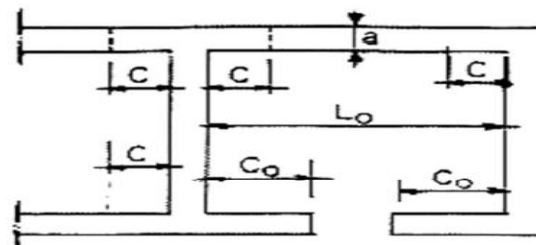
Avec :

**l** : longueur du voile

**a** : épaisseur des voiles ( $A_{min} = 15 \text{ cm}$ )

**he** : hauteur libre d'étage

Pour les calculs de l'inertie des voiles, il est admis de considérer l'influence des murs perpendiculaires. La longueur du mur prise en compte de chaque côté devrait être la plus petite des valeurs indiquées sur la figure ci-dessous.



$$c \leq \min(8a; L_0/2; C_0)$$

- **Voile d'étage courant :**

$$he = 3.06 - 0.16 = 2,90 \text{ m} \implies a \geq \frac{290}{20} = 14,5 \text{ cm}$$

Donc on adoptera un choix initiale: **e = 15 cm** (minimum RPA) l'épaisseur du voile sera fixé selon l'étude sismique en utilisant le choix par tâtonnement.

➤ Donc on adoptera deux choix : **e = 20 cm / e = 25 cm**

- **Voile d'ascenseur :**

$$a \geq \frac{290}{25} = 11,6 \quad \mathbf{e = 15 \text{ cm}} \text{ (minimum RPA)}$$

- **Voile périphériques**

C'est un élément d'infrastructure, continu entre le niveau des fondations et le niveau de base de la construction. Ce voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

✓ Les armatures sont constituées de 2 nappes

✓ Epaisseur  $\geq 15 \text{ cm}$

$$\checkmark a \geq \frac{he}{25}$$

➤ Donc on adopte : **e = 15 cm** (minimum RPA)

## **CHAPITRE IV :**

**Etude des éléments non  
structuraux**

## IV.1. Etude Des Escaliers :

### IV.1.1. Définition :

Les escaliers sont des éléments importants ; ils permettent l'accès vertical entre différents étages de la structure ; ils sont soumis à des forces diverses (poids propre des escaliers, les surcharges dues aux différents accès, personnes, équipement...) Ces différentes charges peuvent entraîner des dommages divers dans ces éléments de la structure (déformation, fissuration, ou même la ruine de l'escalier). Pour éviter ces risques on doit faire une étude détaillée sur le type de ferrailage adopté.

L'escalier est une suite régulière de plans horizontaux permettant de passer d'un niveau à un autre d'une construction.

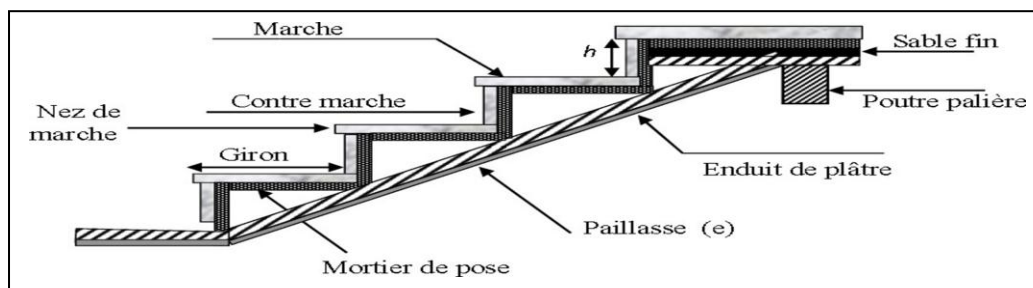


Fig 34 : comportement d'escalier

L'escalier se compose de :

- Marche : c'est la partie verticale qui reçoit le pied.
- Contre marche : c'est la partie verticale qui limite la marche.
- Giron (g) : c'est la distance horizontale qui sépare deux contre marches ou c'est la largeur d'une marche.
- Hauteur de marche (h) : c'est la différence de hauteur entre deux marches successives.
- Emmarchement : c'est la largeur de l'escalier.
- Paillasse : c'est la dalle oblique qui porte l'escalier.
- Volée : c'est le nombre de marches comprises entre deux paliers consécutifs.

Une volée ne doit pas comporter plus de 20 à 22 marches et ou moins de 03 marches.

- Le palier : c'est la partie horizontale d'un escalier arrêtant la suite des marches pour assurer l'accès chaque niveau intermédiaire.
- Le jour : c'est la largeur en plan du vide entre deux volées parallèles.
- Le collet : c'est le nom donné au bord limitant l'escalier du côté jour.

Les escaliers de notre bâtiment sont coulés en place, dont les dimensions des marches et contre marche (g) et (h) sont déterminées par condition de :

$$\text{(Blondel)} \rightarrow 0.59\text{m} \leq g + 2h \leq 0.66\text{m}$$

Les escaliers de notre bâtiment est de type : Escalier gauche avec pallier intermédiaire et paillasse porteuse.

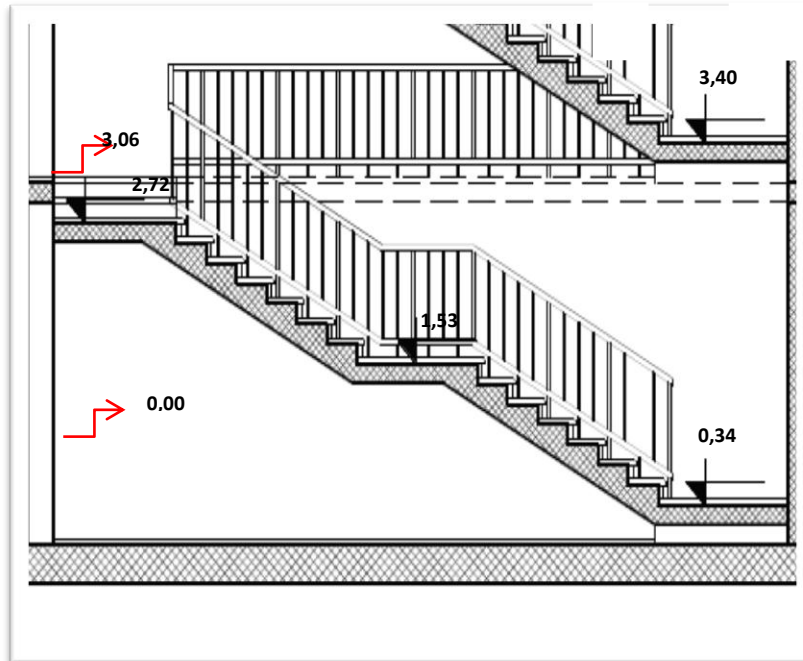


Fig 35 : escalier gauche avec pallier intermédiaire et paillasse porteuse

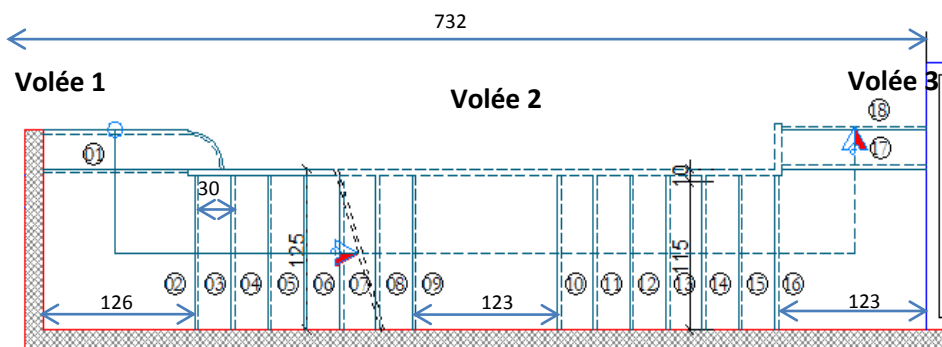


Fig 36 : schéma d'escalier du notre structure

#### IV.1.2. Dimensionnement :

a) Calcul du giron (g) et de la hauteur de marche (h) :

► D'après la formule de **BLONDEL**, on a :

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

g : giron

h : hauteur d'une marche.

On prend :

h = 17cm et g = 30cm.

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

$$0.59\text{m} \leq 30 + 2 \times 17 \leq 0.66\text{m} \text{ (Condition vérifié)}$$

**b) Calcul du nombre de marche et de contre marche :**

► D'après la formule suivante :

$$N_c = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18$$

$$\left\{ \begin{array}{l} n = N_c - 1 = 18 - 1 = 17 \text{ Marches pour tout l'escalier.} \\ \text{On aura 18 contres marches pour l'étage (3 contre marches pour la volée 1 et} \\ \text{volée 3; et 12 contre marches pour la volée 2 )} \end{array} \right.$$

**c) Emmarchement :**

**Emmarchement (E) ≤ largeur du palier (lp)**

$$E = 1,25 \text{ m et } l_p = 1,25 \text{ m}$$

**d) L'angle d'inclinaison : ( $\alpha$ ) : Pente ( $\alpha \sim 30^\circ$  à  $40^\circ$ )**

► On a  $g = 28 \text{ cm}$  et  $h = 17\text{cm}$

$$\text{tg } \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0,566 \Rightarrow \alpha = 29,53^\circ$$

**e) Dimension des volées :**

➤ **Volée (1) et (3) :**

$$\text{- Longueur (L}_p\text{): } L' = \frac{60}{\cos(29,53)} = 0,69\text{m}$$

$$L_{\text{paillasse}} = L' + L_{\text{palier}} = 0,69 + 1,25 = 1,94\text{m.}$$

- **Epaisseur ( $e_p$ ):**

$$\text{Condition de résistance : } \frac{L_{\text{paillasse}}}{30} < e_p < \frac{L_{\text{paillasse}}}{20} \Rightarrow \frac{194}{30} < e_p < \frac{194}{20}$$

$$e_p = (6,4; 9,7) \text{ cm} \Rightarrow \text{Mais On prend: } e_p = \mathbf{16\text{cm}} .$$

➤ **Volée (2) :**

$$\text{- Longueur (L}_p\text{): } L' = \frac{210}{\cos(29,53)} = 2,41\text{m}$$

$$L_{\text{paillasse}} = L' + L_{\text{palier}} = 2,41 + 1,26 = 3,67\text{m.}$$

- Epaisseur ( $e_p$ ) :

$$\text{Condition de résistance : } \frac{L_{\text{paillasse}}}{30} < e_p < \frac{L_{\text{paillasse}}}{20} \Rightarrow \frac{367}{30} < e_p < \frac{367}{20}$$

$e_p = (12,23 ; 18,35)$  cm  $\Rightarrow$  On prend :  $e_p = 16$  cm (conditions vérifiées)

#### IV.1.3. Descente des charges des escaliers :

Tableau 9 : Charge permanente de la Paillasse « G »

Matériau	Formule	G (daN/m <sup>2</sup> )
Revêtement horizontal (Carrelage + mortier de pose + sable)	/	104
Revêtement vertical	$(104 \times h/g)$	58,93
Poids propre des marches	$(2200 \times h/2)$	187
Poids propre de la paillasse	$(2500 \times e_p / \cos \alpha)$	459,71
Enduit au ciment	$(18 \times 1,5 / \cos \alpha)$	31,03
		<b>840,67</b>

Tableau 10 : Charge permanente du Palier « G »

Matériau	Formule	G (daN/m <sup>2</sup> )
Revêtement horizontal (Carrelage + Mortier de pose + sable)	/	104
Poids propre du palier	$2500 \times e_p$	400
Enduit au ciment ( $e_p = 1,5$ cm)	$(18 \times e_p)$	27
Cloisons légères	/	50
		<b>581</b>

Remarque : la charge de garde-corps a été égal à 100 daN/m<sup>2</sup>

a) Charges d'exploitations « Q » :

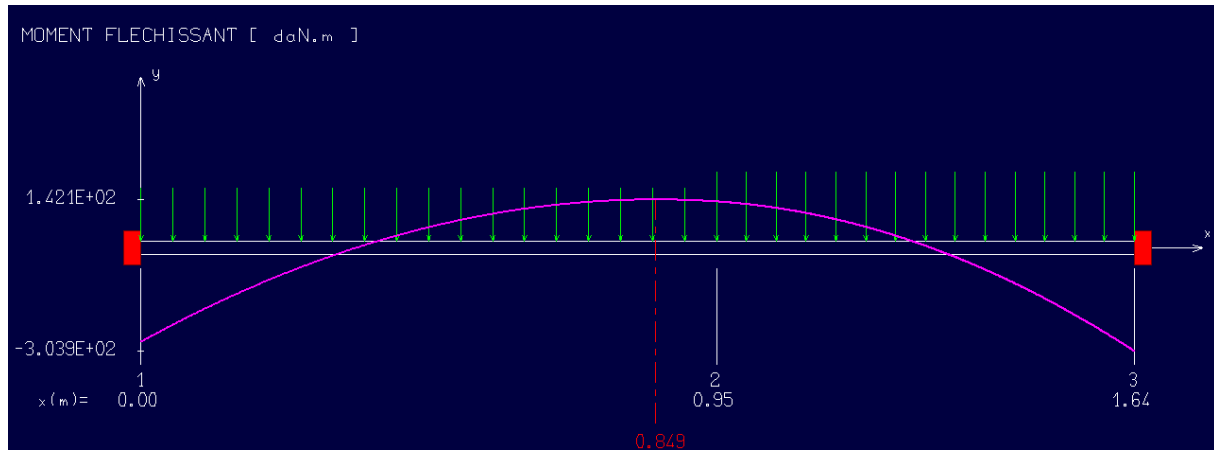
Escalier (RDC + les autres étages) :  $Q = 250$  daN/m<sup>2</sup>



### IV.1.5. Calcul du 1<sup>er</sup> Type :

#### 1) Etat limite ultime (ELU) :

Calcul le moment fléchissant d'après l'outil logiciel **RDM6** :



$$M_T = 142.1 \text{ daN/m}$$

$$M_a = -303,9 \text{ daN/m}$$

#### • Calcul du ferrailage :

En travée	$M_t^u = 142.1 \text{ daN.m}$
-----------	-------------------------------

#### a) Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{1421}{14,2 \cdot 100 \cdot (14)^2} = 0,005$$

$$\mu = 0,005 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow A'N \text{ existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,006$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,997$$

#### b) Détermination des armatures :

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{1421}{348 \cdot 0,997 \cdot 14} = 0,292 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

#### c) Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité) :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 14 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,69 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t = \max(A_{cal}; A_{\min}) = 1,69 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**d) Choix des armatures :**

$$\begin{aligned} 5\text{T8/ml} &\longrightarrow A = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ (\text{T8} &\longrightarrow e = 20 \text{ m}). \end{aligned}$$

En appuis	$M_a^u = 3039 \text{ daN.m}$
-----------	------------------------------

**a) Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{3039}{14.2 \cdot 100 \cdot (14)^2} = 0,011$$

$$\mu = 0,011 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,014$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,994$$

**b) Détermination des armatures :**

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{3039}{348 \cdot 0,994 \cdot 14} = 0,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**c) Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 14 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,69 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

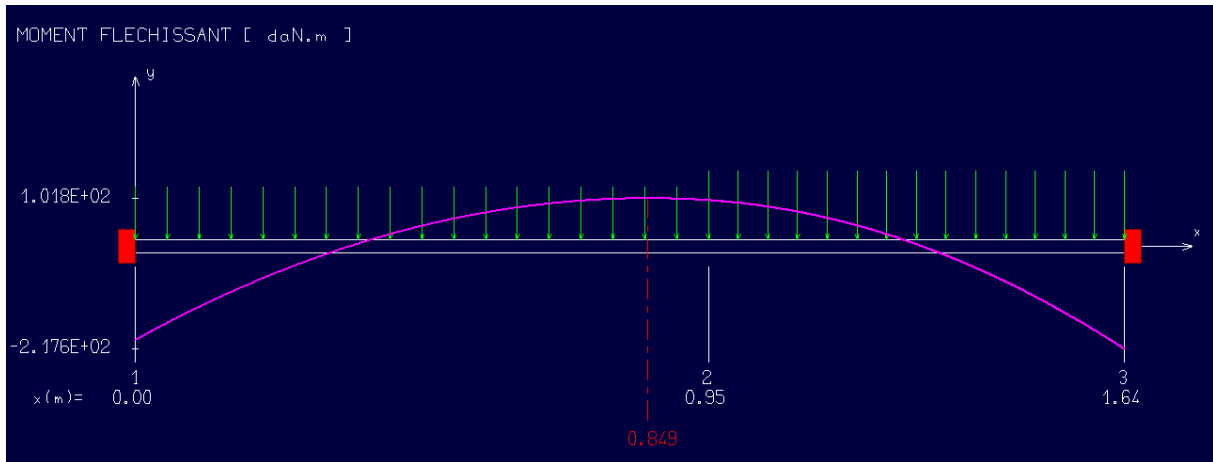
$$A_t = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) = 1,69 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**d) Choix des armatures :**

$$\begin{aligned} 5\text{T8/ml} &\longrightarrow A = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ (\text{T8} &\longrightarrow e = 20 \text{ cm}). \end{aligned}$$

2) Etat limite service (ELS) :

Calcul le moment fléchissant d'après l'logiciel RDM6 :



En travée	$M_t^{ser} = 101.8 \text{ daN.m}$
-----------	-----------------------------------

• Calcul du ferrailage :

Il faut vérifier les conditions suivantes pour pouvoir utiliser le raccourci :

$$\left. \begin{array}{l} - \text{Flexion simple} \\ - \text{Section rectangulaire sans } A' \\ - \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :  $\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{1421}{1018} = 1,396$

$$\frac{1,396 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,448 > \alpha = 0,08 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} - \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa} \\ - \text{Fissuration peu nuisible} \\ \quad (\text{Aucune vérification pour } \sigma_s) \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées en ELU sont maintenues}$$

En appuis	$M_a^{ser} = 217.6 \text{ daN.m}$
-----------	-----------------------------------

Il faut vérifier les conditions suivantes pour pouvoir utiliser le raccourci :

$$\left. \begin{array}{l} - \text{Flexion simple} \\ - \text{Section rectangulaire sans } A' \\ - \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{3039}{2176} = 1,40$$

$$\frac{1,40-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,448 > \alpha = 0,08 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Conclusion :**

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa}$$

- Fissuration peu nuisible

(Aucune vérification pour  $\sigma_s$ )

}  $\Rightarrow$  Les armatures calculées en **ELU** sont maintenues

➤ **Vérification des espacements :**

- Armatures principales :  $St = 20 < \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$  ... **Condition vérifiée.**
- Armatures secondaires :  $St = 25 < \min(4e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$  ... **Condition vérifiée.**

$\Rightarrow$  **Armatures de répartition :**

$$A_r^t \geq \frac{A_t}{4} = \frac{2,51}{4} = 0,628 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

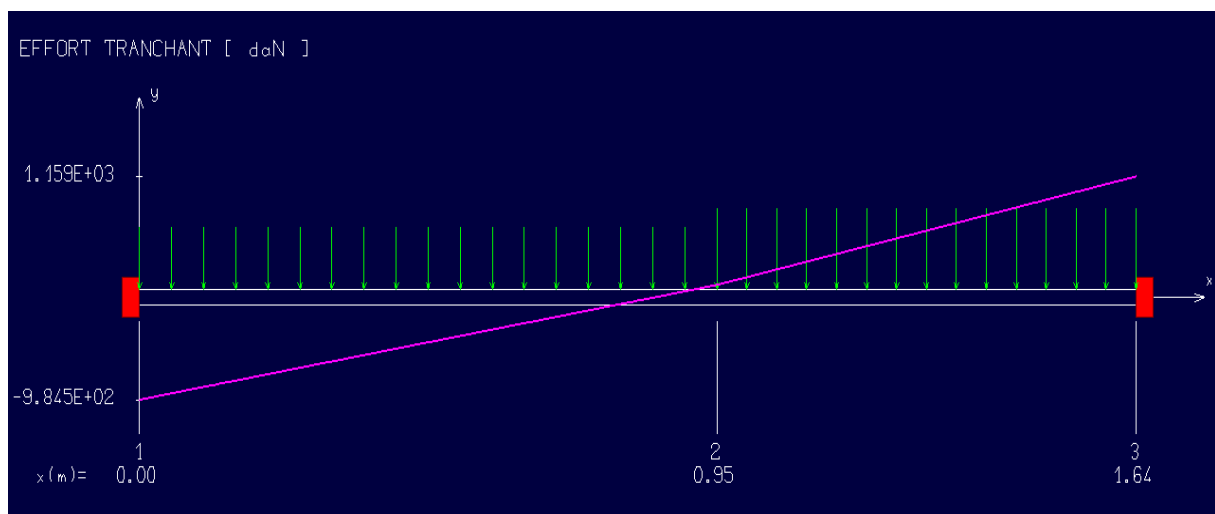
$\Rightarrow$  **Choix des armatures :**

$$4\text{T8/ml} \longrightarrow A = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(\text{T8} \longrightarrow e = 25 \text{ cm}).$$

**Vérification des contraintes de cisaillement :**

Diagramme Effort tranchant( **V** ) en **ELU** d'apert l'logiciel **RDM6** :



$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b \times d} = \frac{9845}{100 \cdot 14 \cdot 100} = 0,07 \text{ MPa}$$

✓ Selon [BAEL 91, A.5.1 et A.5.2]

$$\begin{aligned} \bar{\tau}_u &= \min \left[ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right] = 3,33 \\ \bar{\tau}_u &= \min \left[ 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right] = 1,17 \end{aligned} \left. \vphantom{\begin{aligned} \bar{\tau}_u &= \min \left[ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right] = 3,33 \\ \bar{\tau}_u &= \min \left[ 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right] = 1,17 \right\} \tau_u = 0,07 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u$$



Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

### 3) Etat limite de déformation BAEL (Art A.4.6.1) :

Tout élément fléchi doit être vérifié à la déformation. Néanmoins l'article (B.6.5.1) de BAEL stipule que si les conditions suivantes sont remplies, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\Rightarrow \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22,5}$$

$$\Rightarrow \frac{h}{l} \geq \frac{M_f^{\max}}{15 \times M_0}$$

$$\Rightarrow \frac{A}{B_0 \times d} \geq \frac{3,5}{f_e}$$

### IV.1.6. Calcul du 2<sup>ème</sup> Type :

Le calcul de cette partie de l'escalier se fait à la flexion simple par assimilation à une console sollicitée par des charges uniformément réparties, et une charge concentrée ( $P_{gc}$ ) appliquée à son extrémité (garde-corps).

#### 1) Partie volée :

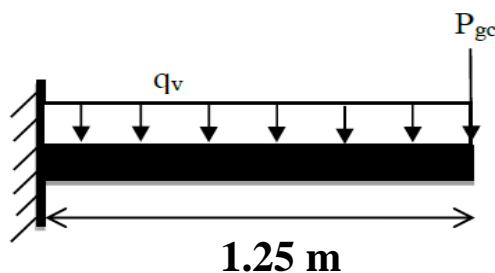


Fig 38 : paillasse avec marche porteuse

Évaluation des charges sur la volée

$$\left\{ \begin{array}{l} G_{\text{volée}} = 840,67 \text{ daN/m}^2 \\ G_{\text{Grade-corps}} = 100 \text{ daN/m}^2 \\ Q = 250 \text{ daN/m}^2 \end{array} \right.$$

ELU :

$$\left\{ \begin{array}{l} q_{\text{volée}} = 1.35 \times 840,67 + 1.5 \times 250 \\ q_{\text{volée}} = 1509.90 \text{ daN/m}^2 \\ p_{\text{Grade-corps}} = 1.35 \times 100 \\ p_{\text{Grade-corps}} = 135 \text{ daN/m}^2 \end{array} \right.$$

ELS :

$$\left\{ \begin{array}{l} q_{\text{volée}} = 840.67 + 250 \\ q_{\text{volée}} = 1100,67 \text{ daN/m}^2 \\ p_{\text{Grade-corps}} = 100 \text{ daN/m}^2 \end{array} \right.$$

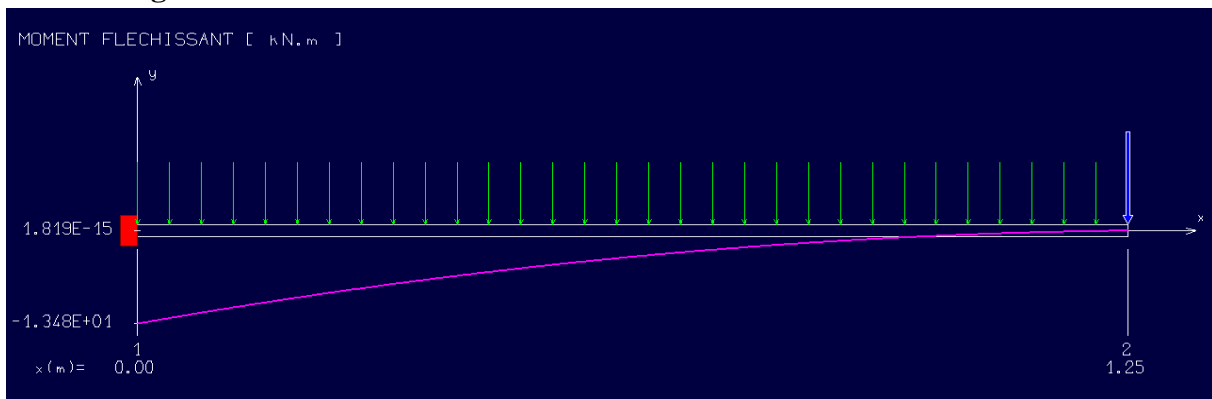
- Calcul des sollicitations :

➤ Etat limite ultime (ELU) :

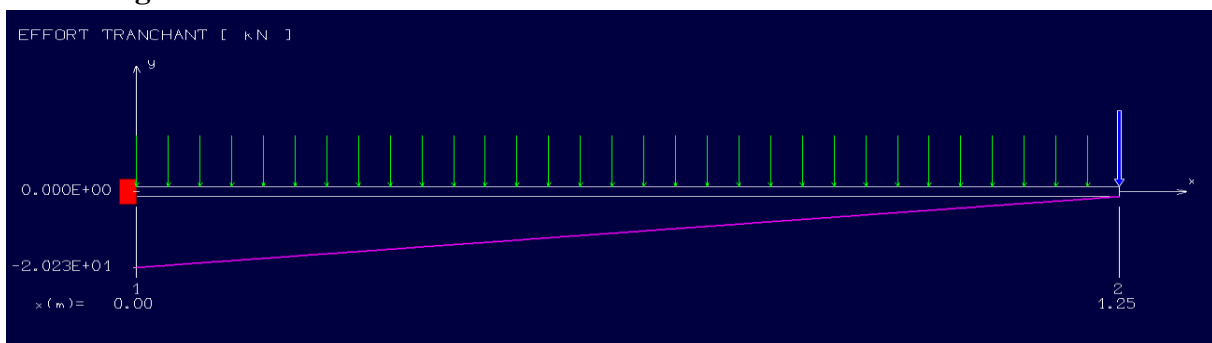
$$M_U = - \frac{q_{\text{volée}} \times L^2}{2} - p_G \times L = -1348.4 \text{ daN/m}^2$$

$$T_U = q_{\text{volée}} \times L + p_G = 2022.5 \text{ daN/m}^2$$

✓ Diagramme moment fléchissant :



✓ Diagramme effort tranchant :



a) Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{13484}{14,2 \cdot 100 \cdot (14)^2} = 0,048$$

$$\mu = 0,048 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_t \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,062$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,975$$

b) Détermination des armatures :

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{13484}{348 \cdot 0,975 \cdot 14} = 2,83 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

c) Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité) :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 14 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,69 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t = \max(A_{cal}; A_{\min}) = 2,83 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

d) Choix des armatures :

$$5\text{T}10/\text{ml} \longrightarrow A = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(\text{T}10 \longrightarrow e = 20 \text{ m})$$

e) Armatures de répartition :

$$A_r = (A_t / 4) = 0,99 \text{ cm}^2 \quad \mathbf{4\text{HA}8=2,01 \text{ cm}^2}$$

f) Vérification des espacements :

- Armatures principales :  $St = 20 < \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots$  **Condition vérifiée.**
- Armatures secondaires :  $St = 25 < \min(4e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \dots$  **Condition vérifiée.**

➤ Etat limite de service (ELS) :

Il faut vérifier les conditions suivantes pour pouvoir utiliser le raccourci :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ - \text{ Section rectangulaire sans } A' \\ - \text{ Acier FeE400} \end{array} \right\} \begin{array}{l} ? \\ \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0,6 \times f_{c28} \\ \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa} \end{array}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{13484}{9849} = 1,37$$

$$\frac{1.37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,435 > \alpha = 0,08 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Conclusion :**

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

(Aucune vérification pour  $\sigma_s$ )

}  $\Rightarrow$  Les armatures calculées en ELU sont maintenues

**1) Partie palier :**

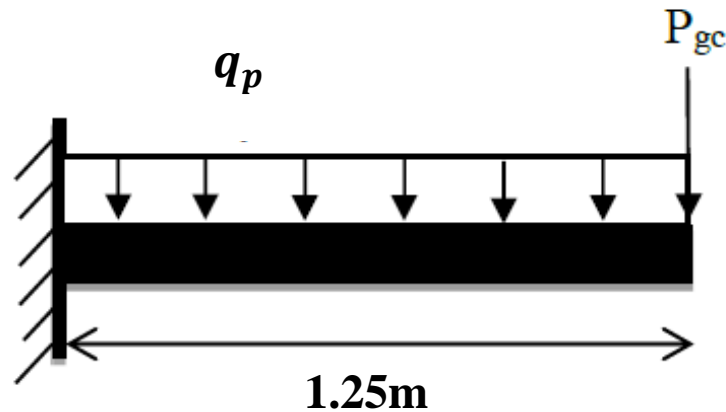


Fig 39 : schéma du palier Type 2

Évaluation des charges sur le palier

$$\left\{ \begin{array}{l} G_{\text{palier}} = 581 \text{ daN/m}^2 \\ G_{\text{Grade-corps}} = 100 \text{ daN/m}^2 \\ Q = 250 \text{ daN/m}^2 \end{array} \right.$$

**ELU :**

$$\left\{ \begin{array}{l} q_{\text{palier}} = 1.35 \times 581 + 1.5 \times 250 \\ q_{\text{palier}} = 1159.35 \text{ daN/m}^2 \\ p_{\text{Grade-corps}} = 1.35 \times 100 \\ p_{\text{Grade-corps}} = 135 \text{ daN/m}^2 \end{array} \right.$$

**ELS :**

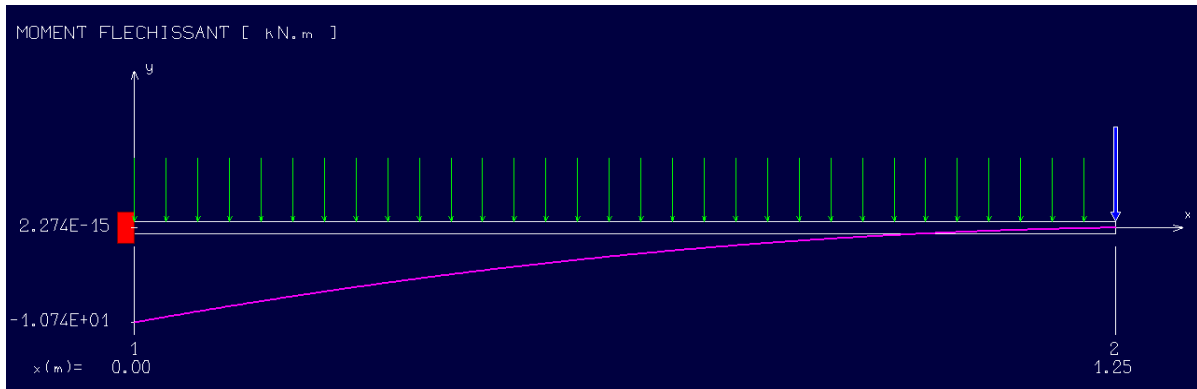
$$\left\{ \begin{array}{l} q_{\text{palier}} = 581 + 250 \\ q_{\text{palier}} = 831 \text{ daN/m}^2 \\ p_{\text{Grade-corps}} = 100 \end{array} \right.$$

• Calcul des sollicitations :

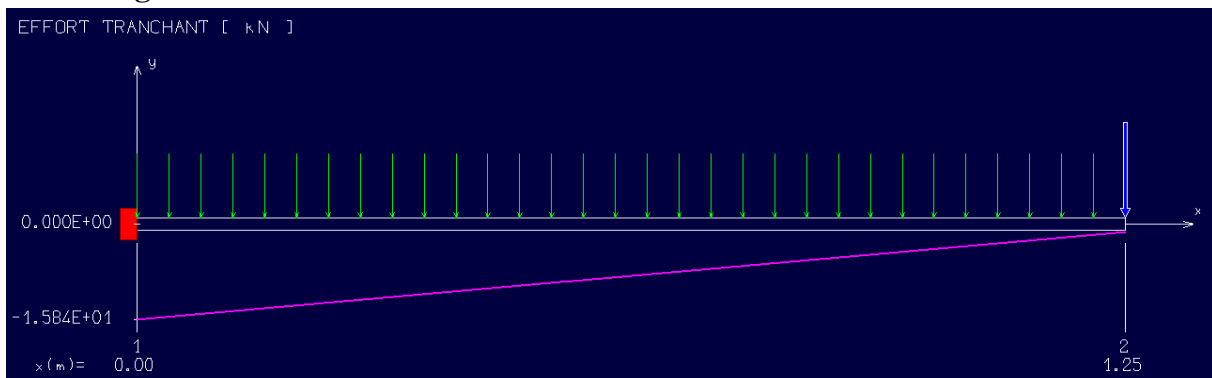
$$M_U = - \frac{q_{\text{palier}} \times L^2}{2} - p_G \times L = -10745 \text{ daN/m}^2$$

$$T_U = q_{\text{palier}} \times L + p_G = 15842 \text{ daN/m}^2$$

✓ **Diagramme moment fléchissant :**



✓ **Diagramme effort tranchant :**



**a) Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M''}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{10745}{14,2 \cdot 100 \cdot (14)^2} = 0,0386$$

$$\mu = 0,038 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_t \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,048$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,981$$

**b) Détermination des armatures :**

$$A_t'' = \frac{M''}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{10745}{348 \cdot 0,981 \cdot 14} = 2,25 \text{ m}^2 / \text{ml}$$

**c) Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 14 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,69 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_t = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) = 2,25 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

**d) Choix des armatures :**

$$4T10/ml \longrightarrow A = 3.14 \text{ cm}^2/ml$$

$$(T8 \longrightarrow e = 25 \text{ cm})$$

**Etat limite de service (ELS) :**

Il faut vérifier les conditions suivantes pour pouvoir utiliser le raccourci :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ - \text{ Section rectangulaire sans } A' \\ - \text{ Acier FeE400} \end{array} \right\} \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{10745}{7742} = 1,39$$

$$\frac{1,39 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,444 > \alpha = 0,08 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Conclusion :**

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

(Aucune vérification pour  $\sigma_s$ )

}  $\Rightarrow$  Les armatures calculées en **ELU** sont maintenues

**Vérification des espacements :**

- Armatures principales :  $St = 25 < \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots$  **Condition vérifiée.**
- Armatures secondaires :  $St = 25 < \min(4e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \dots$  **Condition vérifiée.**

$\Rightarrow$  **Armatures de répartition :**

$$A_r^t \geq \frac{A_t}{4} = 0,99 \text{ cm}^2/ml$$

$\Rightarrow$  **Choix des armatures :**

$$4T8/ml \longrightarrow A = 2,01 \text{ cm}^2/ml$$

$$(T8 \longrightarrow e = 25 \text{ cm}).$$

## IV.2.L'acrotère :

### IV.2.1 Définition :

L'acrotère est un muret en béton armé situé en bordure d'une toiture –terrasse, il est dit « bas » lorsque sa hauteur, mesurée par rapport à la couche de protection d'étanchéité, est inférieure à 30cm, dans le cas contraire, c'est un acrotère « haut ». L'acrotère a pour but d'empêcher l'eau de pluie de s'infiltrer derrière la relève d'étanchéité et ceci est possible grâce à sa partie saillante (becquet ou bandeau saillant), il peut également assurer la sécurité des usagers dans le cas d'une toiture-terrasse accessible en jouant un rôle de garde-corps.

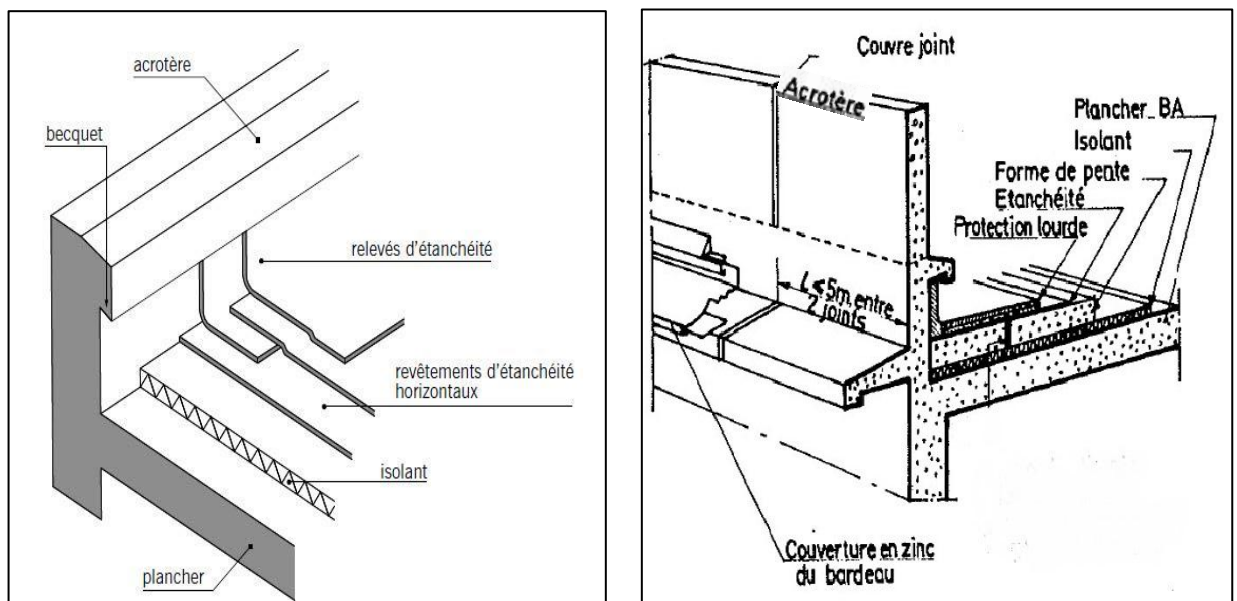


Fig 40 : les comportements de l'acrotère

### IV.2.2 Calcul des sollicitations :

L'acrotère est assimilé à une console verticale encastrée à sa base, au plancher terrasse.

D'après l'article 6.2.3 du RPA99/2003, les éléments non structuraux sont soumis à des forces horizontales de calcul, noté «  $F_p$  » et calculé par la formule suivante :

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

**A** : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4.1) pour la zone et le groupe d'usage appropriés.

$C_p$  : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (voir tableau 6.1).

$W_p$  : Poids de l'élément considéré.

Et soumise à un moment du a cette force horizontale

Notre ouvrage comporte ce type d'acrotère illustré dans la figure ci-dessous

a) le poids propre de l'acrotère  $W_p$  :

$$W_p = 2500 \times (S_1 + S_2 + S_3 + S_4) \times b$$

$$\left\{ \begin{array}{l} S_1 = 1,05 \times 0,1 \\ S_2 = 0,15 \times 0,25 \\ S_3 = 0,1 \times 0,05 \\ S_4 = \frac{0,1 \times 0,05}{2} \\ b = 1 \text{ m} \end{array} \right.$$

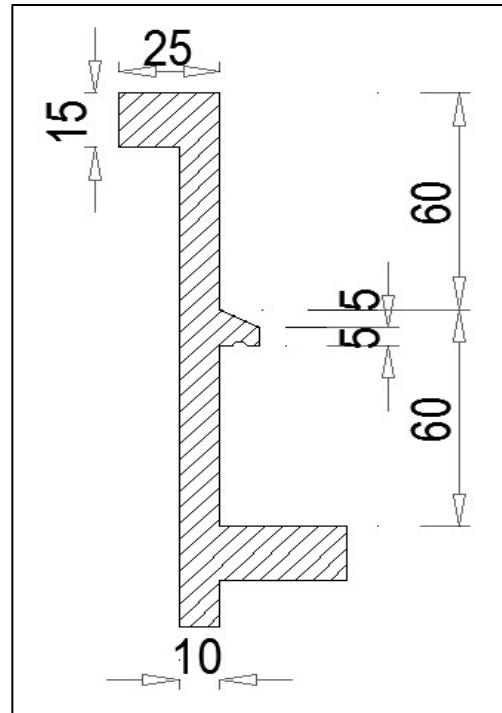


Fig 41 : dimensionnement de l'acrotère

b) La force horizontale  $F_p$ :

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

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} A = 0,15 \text{ (Groupe d'usage 2 ; Zone II. a)} \\ C_p = 0,8 \text{ (Elément en console)} \\ F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 556,25 \\ F_p = 267 \text{ daN} \end{array} \right.$$

c) Effort normal et moment fléchissant :

► Etat limite ultime (ELU) :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u = 1.35 W_p \\ M_u = 1.5 . F_p . L \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} N_u = 1.35 \times 556.25 \\ M_u = 1.5 \times 267 \times 1.2 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} N_u = 750.94 \text{ daN} \\ M_u = 480.6 \text{ daN.m} \end{array} \right.$$

► **Etat limite de service (ELS) :**

$$\begin{cases} N_{ser} = W_p \\ M_{ser} = F_p \cdot L \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_{ser} = 556.25 daN \\ M_{ser} = 320.4 daN.m \end{cases}$$

**IV.2.3 Détermination de la section des armatures :**

Le calcul du ferrailage sera fera en flexion composée pour une bande de 1m de largeur et une épaisseur de 10cm et donc la section de calcul est  $(100 \times 10) \text{ cm}^2$ .

L'acrotère étant exposé aux intempéries, la fissuration sera considérée donc, comme préjudiciable.

► **État limite ultime (ELU) :****a) Position du point d'application de l'effort normal (N) :**

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{480,6}{750,94} = 0,64m$$

$$e_0 = 0,64m > \frac{h}{2} - c = \frac{0,1}{2} - 0,02 = 0,03m$$

⇒ L'effort normal est un effort de compression se trouvant à l'extérieur de la section

⇒ Donc la section est partiellement comprimée (**S.P.C**) ; le calcul se ramène à la flexion simple avec un moment fictifs  $M_f$  calculé par rapport aux armatures tendues.

$$M_f = N_u \times e = N_u \times \left( e_0 + \frac{h}{2} - c \right) = 750,94 \times \left( 0,1 + \frac{0,1}{2} - 0,02 \right) = 97,62 daN.m$$

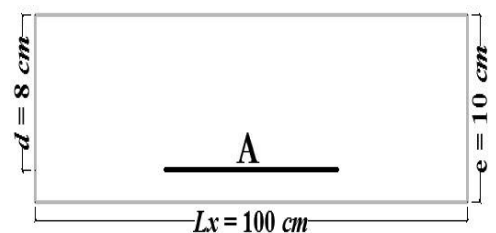
**b) Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_f^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{976,2}{14,2 \times 100 \times (8)^2} = 0,011$$

$$\mu = 0,0011 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas.}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,014 \quad / \quad \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,994$$



**c) Détermination des armatures :**

- Armature longitudinale :

$$A_1 = \frac{M_r^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{976,2}{348 \times 0,994 \times 8} = 0,35 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

⇒ On revient à la sollicitation réelle (flexion composée)

$$A = A_1 - \frac{N_u}{100 \cdot \sigma_s} = 0,31 - \frac{7509,4}{100 \times 348} = 0,22 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} \Rightarrow A_r = \frac{0,22}{4} \Rightarrow A_r = 0,05 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**d) Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité) :**

D'après l'article B5.3 du CBA93, pour les éléments exposés aux intempéries sur plus d'une de leurs faces à l'action climatique avec un béton armé d'acier de classe FeE400, le pourcentage des armatures sera 0,25% de la section du béton si la longueur de l'élément est inférieure à 2,4m, avec un espacement n'excédant pas la plus petite valeur de 25cm et deux fois l'épaisseur du béton

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{\min} = 0,25\% \times S = 0,0025 \times 100 \times 10 = 2,50 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_t = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) = 2,50 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_r' \geq \frac{A_t}{4} = \frac{2,50}{4} = 1,25 \text{ cm}^2/\text{m}_L \end{array} \right.$$

**e) Choix des armatures :**

- Armature longitudinale :

$$5\text{T}8/\text{ml} \rightarrow A = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(\text{T}8 \rightarrow e = 25 \text{ cm})$$

- Armatures de répartition :

$$5\text{T}8/\text{ml} \rightarrow A = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(\text{T}8 \rightarrow e = 25 \text{ cm})$$

► **Etat limite de service (ELS) :**

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{320,4}{556,25} = 0,58\text{m}$$

$$e_0 = 0,58\text{m} > \frac{h}{2} - c = \frac{0,1}{2} - 0,02 = 0,03\text{ m}$$

⇒ Le point d'application d'un effort normal de compression  $N_{\text{ser}}$  se trouve en dehors de la section.

⇒ Donc la section est partiellement comprimée (**S.P.C**).

**a) Détermination des contraintes :**

**C** : Centre de pression (point d'application) ;

**c** : La distance du point C à l'arrête la plus comprimée et

**y<sub>2</sub>** : La distance du point C à l'axe neutre

$$y_1 = y_2 + c$$

N est un effort de compression ⇒  $y_2 > 0$ .

C se trouve à l'extérieur de la section ⇒ c sera considéré comme négatif.

**b) Calcul des contraintes :**

$$p = -3c^2 - \frac{90A'}{b}(c - d') + \frac{90A}{b}(d - c)$$

$$c = e_0 - \frac{h}{2} = 29 - \frac{10}{2} = 24\text{cm} \Rightarrow c = -24\text{cm}$$

$$p = -3 \times (-24)^2 + \frac{90 \times 3,93}{100} \times (8 + 24)$$

**p = -1614,82**

$$q = -2c^3 - \frac{90A'}{b}(c - d')^2 - \frac{90A}{b}(d - c)^2$$

$$q = -2 \times (-24)^3 - \frac{90 \times 3,93}{100} \times (8 + 24)^2$$

**q = 24026,11**

$y_2$  est la solution de l'équation

$$y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0 \Rightarrow y_2^3 - 1614,82y_2 + 24026,11 = 0$$

Dont la résolution est comme suite :

$$\Delta = q^2 + \frac{4}{27} \cdot p^3 = (24026,11)^2 + \frac{4}{27} \times (-1614,82)^3 = -46579385 < 0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \Delta < 0 \Rightarrow \cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = \frac{3 \times 24026,11}{2 \times (-1614,82)} \times \sqrt{\frac{-3}{-1614,82}} = -0,96 \Rightarrow \varphi = 163,74^\circ \\ a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 2 \times \sqrt{\frac{1614,82}{3}} = 46,40 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} y_{11} = a \cos (\varphi/3) = 46,4 \times \cos (54,58) = 26,89 \text{ cm} \\ y_{22} = a \cos ((\varphi/3) + 120^\circ) = -46,19 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$y_{33} = a \cos ((\varphi/3) + 240^\circ) = 19,30 \text{ cm} \quad \left\{ \begin{array}{l} N_{\text{ser}} = 556,25 \text{ daN} \\ M_{\text{ser}} = 320,4 \text{ daN.m} \end{array} \right.$$

$$y_{23} = \max (y_{11} ; y_{22} ; y_{33}) = 26,89 \text{ cm}$$

$$0 < y_1 = y_2 + c = 2,89 < 10 \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$D'où : y_1 = 2,89 \text{ cm}$$

**c) Calcul du moment statique :**

$$S = \frac{b \cdot y_1^2}{2} - 15 \cdot A \cdot (d - y_1) = \frac{100 \times (2,89)^2}{2} - 15 \times 3,93 \times (8 - 2,89) = 116,37 \text{ cm}^3.$$

$$k = \frac{N_s}{100 \cdot S} = \frac{5562,5}{100 \times 116,37} = 0,48$$

$$\sigma_b = k \cdot y_1 = 0,48 \times 2,89 = 1,39 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot k \cdot (d - y_1) = 15 \times 0,48 \times (8 - 2,89) = 36,8 \text{ MPa}$$

L'acrotère est exposé aux intempéries donc la fissuration est considérée comme préjudiciable :

$$\text{Avec : FeE400} \Rightarrow \eta = 1,6 \text{ et } f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \cdot f_e ; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right)$$

$$\text{Donc : } \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110\sqrt{1,6 \times 2,1}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

**Conclusion :**

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées en E.L.U. sont maintenues}$$

**► Vérification des contraintes de cisaillement :**

$$T_u^{\max} = 1,5 F_p = 1,5 \times 267 = 400,5 \text{ daN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{ux}^{\max}}{b \cdot d} = \frac{4005}{100 \times 8 \times 100} = 0,05 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \bar{\tau}_u = 0,05 \times f_{c28} = 1,25 \text{ MPa} \\ \tau_u = 0,05 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa} \\ \text{- Il n'y a pas de reprise de bétonnage.} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures transversales ne sont pas nécessaires}$$

A large, horizontally-oriented oval with a solid red fill and a thin blue border, centered on the page. It contains the chapter title in white text.

**CHAPITRE V :**  
**Etude des planchers**

### V.1.Introduction :

On appelle planchers l'ensemble des éléments horizontaux de la structure d'un bâtiment, destiné à reprendre les charges d'exploitation et autres charges permanentes (cloison, chapes, revêtements,...) et à les transmettre aux éléments porteurs verticaux (poteaux, voiles, murs). Ils servent aussi à séparer les niveaux d'un bâtiment.

Les planchers peuvent être constitués d'un ou de plusieurs éléments suivants :

- ❖ Dalle
- ❖ Nervures ou poutrelles
- ❖ Poutres
- ❖ Linteaux

Il existe plusieurs types de planchers, les plus courants sont :

- ✓ Plancher à corps creux
- ✓ Plancher à dalle pleine

A noté que notre ouvrage comporte que des planchers à dalle pleine.

### V.2.Principe de calcul :

Une dalle pleine est une plaque horizontale porteuse en béton armé, d'épaisseur 8 à 16 cm. Elle est appuyée par 2,3 ou 4 appuis constitués par des poutres, des murs ou des voiles.

Pour le calcul, on utilisera **la méthode BAEL**, cette méthode s'applique aux dalles rectangulaires en continuité, totalement ou partiellement encastées, soumises à un chargement quelconque, en respectant la règle de fermeture des moments à **1,25 M<sub>0</sub>** dans les deux directions :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1,25$$

**M<sub>t</sub>** : Moment en travée.

**M<sub>w</sub>** et **M<sub>e</sub>**: valeurs absolues pour les moments d'appui de gauche et de droite.

**M<sub>x</sub>** : Moment pour une dalle simplement appuyée.

Cette règle permet de simplifier considérablement les calculs en évitant, pour les dalles appartenant à un maillage de rectangle, un calcul bidimensionnel fastidieux de rectangles chargés et déchargés.

En effet, la sécurité à la rupture de la dalle pourra être assurée par une redistribution des moments entre moments sur appuis et moments en travée. La marge de **0,25M<sub>0</sub>** permet de réduire la fissuration qui serait dû à une insuffisance d'acier sur appui ou en travée par rapport à la solution obtenue par un calcul exact (programme aux éléments finis par exemple).

### V.2.1.Hypothèses de calcul :

Les dalles sont calculées panneau par panneau suivant le rapport, on disti( $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$ ) x cas :

#### 1) Dalle portant dans un seul sens :

Appelé aussi dalle sur deux appuis, elle porte dans un seul sens, lorsque les deux conditions suivantes sont vérifiées :

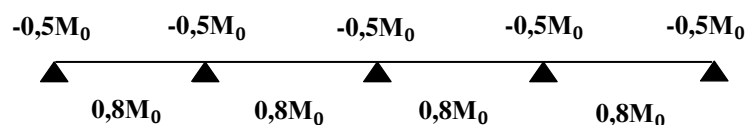
$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Le rapport : } \alpha = \frac{L_x}{L_y} \leq 0,4 \\ \text{La charge est uniformément chargée.} \end{array} \right.$$

#### Remarque :

- Les moments fléchissant sont évalués en prenant en compte la flexion uniquement suivant la petite dimension  $L_x$ .
- Le calcul se fait comme pour une poutre de section rectangulaire de largeur ( $b = 1\text{m}$ ) et de hauteur ( $h_0$ ) et de portée ( $L_x$ ).
- Les armatures ( $A_x$ ) calculées sont parallèles à ( $L_x$ ) et suivant le sens de ( $L_y$ ), on place des armatures de répartition ( $A_y$ ).

Pour la détermination des moments fléchissant d'une dalle continue et lorsqu'il s'agit d'un plancher a charge d'exploitation modérée et considéré semi-encasté au niveau des appuis de rive, on a alors :

$$\begin{aligned} \Rightarrow \text{Moment en travée : } M_t &= \frac{qL_x^2}{10} = 0,8M_0 \\ \Rightarrow \text{Moment en appui : } &= \frac{qL_x^2}{10} = -0,5M_0 \end{aligned} \quad \text{Avec : } M_0 = \frac{qL_x^2}{10}$$



#### 2) Dalle portant dans deux directions :

Dite dalle sur quatre appuis, elle porte dans deux direction, lorsque les deux conditions sont vérifier :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Le rapport : } 0,4 < \alpha = \frac{L_x}{L_y} \leq 1 \\ \text{La charge est uniformément chargée.} \\ \text{Ou la dalle est soumise à une charge concentrée } \forall \rho. \end{array} \right.$$

**Remarque :**

D'après l'article (A.8.2, 32) du BAEL 91modif99, Les dalles rectangulaires encastrées (totalement ou partiellement) peuvent être calculées à la flexion à partir des efforts qui s'y développeraient si elles étaient articulées sur leur contour.

Les moments de flexion maximaux calculés dans l'hypothèse de l'articulation peuvent être réduits de **15%** et **25%** selon la condition d'encastrement ce qui conduit à un moment en travée  $M_t$  de, respectivement, **0,85M<sub>0</sub>** et **0,75M<sub>0</sub>**. Les moments d'encastrement seront dans ces conditions au moins de **40%** et **50%** des moments maximaux évalués dans l'hypothèse d'articulation.

Dans le cas d'une dalle portant sur deux direction et reposant librement sur son pourtour, les moments fléchissant en travée ( $M_x$  et  $M_y$ ) doivent être affectés d'un coefficient réducteur (noté  $\mu_x$  et  $\mu_y$ ) déterminé en fonction de ( $\alpha$  ;  $\nu$ ):

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 \text{ (suivant le sens de } L_x) \\ M_y = \mu_y \cdot M_x \text{ (Suivant le sens de } L_y) \end{array} \right.$$

$\nu$  : coefficient de poisson

$\nu = 0,2$  (pour un béton non fissuré à l'ELS)

$\nu = 0$  (pour un béton fissuré à l'ELU).

**A) Les conditions d'appuis :**

Si le panneau de dalle fait partie d'un hourdis continu ou s'il existe un semi-encastrement aux appuis, on calculera les moments  $M_x$  et  $M_y$  par les coefficients suivants :

- **Panneau considéré continu au-delà de ses appuis :**

Suivant le sens (x) :

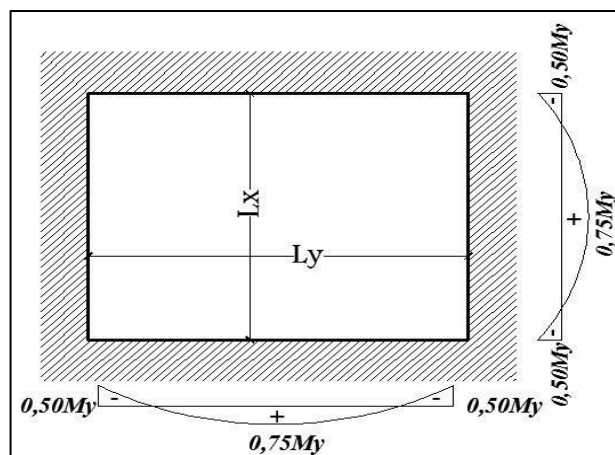
$$M_t = 0,75M_x \text{ (en travée)}$$

$$M_a = -0,50M_x \text{ (en appuis)}$$

Suivant le sens (y) :

$$M_t = 0,75M_y \text{ (en travée)}$$

$$M_a = -0,50M_y \text{ (en appuis)}$$



**Fig 42 :** Schéma d'un panneau continu au-delà de ses appuis

- Panneau de rive dont au moins un appui peut assurer un encastrement partiel :

Suivant le sens (x) :

Suivant le sens (y) :

$$M_{t_x} = 0,85M_x \text{ (en travée)}$$

$$M_{t_y} = 0,85M_y \text{ (en travée)}$$

$$M_{a_x} = -0,30M_x \text{ (en appuie) de rive}$$

$$M_{a_y} = -0,30M_y \text{ (en appuis) de rive}$$

$$M_{a_x} = -0,50M_x \text{ (en appuis intermédiaire)}$$

$$M_{a_y} = -0,50M_y \text{ (en appuis intermédiaire)}$$

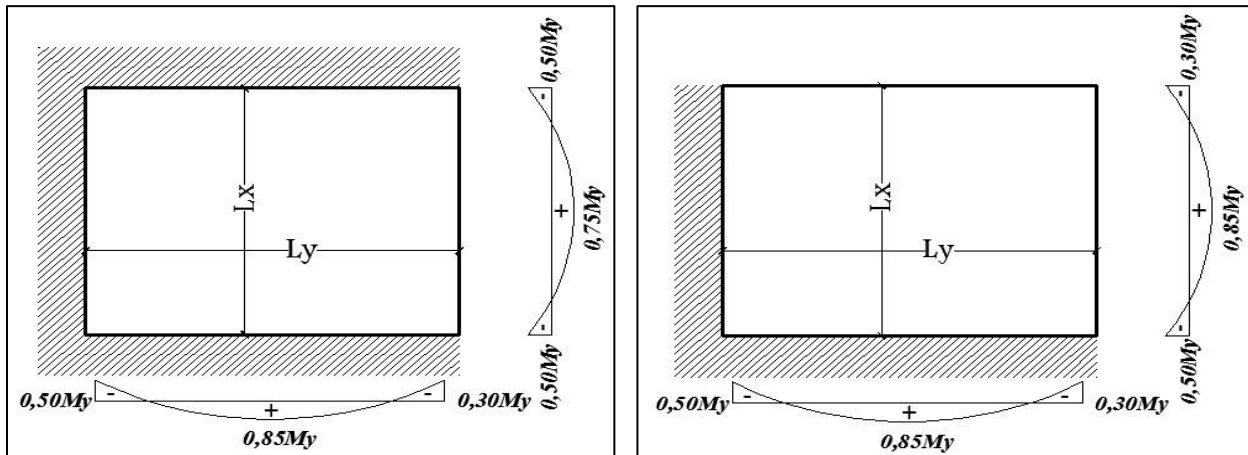


Fig 43 : schéma des panneaux de rive

### V.3.Distribution des panneaux de dalle sur le plan :

- Pour le plancher terrasse :

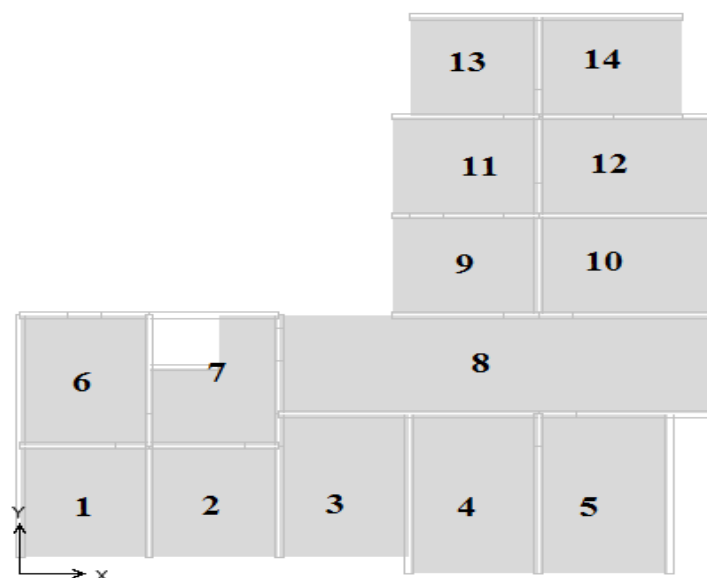


Fig 44 : distribution des panneaux plancher terrasse

-Pour le Plancher des étages courants

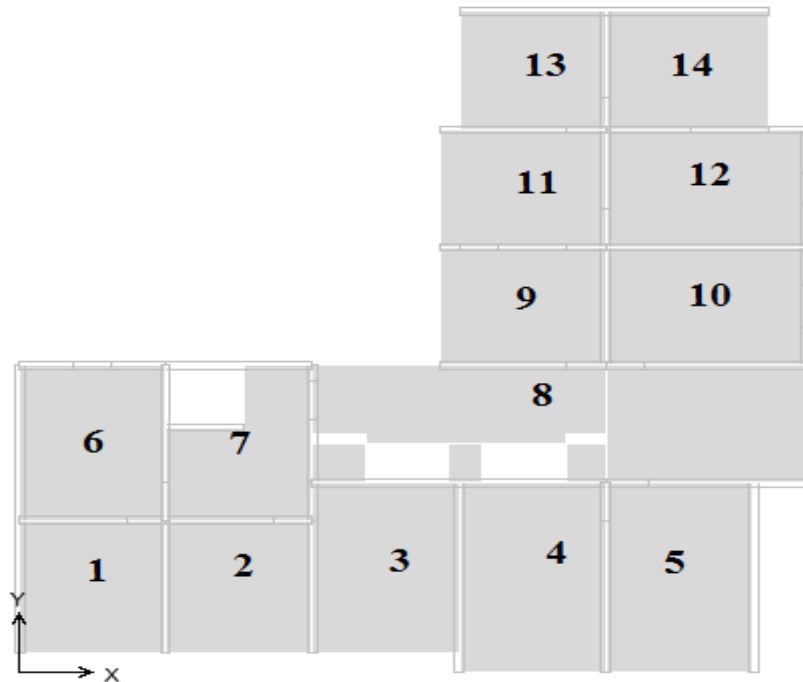
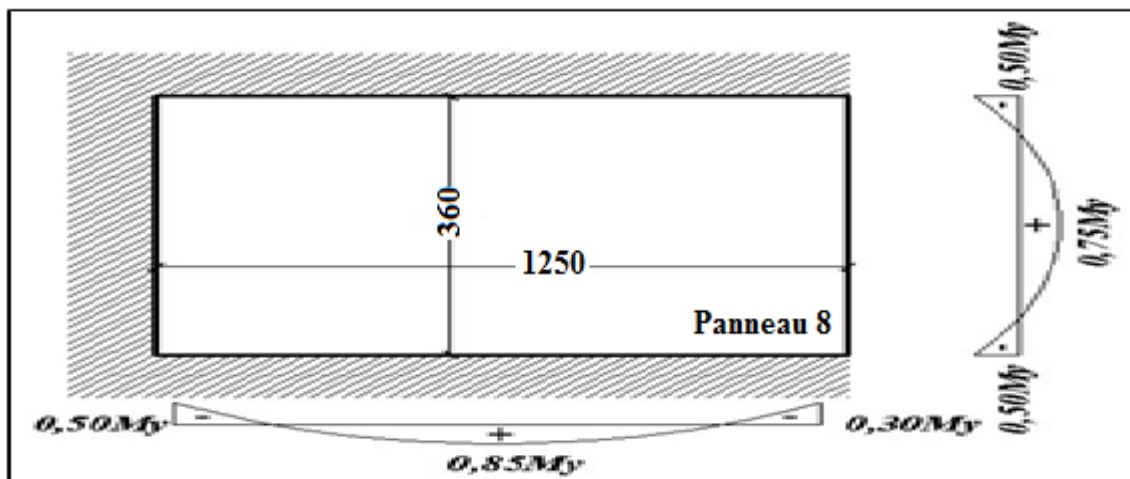


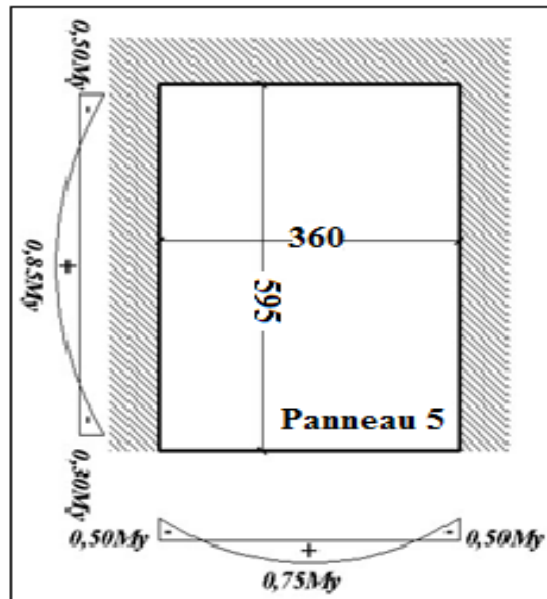
Fig 45 : distribution des panneaux étages courants

B) Les panneaux les plus défavorables :

1) Panneau de dalle portant dans une seule direction :



2) Panneau dalle portant sur deux directions :



V.3.1.Calcul de l'enrobage :

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle (B.A.E.L 91).

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_d}{10} \text{ avec } h_d = 16 \text{ cm} \Rightarrow \phi_m \leq \frac{16}{10} \quad 1,6 \text{ cm} = 16 \text{ mm}$$

↳ On prendra dans notre calcul :  $\phi = 8 \text{ mm}$

La distance entre la circonférence de l'armature et la paroi extérieure de la dalle est :

- pour un plancher exposé aux intempéries : **a = 2 cm**
- pour un plancher non exposé aux intempéries : **a = 1cm**

Notre dalle étant non exposé aux intempéries, donc l'ensemble des armatures de la nappe inférieur seront placées a 1cm de la paroi (a = 1cm).

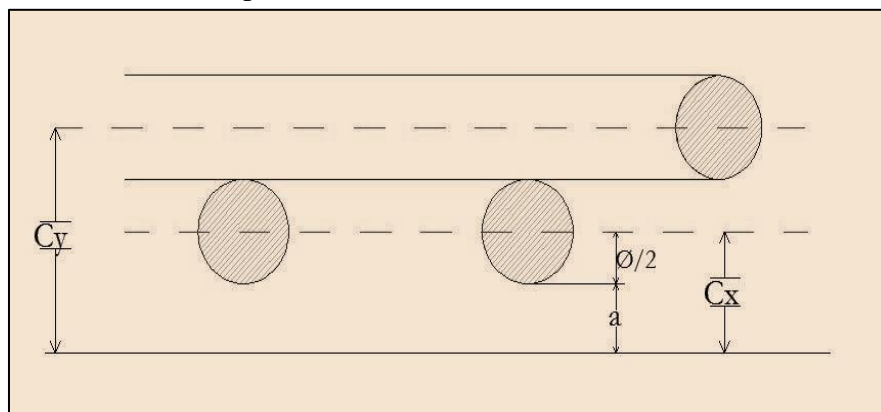


Fig 46 : Enrobage

$$\left\{ \begin{array}{l} C_x = a + \frac{\emptyset}{2} \\ C_y = a + \frac{\emptyset}{2} + \emptyset \end{array} \right. \begin{array}{l} \longrightarrow \\ \longrightarrow \end{array} \begin{array}{l} C_x = (10+4) = 14 \text{ mm} \\ C_y = (10+4+8) = 22 \text{ mm} \end{array}$$

Les hauteurs utiles :

$$\left\{ \begin{array}{l} d_x = h_d - C_x = 16 - 1,4 = 14,6 \text{ cm} \\ d_y = h_d - C_y = 16 - 2,2 = 13,8 \text{ cm} \end{array} \right.$$

### V.3.2. Calcul des sollicitations :

#### ► Combinaisons fondamentales :

D'après la descente des charges effectuée dans le **chapitre (III)**; on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Plancher terrasse (inaccessible) :} \end{array} \right. \quad \boxed{G = 807 \text{ daN/m}^2 \quad P = 100 \text{ daN/m}^2}$$

$$\text{ELU : } \overline{Q_u} = 1,35 G + 1,5 P = (1,35 \times 807 + 1,5 \times 100) \\ \overline{Q_u} = 1239,45 \text{ daN/m}^2$$

$$\text{ELS : } \overline{Q_s} = G + P = (807 + 100) \\ \overline{Q_s} = 907 \text{ daN/m}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Plancher étage courant :} \end{array} \right. \quad \boxed{G = 580 \text{ daN/m}^2 \quad P = 150 \text{ daN/m}^2}$$

$$\text{ELU : } \overline{Q_u} = 1,35 G + 1,5 P = (1,35 \times 575 + 1,5 \times 150) \\ \overline{Q_u} = 1008 \text{ daN/m}^2$$

$$\text{ELS : } \overline{Q_s} = G + P = (575 + 150) \\ \overline{Q_s} = 730 \text{ daN/m}^2$$

#### ► Calcul des moments fléchissant :

On distingue deux types de calculs propres à chaque type de panneau :

##### a) Panneau de dalle portant dans une seule direction :

Nous prendrons comme exemple de calcul, le panneau de dalle (8)

( $L_x = 3,60$  ;  $L_y = 12,50$  m)

$$\left. \begin{array}{l} \checkmark \quad \alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0,29 \Rightarrow \alpha \leq 0,4 \\ \checkmark \quad \text{Charge uniformément répartie} \end{array} \right\} \text{ le panneau (8) porte dans} \\ \text{une seule direction}$$

↳ Pour le plancher terrasse :

Pour une bande de 1 m de largeur :

$$\begin{cases} Q_u = \overline{Q}_u \times 1,00 = 1239,45 \times 1,00 = 1239,45 \text{ daN/ml} \\ Q_s = \overline{Q}_s \times 1,00 = 907 \times 1,00 = 907 \text{ daN/ml} \end{cases}$$

$$M_{0x} = \frac{qL_x^2}{8} \begin{cases} \text{ELU : } M_{0x} = 2007,90 \text{ daN.m} \\ \text{ELS : } M_{0x} = 1469,34 \text{ daN.m} \end{cases}$$

⇒ Moment en travée :

$$M_{tx} = \frac{qL_x^2}{10} = 0,8M_{0x} \begin{cases} \text{ELU : } M_{tx} = 1606,32 \text{ daN.m} \\ \text{ELS : } M_{tx} = 1175,472 \text{ daN.m} \end{cases}$$

⇒ Moment en appuis :

$$M_{ax} = -\frac{qL_x^2}{16} = -0,5M_{0x} \begin{cases} \text{ELU : } M_{ax} = -1003,95 \text{ daN.m} \\ \text{ELS : } M_{ax} = -734,67 \text{ daN.m} \end{cases}$$

↳ Pour le Plancher des étages courants :

Pour une bande de 1 m de largeur :

$$\begin{cases} Q_u = \overline{Q}_u \times 1,00 = 1008 \times 1,00 = 1008 \text{ daN/ml} \\ Q_s = \overline{Q}_s \times 1,00 = 730 \times 1,00 = 730 \text{ daN/ml} \end{cases}$$

$$M_{0x} = \frac{qL_x^2}{8} \begin{cases} \text{ELU : } M_{0x} = 1632,96 \text{ daN.m} \\ \text{ELS : } M_{0x} = 1182,60 \text{ daN.m} \end{cases}$$

⇒ Moment en travée :

$$M_{tx} = \frac{qL_x^2}{10} = 0,8M_{0x} \begin{cases} \text{ELU : } M_{tx} = 1306,368 \text{ daN.m} \\ \text{ELS : } M_{tx} = 946,080 \text{ daN.m} \end{cases}$$

⇒ Moment en appuis :

$$M_{ax} = -\frac{qL_x^2}{16} = -0,5M_{0x} \begin{cases} \text{ELU : } M_{ax} = -816,480 \text{ daN.m} \\ \text{ELS : } M_{ax} = -591,3 \text{ daN.m} \end{cases}$$

**Panneau dalle portant sur deux directions (tous les panneaux sauf N°8) :**

Nous prendrons comme exemple de calcul, le panneau de dalle (5)  
( $L_x = 3,60\text{m}$  ;  $L_y = 5,95\text{m}$ )

$$\begin{array}{l} \checkmark \quad \alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0,60 \implies 0,4 \leq \alpha \leq 1 \\ \checkmark \quad \text{Charge uniformément répartie} \end{array} \left. \vphantom{\begin{array}{l} \checkmark \\ \checkmark \end{array}} \right\} \text{le panneau(5) porte sur deux} \\ \text{direction}$$

$$\begin{array}{l} M_x^u = \mu_x^u \cdot Q_u \cdot L_x^2 \\ M_y^u = \mu_y^u \cdot M_x^u \end{array} \implies \begin{array}{|c|c|c|} \hline \text{ELU} & \mu_x = 0,0822 & \mu_y = 0,2948 \\ \hline \text{ELS} & \mu_x = 0,0870 & \mu_y = 0,4672 \\ \hline \end{array}$$

Les coefficients réducteur ( $\mu_x$  et  $\mu_y$ ) sont déterminés en fonction de ( $\alpha$  ;  $\nu$ ) et relevé du tableau de l'annexe E3 du BAEL.

✓ Calcul à l'état limite ultime de résistance (ELU) :

↳ Pour le plancher terrasse :  $Q_u = 1239,45 \text{ daN/ml}$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x^u = 0,0822 \times 1239,45 \times (3,60)^2 = 1320,4009 \text{ daN.m} \\ M_y^u = 0,2948 \times 1320,4009 = 389,2542 \text{ daN.m} \end{array} \right.$$

⇒ Moment en travée :

$$M_{tx}^u = 0,75 \times M_x^u = 0,75 \times 1320,4009 = 990,3007 \text{ daN.m}$$

$$M_{ty}^u = 0,85 \times M_y^u = 0,85 \times 389,2542 = 330,8661 \text{ daN.m}$$

⇒ Moment en appui intermédiaires :

$$\text{Gauche : } M_{agx}^u = -0,5 \times M_x^u = -0,5 \times 1320,4009 = -660,20045 \text{ daN.m}$$

$$\text{Droite : } M_{adx}^u = -0,5 \times M_x^u = -0,5 \times 1320,4009 = -660,20045 \text{ daN.m}$$

$$M_{ay}^u = -0,5 \times M_y^u = -0,5 \times 389,2542 = -194,6271 \text{ daN.m}$$

⇒ Moment en appui de rive :

$$M_{ary}^u = -0,3 \times M_y^u = -0,3 \times 389,2542 = -116,77626 \text{ daN.m}$$

$$M_{arx}^u = -0,5 \times M_x^u = -0,5 \times 1320,4009 = -660,20045 \text{ daN.m}$$

✓ Calcul a l'état limite ultime de service (ELS) :

↳ Pour le plancher terrasse :

$$Q_s = 907 \text{ daN/ml}$$

$$\begin{cases} M_x^s = 0,0870 \times 907 \times (3,6)^2 = 1022,660 \text{ daN.m} \\ M_y^s = 0,4672 \times 1022,60 = 447,787 \text{ daN.m} \end{cases}$$

⇒ Moment en travée :

$$M_{tx}^s = 0,75 \times M_x^s = 0,75 \times 1022,660 = 766,995 \text{ daN.m}$$

$$M_{ty}^s = 0,85 \times M_y^s = 0,85 \times 447,787 = 380,6189 \text{ daN.m}$$

⇒ Moment en appui intermédiaires :

$$\text{Gauche : } M_{agx}^s = -0,5 \times M_x^s = -0,5 \times 1022,660 = -511,330 \text{ daN.m}$$

$$\text{Droite : } M_{adx}^s = -0,5 \times M_x^s = -0,5 \times 1022,660 = -511,330 \text{ daN.m}$$

$$M_{ay}^s = -0,5 \times M_y^s = -0,5 \times 447,787 = -223,8935 \text{ daN.m}$$

⇒ Moment en appui de rive :

$$M_{ary}^s = -0,3 \times M_y^s = -0,3 \times 447,787 = -134,3361 \text{ daN.m}$$

$$M_{arx}^s = -0,5 \times M_x^s = -0,5 \times 1022,660 = -511,330 \text{ daN.m}$$

**Tableau 11 :** les moments fléchissant de dalle N°8

P N° 8 (daN/m)	Terrasse			Etage courant		
	$M_{0x}$	$M_{tx}$	$M_{ax}$	$M_{0x}$	$M_{tx}$	$M_{ax}$
ELU	2007,909	1606,327	-1003,955	1632,96	1306,368	-816,48
ELS	1469,34	1175,472	-734,67	1182,6	946,08	-591,3

	TR	Etage C
G daN/m	807	580
Q daN/m	100	150
Qu	1239,45	1008
Qs	907	730

**Tableau 12:** les moments fléchissant des différents panneaux dalles constituant le plancher terrasse

	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P9	P10	P11	P12	P13	P14
Lx	3,6	3,6	3,6	3,6	3,6	3,6	3,6	3,6	3,6	3,6	3,6	3,6	3,6
Ly	4,83	4,83	5,95	5,95	5,95	4,94	4,94	4,25	5,125	4,25	5,125	3,75	4,18
$\alpha$	0,745	0,745	0,605	0,605	0,605	0,728	0,728	0,847	0,702	0,847	0,702	0,96	0,861244
Ux	0,0621	0,0621	0,0822	0,0822	0,0822	0,06462	0,06462	0,0506	0,0684	0,0506	0,0684	0,04016	0,0496
Uy	0,5105	0,5105	0,2948	0,2948	0,2948	0,4634	0,4634	0,6864	0,432	0,6864	0,432	0,9775	0,764
$M_x^u$	997,529	997,529	1320,401	1320,401	1320,401	1038,009	1038,0086	812,801	1098,7278	812,80156	1098,7278	645,101	796,73829
$M_y^u$	509,238	509,239	389,2542	389,2542	389,2542	481,0132	481,0132	557,907	474,65041	557,90699	474,65041	630,58623	608,70805
$M_{tx}^u$	748,146	748,147	990,3007	990,3007	990,3007	778,5065	778,50648	609,6012	824,04585	609,60117	824,04585	483,82575	597,55372
$M_{ty}^u$	432,852	432,853	330,8661	330,8661	330,8661	408,8612	408,86122	474,220	403,45285	474,22094	403,45285	535,9983	517,40185
$M_{agx}^u$	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	498,765	-498,76	-660,2005	-660,2	-660,2005	-519,004	-519,0043	-406,400	-549,3639	-406,4008	-549,3639	-322,5505	-398,3691
$M_{adx}^u$	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	498,765	-498,76	-660,2005	-660,2	-660,2005	-519,004	-519,0043	-406,400	-549,3639	-406,4008	-549,3639	-322,5505	-398,3691
$M_{ay}^u$	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	254,619	-254,62	-194,6271	-194,627	-194,6271	-240,507	-240,5066	-278,953	-237,3252	-278,9535	-237,3252	315,29312	-304,354
$M_{ary}^u$	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	152,772	-152,77	-116,7763	-116,776	-116,7763	-144,304	-144,304	-167,372	-142,3951	-167,3721	-142,3951	189,17587	-182,6124
$M_{arx}^u$	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	498,765	-498,76	-660,2005	-660,2	-660,2005	-519,004	-519,0043	-406,400	-549,3639	-406,4008	-549,3639	-322,5505	-398,3691

Tableau 13 : les moments fléchissant des différents panneaux de dalles constituant le plancher étage courant

\	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P9	P10	P11	P12	P13	P14
<b>Lx</b>	3,6	3,6	3,6	3,6	3,6	3,6	3,6	3,6	3,6	3,6	3,6	3,6	3,6
<b>Ly</b>	4,83	4,83	5,95	5,95	5,95	4,94	4,94	4,25	5,125	4,25	5,125	3,75	4,18
<b><math>\alpha</math></b>	0,745342	0,745342	0,605042	0,605042	0,605042	0,728745	0,728745	0,8470588	0,702439	0,847059	0,702439	0,96	0,861244
<b>Ux</b>	0,0621	0,0621	0,0822	0,0822	0,0822	0,06462	0,06462	0,0506	0,0684	0,0506	0,0684	0,04016	0,0496
<b>Uy</b>	0,5105	0,5105	0,2948	0,2948	0,2948	0,4634	0,4634	0,6864	0,432	0,6864	0,432	0,9775	0,764
<b><math>M_x^u</math></b>	587,5157	811,2545	1073,834	1073,8345	1073,8345	844,175	844,175	661,02221	893,5557	661,0222	893,5557	524,6374	647,9585
<b><math>M_y^u</math></b>	299,9268	414,1454	316,5664	316,56641	316,56641	391,1907	391,1907	453,72564	386,0161	453,7256	386,0161	512,833	495,0403
<b><math>M_{tx}^u</math></b>	440,6368	608,4409	805,3759	805,37587	805,37587	633,1313	633,1313	495,76666	670,1668	495,7667	670,1668	393,478	485,9689
<b><math>M_{ty}^u</math></b>	254,9377	352,0236	269,0814	269,08145	269,08145	332,5121	332,5121	385,6668	328,1137	385,6668	328,1137	435,9081	420,7843
<b><math>M_{agx}^u</math></b>	-293,758	-405,627	-536,9172	-536,9172	-536,9172	-422,0875	-422,0875	-330,5111	-446,7779	-330,511	-446,778	-262,3187	-323,9793
<b><math>M_{adx}^u</math></b>	-293,758	-405,627	-536,9172	-536,9172	-536,9172	-422,0875	-422,0875	-330,5111	-446,7779	-330,511	-446,778	-262,3187	-323,9793
<b><math>M_{ay}^u</math></b>	-149,963	-207,073	-158,2832	-158,2832	-158,2832	-195,5953	-195,5953	-226,8628	-193,008	-226,863	-193,008	-256,4165	-247,5202
<b><math>M_{ary}^u</math></b>	-89,978	-124,244	-94,96992	-94,96992	-94,96992	-117,3572	-117,3572	-136,1177	-115,8048	-136,118	-115,805	-153,8499	-148,5121
<b><math>M_{arx}^u</math></b>	-293,758	-405,627	-536,9172	-536,9172	-536,9172	-422,0875	-422,0875	-330,5111	-446,7779	-330,511	-446,778	-262,3187	-323,9793

### V.3.3. Détermination des armatures :

a) Panneau de dalle portant dans une seule direction (panneau 8) :

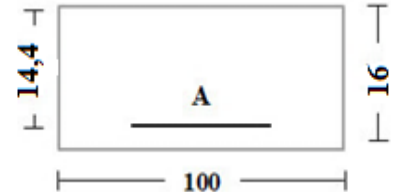
↳ Plancher terrasse (inaccessible) :

En travée	$M_{tx}^u = 16063,2 \text{ N.m}$	$M_{tx}^{ser} = 11754,72 \text{ N.m}$
-----------	----------------------------------	---------------------------------------

► Etat limite ultime (ELU) :

1) Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{16063,2}{14,2 \times 100 \times (14,4)^2} = 0,0546$$



$$\mu = 0,0546 < \mu_1 = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000 \xi_s > 1000 \xi_1$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0702$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,972$$

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{16063,2}{348 \times 0,972 \times 14,4} = 3,29 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

2) Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité, (BAEL91/B.7.4)) :

$$A_{tx}^u = 0,0008 \times b \times d = 0,0008 \times 100 \times 16 \Rightarrow A_{txmin}^u = 1,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Conclusion :

$$A_{tx}^u = \text{Max}(A_{cal}; A_{min}) = \text{Max}(3,29; 1,28) \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow A_{tx}^u = 3,29 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

3) Choix des Armatures :

$$A_{tx}^u = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow (5T10 \rightarrow e = 20 \text{ cm})$$

► Etat limite de service (ELS) :

Avant de passer au calcul à l'ELS ou pas, il faut avant tout effectuer certaines vérifications qui sont relatives à la contrainte maximale du béton comprimé  $\sigma_b$ , à la contrainte des aciers  $\sigma_s$  et aux déformations. Ces vérifications ont pour but d'évaluer la nécessité ou non du calcul à l'ELS :

✓ **La contrainte des armatures tendues  $\sigma_s$ :**

Puisque la fissuration est peu nuisible (notre élément est situés dans les locaux couverts et clos), aucune vérification n'est effectuée pour  $\sigma_s$ .

✓ **La contrainte maximale du béton comprimé  $\sigma_b$  :**

Lorsque la section comporte une partie comprimée ; on doit vérifier sous la sollicitation de service que :  $\sigma_b \leq 0,6 f_{C28}$

**4) Vérification de la contrainte maximale du béton comprimé  $\sigma_b$  :**

$$D = \frac{15 \times A_u}{b} = \frac{15 \times 3,93}{100} \Rightarrow D = 0,590$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} \Rightarrow E = 2 \times d \times D \Rightarrow E = 2 \times 14,4 \times 0,590 \text{ donc } E = 16,992$$

D'où  $y_1 = 3,57 \text{ cm}$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A_u \times (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times (3,57)^3}{3} + 15 \times 3,93 \times (14,4 - 3,57)^2 \Rightarrow I = 8430,824 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_{tx}^{ser}}{I} = \frac{11754,72}{8430,824} \Rightarrow k = 1,40$$

En fin  $\sigma_b = k \times y_1 = 1,40 \times 3,57 \Rightarrow \sigma_b = 4,97 \text{ MPa} < 0,6 f_{C28} = 15 \text{ MPa}$

**Conclusion :**

La contrainte du béton  $\sigma_b$  étant vérifiée, nous retiendrons la valeur de la section d'armature calculée à l'ELU ( $A_{tx}^u = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$ ).

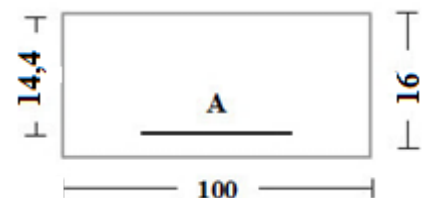
En appuis	$M_{ax}^u = -1003,95 \text{ N.m}$	$M_{ax}^{ser} = -7346,67 \text{ N.m}$
-----------	-----------------------------------	---------------------------------------

► **Etat limite ultime (ELU) :**

**1) Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{10039,5}{14,2 \times 100 \times (14,4)^2} = 0,0341$$

$\mu = 0,0341 < \mu_l = 0,392$  (Acier FeE400)  $\Rightarrow A'$  n'existe pas et  $1000 \xi_s > 1000 \xi_l$



$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0434$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,983$$

$$A_{ax}^u = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{10039,5}{348 \times 0,983 \times 14,4} = 2,03 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

2) Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité) (BAEL91/B.7.4) :

$$A_{ax}^u = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 16 \Rightarrow A_{axmin}^u = 1,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Conclusion :

$$A_{ax}^u = \text{Max}(A_{cal}; A_{min}) = \text{Max}(2,03 ; 1,28) \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow A_{ax}^u = 2,03 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

3) Espacement maximal des armatures :

$$e \leq \min(3h_d; 33\text{cm}) = \min(3 \times 15 ; 33\text{cm})$$

$$e \leq 33\text{cm}$$

4) Choix des Armatures :

$$A_{ax}^u = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow (5T8 \rightarrow e = 20 \text{ cm})$$

► Etat limite de service (ELS) :

Vérifications de la contrainte maximale du béton comprimé  $\sigma_b$  ainsi que la contrainte des aciers  $\sigma_s$  et aux déformations.

- ✓ La vérification de la contrainte des aciers  $\sigma_s$  n'est pas nécessaire (fissuration peu nuisible).
- ✓ La vérification de la contrainte de béton  $\sigma_b$  passe par les calculs suivants :

Données	Unités
$f_{C28}$	25 MPa
$d$	14,4cm
$b$	100 cm
$M_{ax}^{ser}$	73466,7 N.m
$A_u$	2,51 cm <sup>2</sup> /ml

Vérification de la contrainte de béton $\sigma_b$		
<b>D</b>	$\frac{15 \times A_u}{b}$	0,377
<b>E</b>	$2 \times d \times D$	9,7056
<b><math>y_1</math></b>	$-D + \sqrt{D^2 + E}$	2.76 cm
<b>I</b>	$\frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A_u \times (d - y_1)^2$	5802 cm <sup>4</sup>
<b>k</b>	$\frac{M_{ax}^{ser}}{I}$	1,27
<b><math>\sigma_b</math></b>	$k \times y_1$	3,49 MPa
<b><math>\overline{\sigma_b}</math></b>	$0,6 \times f_{C28}$	15 MPa

**Conclusion :**

-  $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

La fissuration est peu nuisible  
(aucune vérification pour  $\sigma_s$ )

Les armatures calculées à l'ELU  
seront maintenues

**a) Panneau de dalle portant dans deux sens (panneau 1, 2, 3, 6...14) :**

↳ **Plancher terrasse (inaccessible) :** on prend le panneau (5), le plus sollicité

En travée (sens x-x)	$M_{tx}^u = 9903,007 \text{ N.m}$	$M_{tx}^{ser} = 7669,950 \text{ N.m}$
----------------------	-----------------------------------	---------------------------------------

► **Etat limite ultime (ELU) :**

**1) Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{9903,007}{14,2 \times 100 \times (14,4)^2} = 0,0336$$

$$\mu = 0,0336 < \mu_1 = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000 \xi_s > 1000 \xi_1$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0427$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,983$$

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{9903,007}{348 \times 0,983 \times 14,4} = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

## 2) Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité :

$$A_{tx}^u = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 16 \Rightarrow A_{tx \text{ min}}^u = 1,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

### Conclusion :

$$A_{tx}^u = \text{Max}(A_{cal}; A_{min}) = \text{Max}(2,01 ; 1,64) \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow A_{tx}^u = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

## 3) Espacement maximal des armatures :

$$e \leq \min(3h_d; 33\text{cm}) = \min(3 \times 16 ; 33\text{cm})$$

$e \leq 33\text{cm}$
----------------------

## 4) Choix des armatures :

$$A_{tx}^u = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow (4T10 \rightarrow e = 25 \text{ cm})$$

### ► Etat limite de service (ELS) :

Comme il a été indiqué précédemment dans le calcul des panneaux portant dans un seul sens, la vérification des contraintes de béton  $\sigma_b$  et de l'acier  $\sigma_s$  pour les panneaux portant dans deux directions s'effectuera de la même façon.

## 5) Vérification de la contrainte maximale du béton comprimé $\sigma_b$ :

$$D = \frac{15 \times A_u}{b} = \frac{15 \times 3,14}{100} \Rightarrow D = 0,471$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} \Rightarrow E = 2 \times d \times D \Rightarrow E = 2 \times 14,4 \times 0,3015 \text{ et donc } E = 13,5648$$

$$D' \text{ où } y_1 = 3,24 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A_u \times (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times (3,24)^3}{3} + 15 \times 3,14 \times (14,4 - 3,24)^2 \Rightarrow I = 6999,839 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_{tx}^{ser}}{I} = \frac{7669,950}{6999,839} \Rightarrow k = 1,10$$

$$\text{Et enfin } \sigma_b = k \times y_1 = 1,10 \times 3,24 \Rightarrow \sigma_b = 3,55 \text{ MPa} < 0,6 f_{C28} = 15 \text{ MPa}$$

**Conclusion :**

- $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa}$
  - La fissuration est peu nuisible (aucune vérification pour  $\sigma_s$ )
- } Les armatures calculées à l'ELU seront maintenues

En appuis (sens x-x)	$M_{ax}^u = -6602,004 \text{ N.m}$	$M_{ax}^{ser} = -5113,30 \text{ N.m}$
----------------------	------------------------------------	---------------------------------------

► **Etat limite ultime (ELU) :****1) Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{6602,0045}{14,2 \times 100 \times (14,4)^2} = 0,0224$$

$$\mu = 0,0224 < \mu_l = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000 \xi_s > 1000 \xi_l$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0283$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,989$$

$$A_{ax}^u = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{6602,0045}{348 \times 0,989 \times 14,4} = 1,33 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**2) Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité CBA91/A4 2.1) :**

$$A_{ax}^u = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 16 \Rightarrow A_{ax \text{ min}}^u = 1,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**Conclusion :**

$$A_{ax}^u = \text{Max}(A_{cal}; A_{min}) = \text{Max}(1,33; 1,28) \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow A_{ax}^u = 1,33 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**3) Espacement maximal des armatures :**

$$e \leq \min(3h_d; 33\text{cm}) = \min(3 \times 15; 33\text{cm})$$

$e \leq 33\text{cm}$

**4) Choix des Armatures :**

$$A_{ax}^u = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow (4T8 \rightarrow e = 25 \text{ cm})$$

► **Etat limite de service (ELS) :****5) Vérification de la contrainte maximale du béton comprimé  $\sigma_b$  :**

$$D = \frac{15 \times A_u}{b} = \frac{15 \times 2,01}{100} \Rightarrow D = 0,3015$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} \Rightarrow E = 2 \times d \times D \Rightarrow E = 2 \times 14,4 \times 0,3105 \text{ et donc } E = 8,6832$$

D'où  $y_1 = 2,66 \text{ cm}$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A_u \times (d - y_1)^2 \quad \cdot (2,66)^2 \Rightarrow I = 4782,872 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_{\text{ax}}^{\text{ser}}}{I} = \frac{5113,300}{4782,872} \Rightarrow k = 1,07$$

Enfin  $\sigma_b = k \times y_1 = 1,07 \times 2,66 \Rightarrow \sigma_b = 2,84 \text{ MPa} < 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

**Conclusion :**

- $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
  - La fissuration est peu nuisible (aucune vérification pour  $\sigma_s$ )
- } Les armatures calculées à l'ELU seront maintenues

<b>En appuis (sens y-y)</b>	<b><math>M_{ay}^u = 1946,270 \text{ N.m}</math></b>	<b><math>M_{ay}^s = -2238,935 \text{ N.m}</math></b>
-----------------------------	---	--

► **Etat limite ultime (ELU) :**

**1) Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{1946,270}{14,2 \times 100 \times (14,4)^2} = 0,0066$$

$\mu = 0,0066 < \mu_l = 0,392$  (Acier FeE400)  $\Rightarrow A'$  n'existe pas et  $1000 \xi_s > 1000 \xi_l$

$$\sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0083$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,996$$

$$A_{ay}^u = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{1946,270}{348 \times 0,996 \times 12,8} = 0,39 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**2) Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité CBA93/A4 .2.1) :**

$$A_{ay}^u = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 16 \Rightarrow A_{ay \text{ min}}^u = 1,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ay}^u = 0,0006 \times b \times h = 0,0006 \times 100 \times 16 \Rightarrow A_{ay \text{ min}}^u = 0,96 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**Conclusion :**

$$A_{ay}^u = \text{Max}(A_{cal}; A_{min}) = \text{Max}(1,28 ; 0,39)\text{cm}^2/\text{ml} \Rightarrow A_{ay}^u = 1,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ay}^u = \text{Max}(A_{cal}; A_{min}) = \text{Max}(0,96 ; 0,39)\text{cm}^2/\text{ml} \Rightarrow A_{ay}^u = 0,96 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**3) Espacement maximal des armatures:**

$$e \leq \min(3h_d; 33\text{cm}) = \min(3 \times 15 ; 33\text{cm}) \quad \boxed{e \leq 33\text{cm}}$$

**4) Choix des Armatures :**

$$A_a = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \mathbf{4T8 (FeE400)}$$

**► Etat limite de service (ELS) :****5) Vérification de la contrainte maximale du béton comprimé  $\sigma_b$  :**

$$D = \frac{15 \times A_u}{b} = \frac{15 \times 2,01}{100} \Rightarrow D = 0,3015$$

$$y_I = -D + \sqrt{D^2 + E} \Rightarrow E = 2 \times d \times D \Rightarrow E = 2 \times 14,4 \times 0,3105 \text{ et donc } E = 8,6832$$

$$D' \text{ où } y_I = 2,66 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A_u \times (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times (2,66)^3}{3} + 15 \times 2,01 \times (14,4 - 2,66)^2 \Rightarrow I = 4782,872 \text{ cm}^4 \quad c$$

$$k = \frac{M_{ay}^{ser}}{I} = \frac{2238,935}{4782,872 \text{ cm}^4} \Rightarrow k = 0,47$$

$$\text{Enfin } \sigma_b = k \times y_I = 0,47 \times 2,01 \Rightarrow \sigma_b = 0,94 \text{ MPa} < 0,6 f_{C28} = 15 \text{ MPa}$$

**Conclusion :**

- $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
  - La fissuration est peu nuisible (aucune vérification pour  $\sigma_s$ )
- } Les armatures calculées à l'ELU seront maintenues

<b>En travée (sens y-y)</b>	<b><math>M_{ty}^u = 3308,661 \text{ N.m}</math></b>	<b><math>M_{ty}^s = 3806,189 \text{ N.m}</math></b>
-----------------------------	---	---

**6) Etat limite ultime (ELU) :****1) Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{3308,661}{14,2 \times 100 \times (14,4)^2} = 0,0115$$

$\mu = 0,0112 < \mu_1 = 0,392$  (Acier FeE400)  $\Rightarrow A'$  n'existe pas et  $1000 \xi_s > 1000 \xi_1$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0141$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,994$$

$$A_{ay}^u = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{3308,661}{348 \times 0,994 \times 14,2} = 0,66 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**1) Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité, CBA91/A4 .2.1) :**

$$A_{ty}^u = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 16 \Rightarrow A_{ty \text{ min}}^u = 1,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**Conclusion :**

$$A_{ty}^u = \text{Max}(A_{cal}; A_{min}) = \text{Max}(1,28; 0,66) \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow A_{ty}^u = 1,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**2) Espacement maximal des armatures :**

$$e \leq \min(3h_d; 33\text{cm}) = \min(3 \times 15; 33\text{cm})$$

$e \leq 33\text{cm}$
----------------------

**3) Choix des Armatures :**

$$4T10/\text{ml} \rightarrow A_{ty} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(4T10 \rightarrow e = 25 \text{ cm})$$

✓ La vérification de la contrainte de béton  $\sigma_b$  passe par les calculs suivants

Vérification de la contrainte de béton $\sigma_b$		
<b>D</b>	$\frac{15 \times A_u}{b}$	0,471
<b>E</b>	$2 \times d \times D$	13,5648
<b>y<sub>1</sub></b>	$-D + \sqrt{D^2 + E}$	3.24 cm
<b>I</b>	$\frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A_u \times (d - y_1)^2$	6999,839 cm <sup>4</sup>
<b>k</b>	$\frac{M_{ax}^{ser}}{I}$	0,54
<b><math>\sigma_b</math></b>	$k \times y_1$	1,76 MPa
<b><math>\bar{\sigma}_b</math></b>	$0,6 \times f_{C28}$	15 MPa

Données	Unités
<b>f<sub>C28</sub></b>	25 MPa
<b>d</b>	14,4cm
<b>b</b>	100 cm
<b>M<sub>ax</sub><sup>ser</sup></b>	3806,189N.m
<b>A<sub>u</sub></b>	3,14 cm <sup>2</sup> /ml

**Conclusion :**

- $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
  - La fissuration est peu nuisible (aucune vérification pour  $\sigma_s$ )
- } Les armatures calculées à l'ELU seront maintenues

**Tableau 14 :** Plancher étage courant Sens x-x en travée

$M_{tx}^u$	$\sigma_{bc}$	b(Cm)	d(Cm)	$\mu$	$\alpha$	$\beta$	$A_{tx}^u$	choix
8053,8	14,2	100	14,4	0,02735	0,03467	0,98613	1,63057	3,14
D	D <sup>2</sup>	E	y 1	I	$M_{tx}^{ser}$	K	$\bar{\sigma}_b$	
0,471	0,22184	6,38902	2,10016	7434,34	6173,17	0,83036	1,74389	

**Choix des Armatures :**

4T10/ml  $\rightarrow A_t = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$

(T10  $\rightarrow e = 25 \text{ cm}$ )

**Tableau 15 :** Plancher étage courant Sens y-y en travée

$M_{ty}^u$	$\sigma_{bc}$	b(Cm)	d(Cm)	$\mu$	$\alpha$	$\beta$	$A_{ty}^u$	choix
2690,8	14,2	100	14,4	0,00914	0,01148	0,99541	0,53971	3,14
D	D <sup>2</sup>	E	y 1	I	$M_{ty}^{ser}$	K	$\bar{\sigma}_b$	
0,471	0,22184	6,38902	2,10016	7434,34	3268,65	0,43967	0,92338	

**Choix des Armatures :**

4T10/ml  $\rightarrow A_a = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$  (FeE400)

(T10  $\rightarrow e = 25 \text{ cm}$ )

**Tableau 16 :** Plancher étage courant Sens x-x en appui

$M_{ax}^u$	$\sigma_{bc}$	b(Cm)	d(Cm)	$\mu$	$\alpha$	$\beta$	$A_{ax}^u$	choix
5369,2	14,2	100	14,4	0,01823	0,023	0,9908	1,08193	2,01
D	D <sup>2</sup>	E	y 1	I	$M_{ax}^{ser}$	K	$\bar{\sigma}_b$	
0,3015	0,0909	2,61798	1,34437	5220,04	4115,45	0,78839	1,05989	

**Choix des Armatures :**

4T8/ml →  $A_t = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

(T8 →  $e = 25 \text{ cm}$ )

**Tableau 17 : Plancher étage courant Sens y-y en appui**

$M_{av}^u$	$\sigma_{bc}$	b(Cm)	d(Cm)	$\mu$	$\alpha$	$\beta$	$A_{av}^u$	choix
1582,8	14,2	100	14,4	0,00538	0,00674	0,9973	0,31687	2,01
D	D <sup>2</sup>	E	y 1	I	$M_{av}^{ser}$	K	$\bar{\sigma}_b$	
0,3015	0,0909	2,61798	1,34437	5220,04	1922,74	0,36834	0,49518	

**Choix des Armatures :**

4T8/ml →  $A_a = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

(T8 →  $e = 25 \text{ cm}$ )

**V.3.4. Vérification des contraintes de cisaillement et détermination de l'effort tranchant :**

2) Aucune armature transversale n'est requise si les conditions suivantes sont remplies :

- ✓ La pièce est bétonnée sans reprise sur toute son épaisseur « article A5.2.2 du **BAEL91** »
- ✓ Les dispositions constructives générales concernant les dalles sont respectées.
- ✓ La contrainte tangentielle :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0,05 \times f_{c28}$

L'effort tranchant est calculé par la méthode suivante :

$$T_{\max} = \max(T_x ; T_y) \begin{cases} T_x = \frac{Q_{\max}^u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_y^4 + L_x^4} \text{ Suivant le sens (x - x)} \\ T_y = \frac{Q_{\max} \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_y^4 + L_x^4} \text{ Suivant le sens (y - y)} \end{cases}$$

- |   |   |  |
|---|---|--|
| { | <b>Pour le plancher terrasse :</b>            | $Q_{\max}^u = 1239,45 \text{ daN/m}^2$ |
|   | <b>Pour le plancher des étages courants :</b> | $Q_{\max}^u = 1008 \text{ daN/m}^2$    |

On choisira le panneau le plus défavorable (panneau 05) :

Lx = 3,60m	Ly = 5,95 m
------------	-------------

**Tableau 18** : Vérification des contraintes de cisaillement

	Tx	Ty	$\tau_u$	$\bar{\tau}_u$
<b>Terrasse</b>	1967,36096	361,785068	0,13662229	1,25
<b>Etage CR</b>	1599,98374	294,226752	0,11110998	1,25

$$\tau_u = \frac{V_{\max}^u}{b \times d \times 100}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,05 \times f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$  (Sans reprise de bétonnage)  
 Par conséquent les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**V.3.5. Vérification de la flèche :**

**Condition de la flèche : [BAEL 91 / B.7.5]**

- $\frac{h_d}{L_x} > \frac{M_{tx}^{ser}}{20 M_x^{ser}}$
- $\rho = \frac{A}{b \times d_x} < \frac{2}{f_e}$

**Vérification si la flèche est nécessaire pour le panneau N°8 (une seule direction) terrasse :**

**Sens x-x**

$$\frac{h_d}{L_x} \geq \frac{M_{tx}^{ser}}{20 M_{xt}^{ser}} \Rightarrow \frac{h_d}{L_x} = \frac{16}{360} = 0,044 > \frac{1175,472}{20 \times 1469,34} = 0,04 \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{3,93}{100 \times 14,4} = 0,0027 < \frac{2}{400} = 0,005 \dots \dots \text{condition vérifiée ; } f_e \text{ en (MPa)}$$

❖ **Conclusion** : les 02 conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

**Vérification si la flèche est nécessaire pour le panneau N°5 (deux direction) terrasse :**

**Sens x-x**

$$\frac{h_d}{L_x} \geq \frac{M_{tx}^{ser}}{20 M_{x0}^{ser}} \Rightarrow \frac{h_d}{L_x} = \frac{16}{360} = 0,044 > \frac{990,301}{20 \times 1320,401} = 0,037 \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{2,01}{100 \times 14,4} = 0,0014 < \frac{2}{400} = 0,005 \dots \dots \text{condition vérifiée ; } f_e \text{ en (MPa)}$$

**Sens y-y**

$$\frac{h_d}{L_y} \geq \frac{M_{ty}^{ser}}{20M_{y0}^{ser}} \Rightarrow \frac{h_d}{L_y} = \frac{16}{595} = 0,027 < \frac{389,2542}{20 \times 330,8660} = 0,059 \text{ ..condition non vérifiée}$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{3,14}{100 \times 14,4} = 0,002 < \frac{2}{400} = 0,005 \text{ condition vérifiée ; } f_e \text{ en (MPa)}$$

❖ **Conclusion** : Donc on vérifié la flèche selon le sens y-y

☑ **Calcul la flèche pour une Poutre simplement appuie [BAEL91/B.6.5,2] :**

$$F = \frac{M \cdot l^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{Fi}} \quad (\text{Art : Annexe D CBA 93}) \text{ et } f \leq \bar{f} = (0,5 + \frac{1}{1000}) (L > 5\text{m. Art B.6.5.3 BAEL91})$$

$$\bar{f} = 0,5 + \frac{1}{1000} = 0,5 + \frac{595}{1000} = 1,095 \text{ cm} = 10,95 \text{ mm}$$

☑ **Modules de Young instantané et différé :**

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ [MPa]} = 32164,195 \text{ MPa}$$

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ [MPa]} = 10818,865 \text{ MPa.}$$

☑ **Coefficients  $\lambda$ ,  $\mu$  :**

Les coefficients  $\lambda$  et  $\mu$  sont définis par le BAEL pour prendre en considération la fissuration du Béton.

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times b \times f_{t28}}{(2 + 3(\frac{b}{b})) \cdot \rho} = 9,63 \quad \lambda_j = \frac{2}{5} \times \lambda_i = 3,85$$

Avec :

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{3,14}{100 \times 14,4} = 0,002 = 2\%$$

☑ **Calcul de y et I et  $I_0$  :**

$$I = 6999,83 \text{ cm}^4$$

$$y = 3,24 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b \times v^3}{3} + 15 \times A_s \times (d - v)^2$$

$$\text{avec : } v = \frac{h}{2} = \frac{16}{2} = 8 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{100 \times 8^3}{3} + 15 \times 3,14 \times (14,4 - 8)^2 = 18995,8827 \text{ cm}^4$$

Tableau 19 : calcul la flèche suivant le BAEL 91

	<b>g</b>	<b>j</b>	<b>P</b>	<b>Formule</b>
<b>CHARGE</b>	8,07	8,07	9,07	/
<b>Moment</b>	4,25109317	4,25109317	4,77787051	$M_{Tx}^s = U_x^s * q * l_x^2$ $M_{Ty}^s = U_y^s * M_{Tx}^s$
<b>y</b>	3,24	3,24	3,24	/
<b>I</b>	6999,83856	6999,83856	6999,83856	$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A_u \times (d - y_1)^2$
<b><math>\sigma_g</math></b>	101,664201			$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I}$
<b><math>\sigma_j</math></b>		101,664201		$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I}$
<b><math>\sigma_p</math></b>			114,2619957	$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I}$
<b><math>\rho</math></b>	0,00218056	0,00218056	0,00218056	$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d}$
<b><math>I_0</math></b>	18995,8827	18995,8827	18995,88267	$I_0 = \frac{b \times v^3}{3} + 15 \times A_s \times (d - v)^2$
<b><math>U_g</math></b>	0,95951474			$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}}$
<b><math>U_j</math></b>		0,95951474		$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}}$
<b><math>U_p</math></b>			0,96388627	$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}}$
<b><math>If_{ig}</math></b>	2040,43844			$If_{gi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g}$
<b><math>If_{ij}</math></b>		2040,43844		$If_{ji} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j}$
<b><math>If_{ip}</math></b>			2032,084354	$If_{pi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p}$
<b><math>If_{gp}</math></b>			4449,375231	$If_{gv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$
<b><math>f_{gp}</math></b>			1,191875444	$f_{gv} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot If_{gv}}$
<b><math>f_{ig}</math></b>		0,77081721		$f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot If_{ig}}$
<b><math>f_{ij}</math></b>	0,77081721			$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot If_{ij}}$
<b><math>f_{ip}</math></b>			0,869895167	$f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot If_{ip}}$
<b><math>\Sigma f</math> (mm)</b>	<b>3,60</b>			
<b>f̄ (mm)</b>	<b>10,95</b>			
»»»»»»»»»»	<b>La_Flèche_vérifier</b>			



**CHAPITRE VI :**  
**Etude d'ascenseur**

## VI.1.Introduction :

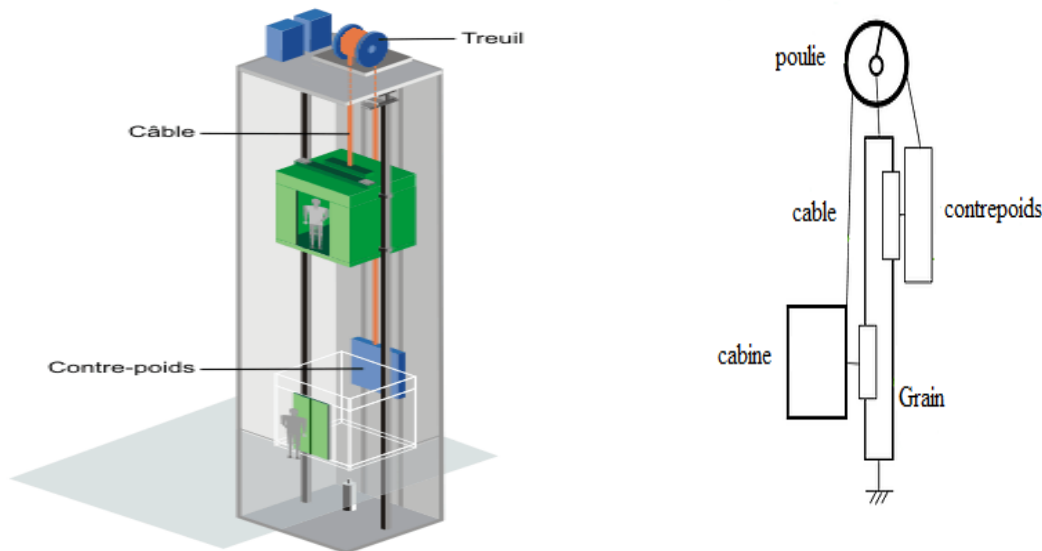
L'ascenseur est un élément de confort nécessaire pour la circulation verticale prévu pour les structures

de cinq (5) étages et plus, elle est composée essentiellement de trois constituants :

**1- La cabine ou la benne :** organe de l'ascenseur destiné à recevoir les personnes et les charges à transporter.

**2- Le treuil de levage et sa poulie :** est un cylindre horizontal mobil autour de son axe, sur lequel se roule ou déroule un câble qui sert à entrainer la cabine et roule ses mouvement de monté et de descendes.

**3- La contre poids :** a pour but d'équilibrer la cabine et la charge utile.



**Fig 47 :** la cage d'ascenseur

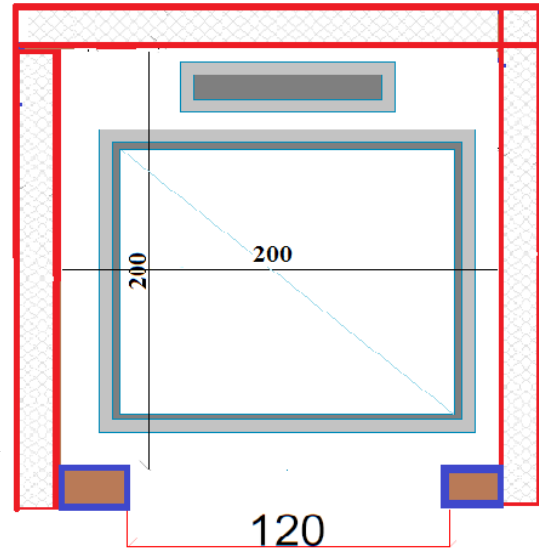
### VI.1.1.Caractéristiques des ascenseurs

- **Charges nominales :** on distingue les charges suivantes (**en kilogramme**) 320-400-630-800-1000-1250-1600-2000-2500.
- **Vitesse nominales :** les vitesses les plus utilisées en mètre par seconde (**m/s**) sont : 0,4 - 0,62 - 1 - 1,6 - 2,5.

Suivant la norme (**NF.P82.208**) : l'ascenseur utilisé dans ce projet réservée **8** personnes, donc on a une charge nominale de **630Kg** pour une vitesse de **1,6m/s**.

- Les dimensions de la cabine de l'ascenseur dans l'immeuble sont comme suit :

-Largeur de la cabine :	$L_c = 1.20\text{m}$
-Profondeur de la cabine :	$P_c = 1.25\text{m}$
-Largeur de la gaine :	$L_G = 2.00\text{m}$
-Profondeur de la gaine :	$P_G = 2.00\text{m}$
-Hauteur de la cabine :	$H_c = 2.20\text{m}$
-Largeur du passage libre :	$L_p = 0.80\text{m}$
-Hauteur du passage libre :	$H_p = 2.00\text{m}$
-Epaisseur de voile :	$e = 20\text{ cm}/25\text{cm}$
-Hauteur de course :	$C = 220\text{m}$



## VI.2.Descente de charges :

### ❖ Surcharge d'exploitation :

$Q = 630\text{ daN}$  (08 personnes)

### ❖ Charges permanentes :

**Masse de la cabine** : est composé de la somme des masses suivantes :

#### ▪ Masse des côtés :

La masse de la surface des côtés, augmentée de 10% à raison de  $11.5\text{ daN/m}^2$  :

$$S_1 = (L_c + 2 \cdot P_c) \cdot H_c = (1.20 + 2 \times 1.25) \times 2.20 = 8.14\text{m}^2$$

$$M_1 = (11.5 + 0.1 \times 11.5) \times 8.14 = 102.97\text{ daN}$$

#### ▪ Masse du plancher :

La masse du plancher à raison de  $70\text{ daN/m}^2$  pour appareils de 300 à 600daN de charge

#### ▪ Masse du toit :

La masse du toit a raison de  $20\text{ daN/m}^2$  :

$$S_3 = L_c \cdot P_c = 1.20 \times 1.25 = 1.5\text{m}^2$$

$$M_3 = 20 \times 1.5 = 30.\text{daN}$$

**Fig 48** : dimensionnement de la cabine

- **Masse de l'arcade :** La masse de l'arcade à raison de partie fixe de 60 daN plus 60 daN/m de largeur de cabine de 300 daN à 630 daN de charge :

$$M_4 = 60 + (60 \times 1.20) = 132 \text{ daN}$$

- **Masse de La porte de la cabine :**

Partie fixe de 80 daN plus 25 daN/m<sup>2</sup> de surface de porte

$$M_5 = 80 + (25 \times 0.8 \times 2) = 120 \text{ daN}$$

- **Masse du parachute :**

Parachute à prise amortie  $\Rightarrow M_6 = 100 \text{ daN}$

- **Masse des accessoires :**

$$M_7 = 80 \text{ daN}$$

- **Masse des poulies de mouflage :**

Deux poulies supplémentaires  $\Rightarrow M_8 = 30 \times 2 = 60 \text{ daN}$

Donc le poids mort est égal à :

$$P_T = \sum M_i = 102.97 + 105 + 30.8 + 132 + 120 + 100 + 80 + 60 = 730.77 \text{ daN}$$

- **Masse du contre poids :**

$$M_p = P_T + \frac{Q}{2} = 724.77 + \frac{630}{2} = 1045.77 \text{ daN}$$

- **Masse du câble :**

Détermination du diamètre du câble, d'après la norme **NF 82-210**  $C_s$  doit être pour cet appareil au minimum égal à 12 et le rapport D/d au minimum égal à 40 et aussi selon abaque de détermination de suspentes.

$$\left\{ \begin{array}{l} D/d = 40 \Rightarrow d = D/40 = 500/40 \Rightarrow d = 12.5 \text{ mm.} \\ C_s = 13 \end{array} \right.$$

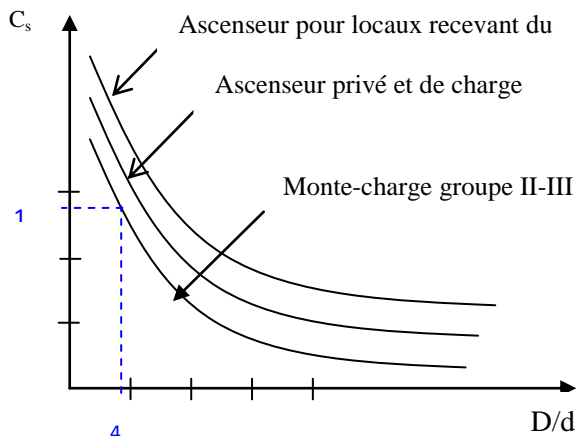


Fig 49 : Abaque de détermination de suspentes

**D** : diamètre de la poulie de mouflage pris entre 400 et 800 mm

**d** : diamètre du câble

**C<sub>s</sub>** : coefficient de sécurité (abaque de détermination des suspentes)

$$C_s = \frac{C_r}{M} \Rightarrow C_r = C_s \cdot M$$

**M** : égal à la somme de la charge utile Q, poids mort P et la masse des câbles qui est considérée comme négligeable par rapport aux deux autres.

**C<sub>r</sub>** : charge de rupture effective.

$$C_r = C_s \cdot M \Rightarrow C_r = 13 \times (630 + 724.77) \Rightarrow C_r = 17690.01 \text{ daN}$$

Pour obtenir la charge de rupture minimale nécessaire **C<sub>m</sub>**, il convient de faire intervenir le coefficient de câblage qui est égal à 0.85 donc :

$$C_m = \frac{C_r}{0.85} \Rightarrow C_m = \frac{17690.01}{0.85} = 20811.77 \text{ daN}$$

**C<sub>m</sub>** Égal aussi :

$$C_m = C_r(\text{cable}) \cdot n \cdot m$$

Avec :

m : type de mouflage ;

n : nombre de câble et

**C<sub>r</sub>** (câble) : charge de rupture par câble en fonction du diamètre.

$$d = 12.5 \text{ mm} \Rightarrow C_r(\text{cable}) = 8152 \text{ daN (voir tableau suivant) :}$$

**Tableau 20** : caractéristiques des câbles

Diamètre des câbles [mm]	Diamètres des fils [mm]	Section [mm <sup>2</sup> ]	Masse linéaire M <sub>L</sub> [daN/m]	Charge admissible totale C <sub>r</sub> [daN]
7.87	0.5	21.05	0.203	3223
9.48	0.6	30.26	0.293	4650
11.00	0.7	41.27	0.396	6232
<b>12.6</b>	<b>0.8</b>	<b>53.34</b>	<b>0.515</b>	<b>8152</b>
14.2	0.9	67.98	0.656	10805
15.5	1.0	83.84	0.810	12830

$$n = \frac{20811.77}{2 \times 8152} \Rightarrow n = 1.27 \quad \text{On prend : } n = 2 \text{ câbles}$$

$$\text{Masse totale des câbles } M_c : \quad M_c = M_L \cdot n \cdot C$$

Avec :

$$M_L : \text{ masse linéaire du diamètre } d \text{ d'un seul câble } d = 12.5 \text{ mm} \xrightarrow{\text{tableau}} M_L = 0.515 \text{ daN/m}_L$$

Et  $C$  : course du câble (hauteur du course)  $\Rightarrow C = 31.56 \text{ m}$ .

$$M_c = 0.515 \times 2 \times 31.56 = 32.5 \text{ daN.}$$

▪ **Masse du treuil :**

$$M_g = 1200 \text{ daN}$$

**Résumé :**

$$\text{Poids mort} = 730.77 \text{ daN}$$

$$\text{Masse du câble} = 32.5 \text{ daN}$$

$$\text{Masse du contre poids} = 1045.77 \text{ daN}$$

$$\text{Treuil en haut + moteur} = 1200 \text{ daN}$$

$$G = 3009.04 \text{ daN}$$

❖ **Combinaisons fondamentales :**

▪ **Etat limite ultime :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3009.04 + 1.5 \times 630 = 5007,204 \text{ daN}$$

▪ **Etat limite de service :**

$$q_{\text{ser}} = G + Q = 3009.04 + 630 = 3639.04 \text{ daN.}$$

**VI.3. Etude du plancher :**

✓ **Vérification de poinçonnement :**

Pour chacun des quatre appuis :

$$q_a^u = \frac{q_u}{4} \Rightarrow q_a^u = 1251.80 \text{ daN}$$

$$q_a^{\text{ser}} = \frac{q_{\text{ser}}}{4} \Rightarrow q_a^{\text{ser}} = 909.76 \text{ daN}$$

D'après l'article A.5.2.4 du B.A.E.L.91:

$$\text{Si : } q_a^u \leq \frac{0.045 \times U_c \times f_{c28} \times h}{\gamma_b} \Rightarrow \text{ : les armatures transversales ne sont pas nécessaire}$$

Avec :

$q_a^u$  : Charge ultime pour chaque appui ;

$U_c$  : périmètre du contour au niveau du feuillet moyen;

$h$  : épaisseur de la dalle égal à 16cm ;

$U, V$  : représentent les côtes du rectangle ( $U//L_x$  et  $V//L_y$ )

Sur lequel la charge  $Q_u$  s'applique, compte tenu de la diffusion à 45 degré dans le béton.

La surface impact ( $a \times b$ ) est de  $(10 \times 10) \text{ cm}^2$

$$U = a + 2 \cdot \xi \frac{h}{2} = 10 + 2 \times 1 \times \frac{16}{2} \Rightarrow U = 26 \text{ cm.}$$

$$V = b + 2 \cdot \xi \frac{h}{2} = 10 + 2 \times 1 \times \frac{16}{2} \Rightarrow V = 26 \text{ cm.}$$

Donc :

$$U_c = 2 \times [U+V] \Rightarrow U_c = 104 \text{ cm.}$$

$$q_a^u = 12518 < \frac{0.045 \times 1040 \times 25 \times 160}{1.5} = 124800 \text{ N.} \dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ Conclusion : La dalle résiste au poinçonnement.

✓ **Calcul des sollicitations :**

L'étude des dalles soumises à des charges localisées sera fait à l'aide des abaques de **PIGEAUT** et en plaçant les charges au centre ; leur moments seront par mètre linéaire.

$$\begin{cases} M_x = q_a \times (M_1 + v.M_2) \text{ et} \\ M_y = q_a \times (M_2 + v.M_1). \end{cases}$$

Avec :

$v$  : Coefficient de poisson.

$M_1, M_2$  : sans dimensions, sont donnés à partir des rapports  $U/L_x$  et  $V/L_y$  dans

les abaques suivants  $\rho = \frac{L_x}{L_y}$

➤ **Etat limite ultime (E.L.U.) :**

$$M_x^u = q_a^u \times M_1$$

$$M_y^u = q_a^u \times M_2$$

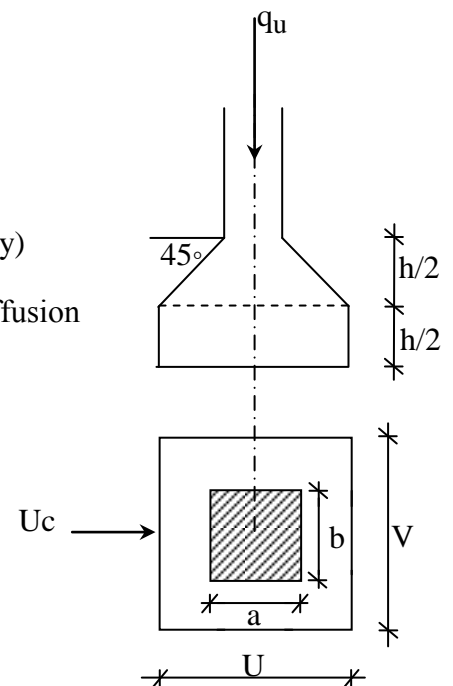


Fig 50 : Schéma de la surface d'impact

➤ **Etat limite ultime de service :**

$$M_x^{ser} = q_a^{ser} \times (M_1 + 0.2 \times M_2)$$

$$M_y^{ser} = q_a^{ser} \times (M_2 + 0.2 \times M_1)$$

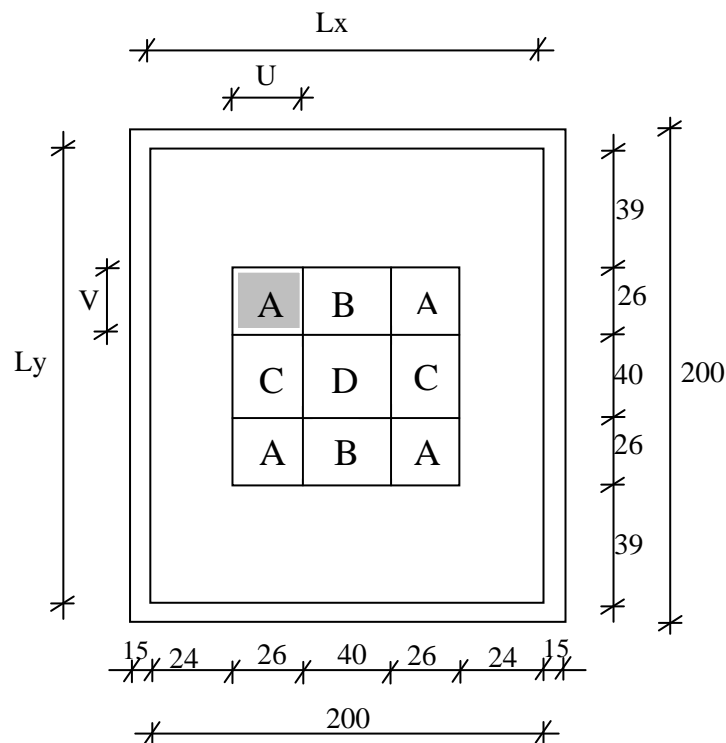
La charge au m<sup>2</sup> sera :

$$\begin{cases} Q_a^u = \frac{q_a^u}{V \times U} = \frac{1251,80}{0,26^2} = 18517,75 \text{ daN/m}^2 \text{ et} \\ Q_a^{ser} = \frac{q_a^{ser}}{V \times U} = \frac{909,76}{0,26^2} = 13457,98 \text{ daN/m}^2. \end{cases}$$

✓ **Calcul des moments dus aux charges concentrées :**

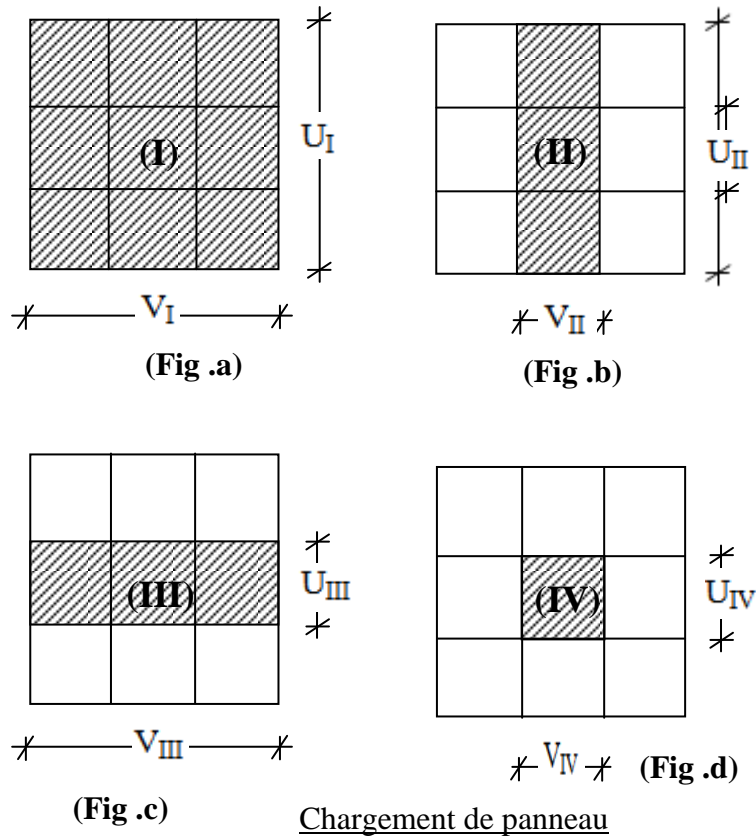
Lorsque la charge n'est pas concentrique, on procède de la façon suivante :

- Soit pour **Fig 51** une dalle de dimension (L<sub>x</sub> × L<sub>y</sub>) soumise à une charge concentrique (A) répartie sur un rectangle (U×V).
- On divise la dalle en rectangles fictifs donnant les charges symétriques 04 rectangles symétriques A ; 02 rectangles symétriques B ; 02 rectangles symétriques C et 01 rectangle au centre D



**Fig 51** : Schéma de la dalle pleine d'ascenseur

On divise la dalle en rectangle fictif donnant des charges symétriques comme suite :



On cherche les moments produits par les rectangles :

$$I=4A+2B+2C+D \quad (\text{fig a})$$

$$II=2B+D \quad (\text{fig b})$$

$$III=2C+D \quad (\text{fig c})$$

$$IV=D \quad (\text{fig d})$$

Il est évident que les moments produits par la charge non concentrique A seront donnés par :

$$A = \frac{I - II - III + IV}{4}$$

$$\rho = \frac{Lx}{Ly} = \frac{200}{230} = 0.86 > 0.4 \quad \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

Donc :

$$M_{XC} = (M_{XI} - M_{XII} - M_{XIII} + M_{XIV})/4$$

$$M_{YC} = (M_{YI} - M_{YII} - M_{YIII} + M_{YIV})/4$$

Avec :

$$M_x = (M_1 + \nu M_2) \times q_u = (M_1 + \nu M_2) \times (4 \times Q_a) \Rightarrow M_x / 4 = (M_1 + \nu M_2) \times Q_a$$

$$M_y = (M_2 + v M_1) \times q_u = (M_2 + v M_1) \times (4 \times Q_a) \Rightarrow M_y / 4 = (M_2 + v M_1) \times Q_a$$

$$Q'_a = Q_a \times S \quad S = U \times V$$

**Tableau 21** : récapitulatif des résultats

	<b>I</b>	<b>II</b>	<b>III</b>	<b>IV</b>
<b>U en [m]</b>	0,92	0,92	0,4	0,4
<b>V en [m]</b>	0,92	0,4	0,92	0,4
<b>S en [m<sup>2</sup>]</b>	0,8464	0,368	0,368	0,16
<b>U/L<sub>x</sub></b>	0,46	0,46	0,2	0,2
<b>V/L<sub>y</sub></b>	0,46	0,2	0,46	0,2
<b>M1</b>	0,098	0,136	0,109	0,16
<b>M2</b>	0,098	0,109	0,136	0,16
<b>Q<sub>a</sub><sup>u</sup> = Q<sub>a</sub><sup>u</sup> × S en [N]</b>	156734,236	68145,32	68145,32	29628,4
<b>Q<sub>a</sub><sup>ser</sup> = Q<sub>a</sub><sup>ser</sup> × S en [N]</b>	113908,3427	49525,3664	49525,3664	21532,768
<b>M<sub>x</sub><sup>U</sup> en [N.m]</b>	15359,95513	9267,76352	7427,83988	4740,544
<b>M<sub>y</sub><sup>U</sup> en [N.m]</b>	15359,95513	7427,83988	9267,76352	4740,544
<b>M<sub>x</sub><sup>ser</sup> en [N.m]</b>	13395,6211	7815,102818	6745,354904	4134,291456
<b>M<sub>y</sub><sup>ser</sup> en [N.m]</b>	13395,6211	6745,354904	7815,102818	4134,291456
<b>M<sub>xc</sub><sup>U</sup> en [N.m]</b>	<b>3404,895728</b>			
<b>M<sub>yc</sub><sup>U</sup> en [N.m]</b>	<b>3404,895728</b>			
<b>M<sub>xc</sub><sup>ser</sup> en [N.m]</b>	<b>2969,454838</b>			
<b>M<sub>yc</sub><sup>ser</sup> en [N.m]</b>	<b>2969,454838</b>			

✓ **Descente des charges :**

Dalle machine : ( $e_p = 16\text{cm}$ )  $\Rightarrow G = 0.16 \times 2500 = 400 \text{ daN/m}^2$

La dalle n'est pas accessible, alors la surcharge d'exploitation  $Q = 100 \text{ daN/m}^2$

• **Combinaison fondamentale :**

➤ **Etat limite ultime (E.L.U.) :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35 \times 400 + 1.5 \times 100 = 690 \text{ daN/m}^2.$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$\bar{q}_u = q_u \times 1.00 = 690 \text{ daN/m}_L.$$

➤ **Etat limite de service (E.L.S.) :**

$$q_{ser} = G + Q$$

$$q_{ser} = 400 + 100 = 500 \text{ daN/m}^2.$$

Pour une bande de 1m de largeur

$$\bar{q}_s = q_s \times 1.00 = 500 \text{ daN/m}_L.$$

**a. Calcul des sollicitations :**

➤ **Etat limite ultime (E.L.U.) :**

$$\begin{cases} \text{Suivant la direction } L_x ; & M_x^u = \mu_x^u \times q_u \times L_x^2 \\ \text{Suivant la direction } L_y. & M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u \end{cases}$$

➤ **Etat limite de service (E.L.S.) :**

$$\begin{cases} \text{Suivant la direction } L_x ; & M_x^{ser} = \mu_x^{ser} \times q_{ser} \times L_x^2 \\ \text{Suivant la direction } L_y. & M_y^{ser} = \mu_y^{ser} \times M_x^{ser} \end{cases}$$

Avec :  $\mu_x$  et  $\mu_y = f(\rho, \nu)$

• **Coefficient de poisson :**

$$\begin{cases} \Rightarrow \text{Etats limites ultimes (béton fissuré) et} & \nu = 0 \\ \Rightarrow \text{Etats limites de service (béton non fissuré).} & \nu = 0.2 \end{cases}$$

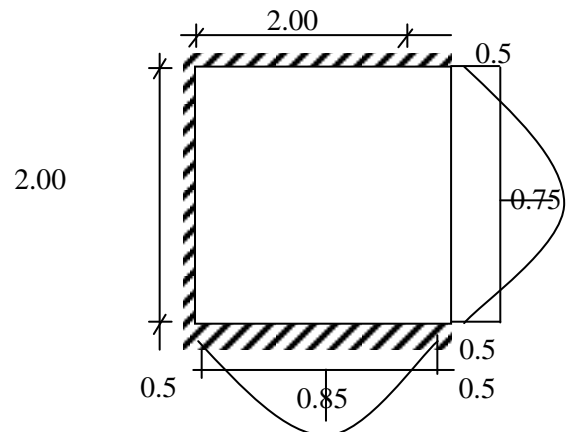


Fig 52 : dimensions de panneau de dalle

**b. Calcul des moments dus aux charges réparties :**

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.00}{2.00} = 1 \xrightarrow{\text{tableau}} \mu_x^u = 0.0368 \quad \text{et} \quad \mu_y^u = 1.0000$$

$$M_x^u = \mu_x^u \times \overline{q_u} \times L_x^2 = 0.0368 \times 690 \times 2^2 = 101,568 \text{ daN.m}$$

$$M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u = 1,000 \times 101,568 = 101,568 \text{ daN.m}$$

➤ Etat limite de service :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.00}{2.00} = 1 \xrightarrow{\text{tableau}} \mu_x^{\text{ser}} = 0.0441 \quad \text{et} \quad \mu_y^{\text{ser}} = 1$$

$$M_x^{\text{ser}} = \mu_x^{\text{ser}} \times \overline{q_{\text{ser}}} \times L_x^2 = 0.0441 \times 500 \times 2^2 = 88.2 \text{ daN.m}$$

$$M_y^{\text{ser}} = \mu_y^{\text{ser}} \times M_x^{\text{ser}} = 88.2 \times 1 = 88,2 \text{ daN.m}$$

**c. Moments totaux sollicitant la dalle machine :**

Ce sont les moments dus aux charges concentrées et les moments dus aux charges réparties :

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$M_{xt}^u = (M_{xc}^u + M_x^u) = (3404,89 + 1015,68) \Rightarrow M_{xt}^u = 4420,57 \text{ N}$$

$$M_{yt}^u = (M_{yc}^u + M_y^u) = (3404,89 + 1015,68) \Rightarrow M_{yt}^u = 4420,57 \text{ N}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$M_{xt}^{\text{ser}} = (M_{xc}^{\text{ser}} + M_x^{\text{ser}}) = (2969,45 + 882) \Rightarrow M_{xt}^{\text{ser}} = 3851,45 \text{ N}$$

$$M_{yt}^{\text{ser}} = (M_{yc}^{\text{ser}} + M_y^{\text{ser}}) = (2969,45 + 882) \Rightarrow M_{yt}^{\text{ser}} = 3851,45 \text{ N}$$

- Moment max en travée :  $M_t = 0.75 \times M_{xt}$  et
- Moment max en appuis :  $M_a = -0.5 \times M_{xt}$

**Tableau 22 :** Tableau récapitulatif des sollicitations maximales

Moments panneau	$M_{tx}^u$ (daN.m)	$M_{tx}^{ser}$ (daN.m)	$M_{ax}^u$ (daN.m)	$M_{ax}^{ser}$ (daN.m)	$M_{ty}^u$ (daN.m)	$M_{ty}^{ser}$ (daN.m)	$M_{ay}^u$ (daN.m)	$M_{ay}^{ser}$ (daN.m)
(1)	331,54	288,86	-221,03	-192,57	331,54	288,86	-221,03	-192,57

**VI.4. Calcul du ferrailage de la dalle pleine :**

❖ Sens X-X et Y-Y :

a) En travées :

➤ E.L.U :

$$M_{tx}^u = 331.54 \text{ daN.m}$$

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

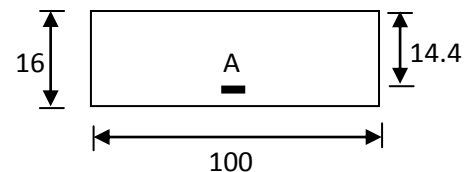
$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d_x^2} = \frac{3315,4}{14,2 \times 100 \times (14,4)^2} = 0.0113$$

$$\mu = 0.0112 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas.}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0142$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.994$$



• Détermination des armatures :

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_x} = \frac{3315,4}{348 \times 0.994 \times 14,4} = 0,67 \text{ cm}^2 / m_L$$

• Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 16 = 1.28 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$A_t = \max(A_t; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 1.28 \text{ cm}^2 / m_L$$

• Choix des armatures :

$$4T10/m_L \longrightarrow A = 3,14 \text{ cm}^2.$$

$$(T10 \longrightarrow e = 25 \text{ cm}).$$

➤ **E.L.S :**

$$M_{tx}^{ser} = 288,86 \text{ daN.m}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire sans } A' \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{tx}^u}{M_{tx}^{ser}} = \frac{331.54}{288,86} = 1.15$$

$$\frac{1.15-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.325 > \alpha = 0.151$$

• **Conclusion :**

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \\ \text{(Aucune vérification pour } (\sigma_s)) \end{array} \right\} \Rightarrow \text{les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.}$$

**b) En appuis :**

➤ **E.L.U :**

$$M_{ax}^u = -221,03 \text{ daN.m}$$

• **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

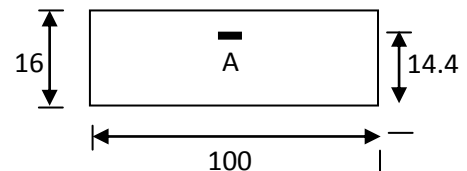
$$\mu = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d_x^2} = \frac{2210,03}{14,2 \times 100 \times (14,4)^2} = 0.008$$

$$\mu = 0.008 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.010$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.996$$



• **Détermination des armatures :**

$$A_{ax}^u = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_x} = \frac{2210,03}{348 \times 0.996 \times 13.5} = 0,44 \text{ cm}^2 / m_L$$

• **Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]**

$$A_{min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.28 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$A_t = \max(A_t; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 1.28 \text{ cm}^2 / m_L$$

- **Choix des armatures :**

$$4\text{T8}/m_L \longrightarrow A = 2,01 \text{ cm}^2.$$

$$(\text{T8} \longrightarrow e = 25 \text{ cm}).$$

➤ **E.L.S :**

$$M_{ax}^{ser} = -192,57$$

Flexion simple

Section rectangulaire sans A'

Acier FeE400

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire sans A'} \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{ax}^u}{M_{ax}^{ser}} = \frac{221,03}{192,57} = 1.15$$

$$\frac{1.15 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.325 > \alpha = 0,010$$

- **Conclusion :**

$$\checkmark \quad \bar{\sigma}_b < \sigma_b = 15 \text{ MPa}$$

✓ Fissuration peu nuisible  
maintenues.

(Aucune vérification pour  $(\sigma_s)$ )

⇒ les armatures calculées à E.L.U seront

### VI.5. Vérification des contraintes de cisaillement :

- **Tu max :**

$$T_x^u = q_a^u + q_u \times \frac{Lx}{2}$$

$$T_x^u = 1251,80 + 690 \times \frac{2}{2} = 1941,8 \text{ daN}$$

- **Calcul  $\tau_u$  :**

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{1941,8 \times 10}{(100 \times 14,4) \times 100} = 0.13 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.00 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.13 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1 \text{ MPa}$$

⇒ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires  
Il n'y a pas de reprise de bétonnage

**VI.6. Vérification de la flèche :**

-Condition de la flèche : [BAEL 91 / B.7.5]

- $\frac{h_d}{L_x} > \frac{M_{tx}^{ser}}{20 M_x^{ser}}$
- $\rho = \frac{A}{b \times d_x} < \frac{2}{f_e}$

-Vérification si la flèche est nécessaire :

$$\frac{h_d}{L_x} \geq \frac{M_{tx}^{ser}}{20M_{xt}^{ser}} \Rightarrow \frac{h_d}{L_x} = \frac{16}{200} = 0,08 > \frac{288,860}{20 \times 385,145} = 0,038 \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{3,14}{100 \times 14,4} = 0,0022 < \frac{2}{400} = 0,005 \dots \text{condition vérifiée ; } f_e \text{ en(MPa)}$$

❖ **Conclusion :** les 02 conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

A large, horizontally-oriented oval with a solid red fill and a thin blue border, centered on a white background. It contains the chapter title in white text.

**CHAPITRE VII :**  
**Etude sismique de la structure**

### **VII.1.Généralités :**

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol.

Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol.

L'Algérie est un pays où règne une activité sismique très importante. De ce fait une analyse rigoureuse est impératif pour s'assurer que la structure ne subisse de grandes déformations en cas de séisme , et que les déplacement et les dégradations soient dans les limites admissibles

La présente étude est faite en modélisant la structure en tridimensionnel 3D avec **le logiciel ETABS 2009** ,

### **VII.2.Présentation de logiciel l'ETABS :**

**L'ETABS** est un programme structural basé sur la méthode des éléments finis autonome pour l'analyse et la conception des structures civiles .il offre une interface utilisateurs intuitive portant puissante avec beaucoup d'outils pour faciliter la construction rapide et précise des modèles avec les techniques analytique sophistiquées requise pour faire les projets les plus complexes

Nom du programme:( Extended 3d analyses of building systèmes) ,Ce dernier est un logiciel qui permet de modéliser et d'analyser les bâtiments., les caractéristiques principales d'**ETABS** sont:

- **L'ETABS** est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre des nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique Q.
- Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non linière des matériaux ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différant es réglementation en vigueur à travers le monde de plus de par sa spécificité pour le calcul des bâtiments; l'ETABS offre un avantage certain par rapport au codes de calcul

à utilisation plus étendue. En effet grâce à ces diverses fonction il permet une descente de charges automatique et rapide ; un calcul automatique du centre de masse et de rigidité. Ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau . . etc)

- **L'ETABS** permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels
- Modélisation mathématique par la méthode des élément finis

### **VII.3.OBJECTIF DE L'ETUDE DYNAMIQUE:**

L'objectif initial d'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de Vibrations.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe à cause du nombre de fonctions et éléments existants dans une structure. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

### **VII.4.MODELISATION:**

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (DDL) infini par un modèle ayant un nombre de DDL fini, et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité et l'amortissement, autrement dit un modèle simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure.

Le modèle adopté comporte 16 niveaux avec un encastrement à la base.

Le modèle ne comporte que les éléments porteurs (poutres, poteaux et voiles) et les planchers, le reste des éléments est introduit comme surcharge.

La théorie des planchers rigides est mise en évidence par la déclaration de diaphragmes rigides La source des masses pour l'étude dynamique sont les charges permanentes et les surcharges d'exploitations minorées .

#### **VII.4.1 Choix de la méthode de calcul :**

- La méthode statique équivalente
- La méthode dynamique modale spectrale.

#### VII.4.2 Condition d'application pour chaque Méthode:

- **La méthode statique équivalente :**

Elle est utilisée si :

Le bâtiment ou bloc étudié, satisfait aux conditions de régularité en plan et en élévation (**prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 du RPA.99v2003**) avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III.

Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en (1), les conditions complémentaires suivantes :

- **Zone I :**

- tous groupes.

- **Zone II :**

- groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.
- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- groupe d'usage 3.

- **Zone III :**

- groupes d'usage 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

- **La méthode d'analyse dynamique modale spectrale :**

Elle peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

- **La méthode d'analyse dynamique accéléro-grammes:**

Elle peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

#### **VII.5.Choix de la méthode :**

Le choix des méthodes de calcul et la maîtrise de la modélisation de la structure doivent avoir pour objectif, une approche aussi fidèle que possible du comportement réel de l'ouvrage.

Notre choix de calcul s'est porté sur la méthode d'analyse dynamique modale spectrale et pour cause :

- Notre bâtiment appartient au groupe d'usage 2 avec une hauteur de 50 m, hors il est supérieur à la hauteur de 23 m exigé par l'article 4.1.2 du **RPA99/2003**.
- Notre ouvrage présente une configuration irrégulière en plan d'après l'article 3.5.1 du même règlement.

Toutefois, Les résultats de la méthode statique équivalente seront utilisés uniquement pour la vérification de la condition tirée de l'article 4.3.6 du **RPA99/2003**.

Il nous a semblé aussi que le logiciel de calcul (**ETABS**) était le plus adapté pour la modélisation de notre structure. Une brève présentation de ce logiciel.

#### **VII.5.1.Principe de la méthode statique équivalente :**

Le calcul statique équivalent implique la substitution au modèle dynamique des équivalents statiques qui sont censés produire les mêmes effets dynamiques. En d'autre terme, les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statique fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique. Cette action est apparentée au mouvement du sol, qui se produit dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

- **Application de La méthode :**

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales, qui représentent dans le cas général, les axes principaux du plan horizontal de la structure.

La force sismique totale **V**, appliquée à la base de la structure étudiée sera calculé selon la formule (tiré de l'article 4.2.3. du **RPA 99 v 2003**) :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$$

Avec :

**A** : coefficient d'accélération de zone.

**D** :facteur d'amplification dynamique moyen.

**Q** : facteur de qualité.

**R** : valeurs du coefficient de comportement.

**W** : Poids totale de la structure.

• **Coefficient d'accélération de zone « A » :**

Il dépend de la zone et le groupe d'usage du bâtiment, Donné par le tableau 4-1 du RPA99v 2003.

La zone d'implantation de notre structure est située à Mostaganem, classée zone **IIa** (moyenne sismicité) sur la carte de zonage sismique algérienne. Notre structure appartient au groupe d'usage 2 (ouvrages courants ou d'importance moyenne) d'après le même règlement (page 22).

$$\text{Résultat : } A = \mathbf{0,15} \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Zone IIa} \\ \text{Groupe d'usage 2} \end{array} \right.$$

• **Facteur d'amplification dynamique moyen « D » :**

Ce facteur est en fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure ( $T$ ).

$$D \equiv \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ sec} \\ 2,5 \eta (T_2/3,0)^{2/3} \cdot (3,0/T)^{5/3} & T > 3,0 \text{ sec} \end{cases} \quad (4.2)$$

$T_2$  : Période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau (4.7).

Le site d'implantation de la structure appartient à la catégorie des sites meuble ( $S_1$ ), donc  $T_2 = 0,30 \text{ sec}$

$\eta$  :facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \zeta}} \geq 0,7 \quad (4.3)$$

Où  $\zeta(\%)$  est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. La valeur de  $\zeta (\%)$  est donnée par le tableau (4.2).

Puisque notre structure est composé exclusivement de voiles en Béton armé donc :  $\zeta = 10\%$

$$\eta = \sqrt{7/(2+10)} \quad \xrightarrow{\text{vérifiée}} \quad \eta = 0,76 \geq 0,7 \dots\dots \text{Condition}$$

$T$  :la période fondamentale de la structure, elle peut être estimée à partir de la formule empirique suivante :

$$T = C_T h_N^{3/4} \quad (4.6)$$

$h_N$ : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)  
 $\Rightarrow h_N = 52,02$

$C_T$ : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6.

Le contreventement de notre structure est assuré totalement par des voiles en béton armé  
 $\Rightarrow C_T = 0,050$

$$T = 0,050 \times (52,02)^{3/4} \Rightarrow T = 0,97 \text{ Sec}$$

**Remarque :**

Dans le cas d'un contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé (ce qui est le cas pour notre structure), on peut également utiliser aussi la formule :

$$T = 0,09h_N / \sqrt{D} \quad (4.7)$$

$D$  : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$T = \min ( T ; T_x ; T_y ) \left\{ \begin{array}{l} D_x = 20,13\text{m} \\ D_y = 21,03\text{m} \\ T_x = 0,09 \times 52,02 / \sqrt{20,13} \Rightarrow T_x = 1,04 \text{ sec} \\ T_y = 0,09 \times 52,02 / \sqrt{21,03} \Rightarrow T_y = 1,02 \text{ sec} \end{array} \right.$$

Il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement par (4.6) et (4.7) [RPA99V2003].

Donc :  $T = \min ( T ; T_x ; T_y ) \Rightarrow T(x) = \min ( 0,97 ; 1,04 ; 1,02 ) \quad T(x) = 0,97 \text{ sec}$

En fin, d'après (4.2) :

$$\left. \begin{array}{l} T(x) = 0,97 \geq 3,0 \text{ sec} \Rightarrow 0,56 \text{ sec} \geq 3,0 \text{ sec} \\ T(y) = 0,97 \geq 3,0 \text{ sec} \Rightarrow 0,56 \text{ sec} \geq 3,0 \text{ sec} \end{array} \right\} \Rightarrow 2,5 \eta (T_2/3,0)^{2/3} \cdot (3,0/T)^{5/3}$$

$$D(x) = 2,5 \times 0,76 \times (0,30/3,0)^{2/3} \times (0,30/0,97)^{5/3} \Rightarrow D(x) = 0,874$$

$$D(y) = 2,5 \times 0,76 \times (0,30/3,0)^{2/3} \times (0,30/0,97)^{5/3} \Rightarrow D(y) = 0,874$$

• **Facteur de qualité « Q » :**

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent, la régularité en plan et en élévation
- La qualité du contrôle de la construction
- La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

$P_q$  : est la pénalité à retenir selon la satisfaction du critère de qualité "q" ou n (4-4) leur est donné par le tableau 4.4

On aura donc : **Tableau 23** : facteur de qualite [ (4-4) RPA99V2003

Critère q	$P_{qx}$	$P_{qy}$
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0
Redondance en plan	0	0
Régularité en plan	0,05	0,05
Régularité en élévation	0	0
Contrôle de la qualité des matériaux	0,05	0,05
Contrôle de la qualité de l'exécution	0,1	0,1
	0,2	0,2

$Q = 1 +$

$$\sum P_q = 1 + 0,2 \Rightarrow Q = 1,2$$

$$Q_x = Q_y = 1,2$$

• **Coefficient de comportement global de la structure « R » :**

Il est déterminé en fonction du système de contreventement adopté. Sa valeur unique est donnée par le tableau (4.3) [RPA99V2003]

Le système de contreventement de notre structure est constitué uniquement de voiles porteurs  $\Rightarrow R = 3,5$

• **Poids totale de la structure « W » :**

W est égal à la somme des poids  $W_i$ , calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \tag{4-5}$$

Avec :

$W_{Gi}$ : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

$W_{Qi}$ : charges d'exploitation.

$\beta$ : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5.[RPA99V2003]

Le poids totale de la structure est donnée par le logiciel de calcul « ETABS » que nous avons utilisé pour notre modélisation :  $W=63444,29$  KN

$$\text{En fin} \quad \left\{ \begin{array}{l} V_x = \frac{A \cdot D(x) \cdot Q}{R} W = \frac{0,15 \times 0,874 \times 1,2}{3,5} \times 63444,29 \\ V_y = \frac{A \cdot D(y) \cdot Q}{R} W = \frac{0,15 \times 0,874 \times 1,2}{3,5} \times 63444,29 \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} V_x = 2852,184 \\ V_y = 285,184 \end{array} \right.$$

### VII.5.2.Vérification de la condition des résultantes des forces sismique :

d'après l'article 4.3.6 du RPA99/2003, La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

?

$$V (\text{dynamique}) > 80\% V (\text{statique})$$

$$\text{Vérification :} \quad \left\{ \begin{array}{l} V_{Dx} = 5317,18 \text{KN} > 0.8V_x = 2281,747 \dots\dots \text{Condition vérifié} \\ V_{Dy} = 4295,01 \text{KN} > 0.8V_y = 2281,747 \dots\dots \text{Condition vérifié} \end{array} \right.$$

### Principe de la méthode d'analyse dynamique modale spectrale :

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.

L'action sismique est représenté par une courbe retraçant la variation d'accélération spectrale relative «  $S_a/g$  » d'un point du sol sous l'effet des secousses sismiques en fonction de la période propre de leurs oscillations non amorties.

Cette action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$S_a/g = \begin{cases} 1.25A(1+(T/T_1)(2.5\eta Q/R-1)) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta (1.25A) Q/R & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25A) Q/R (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5 \eta (1.25A) Q/R (T_2/T)^{2/3} (3/T)^{5/3} Q/R & T \geq 3s \end{cases} \quad (4.13)$$

#### VII.6. Modélisation par la méthode des éléments finis :

La modélisation par simulation numérique sur ordinateur a connu une évolution importante ces dernières années, ce qui a pour résultat :

- ✓ de mieux circonscrire les sollicitations auxquelles sont soumis les ouvrages
- ✓ de développer des méthodes de calculs
- ✓ d'obtenir un juste équilibre entre l'économie et la sécurité
- ✓ de libérer le projeteur des phases mécaniques, de l'évaluation des sollicitations statiques et dynamiques.

Il faut cependant garder à l'esprit que l'ordinateur traite le modèle de structure qu'on lui donne, même si le modèle choisi n'est pas tout à fait compatible, compte tenu de la structure et des possibilités du logiciel utilisé. Certes, tout traitement sur ordinateur comporte une « surveillance » qui lui permet de repérer les fautes de codage, mais l'erreur de jugement faite a priori dans le choix du modèle et, a posteriori, dans l'interprétation des résultats, ne peut être mise en évidence par aucun programme.

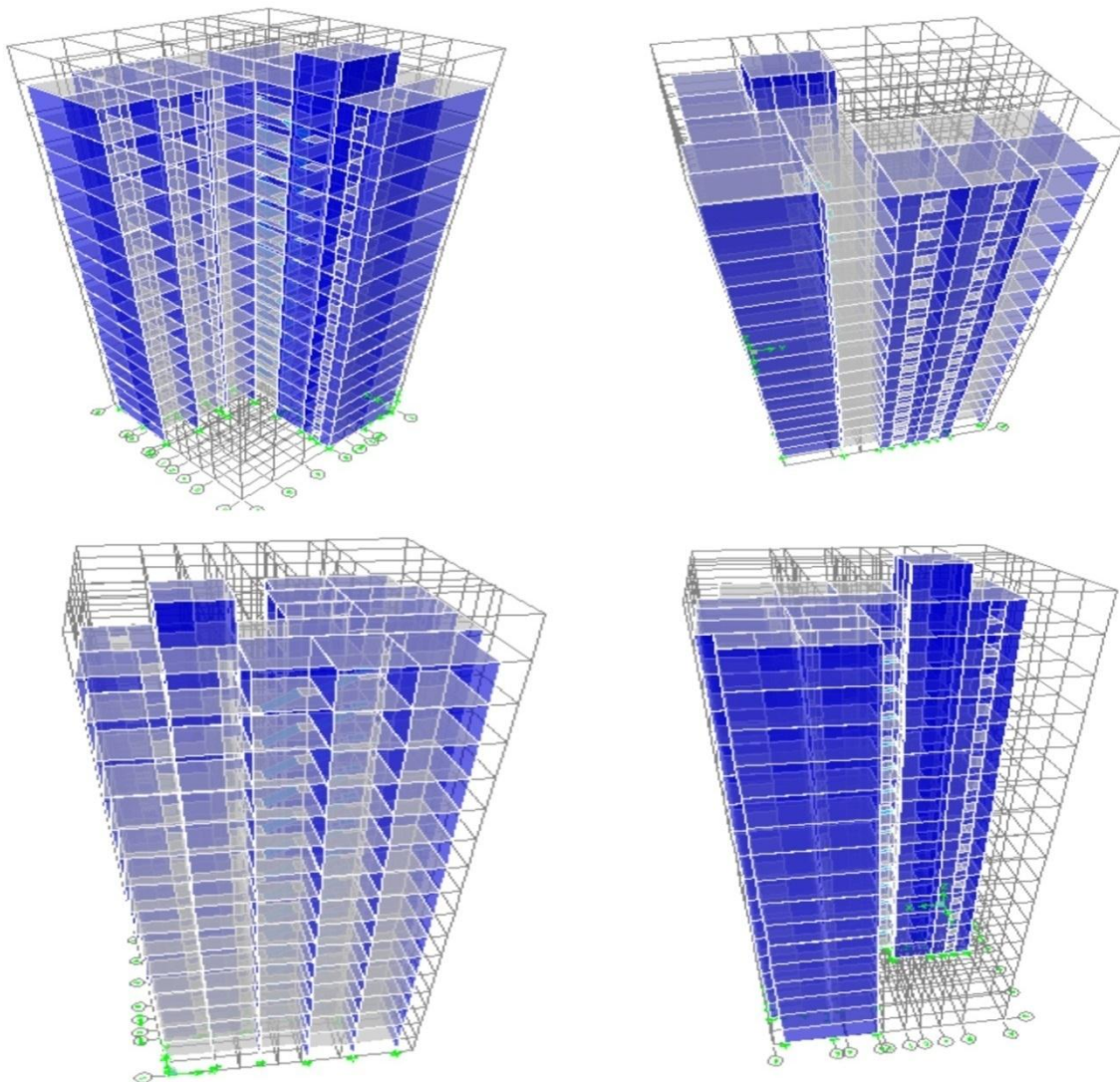
La modélisation de la structure implique la prise en compte d'un certain nombre  $N$  de degrés de liberté. Le calcul de la réponse dynamique de la structure demande le calcul d'un certain nombre  $n$  de modes propres. Afin d'optimiser ce calcul, il faut acquérir au moment de la modélisation, la certitude qu'un nombre de mode limité pourra assurer le calcul de la réponse dynamique recherchée.

D'après le RPA99/2003, les structures irrégulières en plans (notre structure), sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, doivent être représenté par un modèle tridimensionnel, encastré a la base et ou les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec un seul (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

**1) Nombre de modes à considérer :**

D'après le même règlement, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation, Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure. Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.



**Fig 53 :** modélisation de la structure

➤ Résultats de l'analyse :

Tableau 24 : Période et facteur de participation massique (en%)

Mode	Période (seconde)	UX	UY	SUM UX	SUM UY
1	0,559371	2,1833	62,7662	2,1833	62,7662
2	0,404441	66,3411	2,5777	68,5245	65,3439
3	0,381292	0,8257	1,1246	69,3502	66,4684
4	0,120831	0,7516	19,1967	70,1017	85,6651
5	0,108512	7,0071	0,3434	77,1089	86,0085
6	0,099846	11,0713	0,4263	88,1802	86,4348
7	0,055237	1,3327	2,5211	89,5128	88,9558
8	0,052418	0,8428	3,6464	<b>90,3556</b>	<b>92,6023</b>
9	0,04661	3,0834	0,0085	93,439	92,6107
10	0,035885	1,0358	0,405	94,4748	93,0158
11	0,033061	0,3302	2,4402	94,805	95,456
12	0,029184	1,1392	0,0912	95,9442	95,5472

➤ Interprétation des résultats :

1) La période fondamentale du modèle étudié, est estimé  $T_{dyn}=0,559sec$ .

Il y a lieu de vérifier l'inégalité de l'article 4.2.4.4 du RPA99/2003 :

?

$$T_{dyn} < 1,3 \times T_{emp}$$

$$\left[ \begin{array}{l} T_{emp}(x) = 0,97 \text{ sec} \\ T_{emp}(y) = 0,97 \text{ sec} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} 0,404sec < 1,3 \times 0,97 \text{ sec} \dots \text{condition vérifié} \\ 0,559sec < 1,3 \times 0,97 \text{ sec} \dots \text{condition vérifié} \end{array} \right.$$

- 2) Le premier mode est un mode translation suivant le sens (y-y)..
- 3) Le deuxième mode est un mode translation suivant le sens (x-x).
- 4) Le troisième mode est un mode de torsion .
- 5) Les facteurs de participations massiques ont atteint plus de 90% au 8ème mode pour les deux sens (x-x) , (y-y).

## 2) Calcul du centre de gravité des masses et centre de rigidité :

- **Centre de gravité des masses :**

C'est le point de passage de la force d'inertie engendrée par le tremblement de terre a niveau d'étage i.

Chaque étage possède un centre de gravité ( $C_{Mj}$ ) à priori différent de celui des autres étages. Pour déterminer les sollicitations d'un niveau i d'un bâtiment de n étages soumis à une action sismique, il faut connaître la position de la force horizontale résultante  $V_i$  appliquée au même étage.

$V_i$  étant la somme des forces d'étage au-dessus du niveau (i). elle passe par le centre de gravité ( $C_{Mi}$ ) de l'ensemble des étages situés au-dessus de l'étage i.

Le centre de gravité des masses ( $C_{Mi}$ ) est exprimé par les coordonnées  $X_{C_{Mi}}$  et  $Y_{C_{Mi}}$  suivants:

$$X_{C_{Mi}} = \frac{\sum_{j=i+1}^n m_j X_j}{\sum_{j=i+1}^n m_j} \quad Y_{C_{Mi}} = \frac{\sum_{j=i+1}^n m_j Y_j}{\sum_{j=i+1}^n m_j}$$

La position du centre de masse ( $C_{Mi}$ ) de chaque niveau n'est pas connue avec précision, car elle dépend de l'utilisation : position du mobilier, affectation des locaux en archives, salle de réunion, etc ...

- **Centre de rigidité :**

C'est le point passage de la ligne d'application  $V_i$ , telle que la rotation relative de deux planchers successifs (i et i+1), sera nulle. Cette ligne définit la position du "centre de rigidité ( $C_{Ri}$ ) des éléments structuraux verticaux du niveau i

La position du centre de rigidité ( $C_{Ri}$ ) du niveau i dépend des raideurs des éléments structuraux verticaux (colonnes, voiles, noyaux) du même niveau ainsi que les raideurs les éléments structuraux horizontaux du niveau i+1, forment des portiques avec les éléments structuraux verticaux du niveau i, de sorte qu'en fait c'est la raideur de ces portiques qui définit la position du centre de rigidité ( $C_{Ri}$ ). Sa détermination exacte est difficile, c'est pourquoi l'analyse automatique par le logiciel ETABS est indispensable afin de faciliter cette opération comme le montre le tableau ci-dessous.

Tableau 25 : Position du centre de masse et centre de Rigidité

Etage	Position du centre de masse		Position du centre de Rigidité		Excentricité	
	X <sub>cmi</sub>	Y <sub>cmi</sub>	X <sub>cri</sub>	Y <sub>cri</sub>	ex	ey
RDC	11,7	9,011	10,704	10,056	0,996	1,045
1	11,7	9,011	10,762	10,010	0,938	0,999
2	11,7	9,011	10,935	9,950	0,765	0,939
3	11,7	9,011	11,144	9,923	0,556	0,912
4	11,7	9,011	11,356	9,849	0,344	0,838
5	11,7	9,011	11,56	9,607	0,14	0,596
6	11,7	9,011	11,751	9,398	0,051	0,387
7	11,7	9,011	11,928	9,215	0,228	0,204
8	11,7	9,011	12,092	9,054	0,392	0,043
9	11,7	9,011	12,244	8,911	0,544	0,1
10	11,7	9,011	12,385	8,781	0,685	0,23
11	11,7	9,011	12,518	8,662	0,818	0,349
12	11,7	9,011	12,641	8,553	0,941	0,458
13	11,7	9,011	12,650	8,451	0,950	0,56
14	11,7	9,011	12,670	8,353	0,970	0,658
15	11,613	8,831	12,620	8,276	1,007	0,555

### 3) Effets de la torsion accidentelle :

Dans le contexte de l'action sismique, plusieurs faits sont à l'origine de la torsion des bâtiments. Il y a d'abord l'existence d'excentricités structurales entre les centres de gravité ( $C_{Mi}$ ) et les centres de rigidité ( $C_{Ri}$ ) à chaque étage. Cette excentricité résultant de la non-coïncidence de ces deux centres est dite "**naturelle**".

Il existe aussi une autre forme de torsion, issue des incertitudes et phénomènes additionnels divers qu'on appellera par la suite torsion "**accidentelle**" et qui est traduite par une **excentricité accidentelle**, additionnelle à l'excentricité structurale.

En effectuant une analyse d'un modèle 3D de notre structure à l'aide du logiciel ETABS, l'excentricité **naturelle** est automatiquement calculée ; ce n'est pas le cas de l'excentricité **accidentelle**.

D'après l'article 4.3.7 du RPA99/2003, l'excentricité accidentelle (additionnelle) est égale à  $0,05 \pm L$ , (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction. On effectuera par la suite les calculs suivants :

$$e_{x \text{ accidentelle}} = 0,05 \times L_x \Rightarrow e_{x \text{ accidentelle}} = 0,05 \times 20,13\text{m} = 1,01 \text{ m}$$

$$e_{y \text{ accidentelle}} = 0,05 \times L_y \Rightarrow e_{y \text{ accidentelle}} = 0,05 \times 21,03\text{m} = 1,05\text{m}$$

#### 4) Distribution verticale de la force sismique VK :

La résultante des forces sismiques à la base VK doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$VK = f_t + \sum f_i$$

La force concentrée  $F_t$  au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes

supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule :

$$F_i = \frac{(V - F_t) W_i h_i}{\sum_j^n W_j h_j} \quad \begin{cases} F_t = 0,07 \cdot TV \leq 0,25V \\ F_t = 0 \text{ si } T \leq 0,7s \end{cases}$$

$$F_t = 193,363$$

**Tableau 26** : Distribution verticale de la force sismique VK

X-X / Y-Y							
ETAGE	HE	Hcum	WPCUM	WP /ETAGE	SOM WJHJ	F (kN)	VK
15	3,06	45,9	4979,55	4979,55	15237,42	8494,89	8688,257
14	3,06	42,84	8895,04	3915,49	11981,4	6234,34	14922,6
13	3,06	39,78	12791,42	3896,38	11922,92	5760,78	20683,38
12	3,06	36,72	16687,8	3896,38	11922,92	5317,64	26001,02
11	3,06	33,66	20584,18	3896,38	11922,92	4874,51	30875,53
10	3,06	30,6	24480,56	3896,38	11922,92	4431,37	35306,9
9	3,06	27,54	28376,94	3896,38	11922,92	3988,23	39295,13
8	3,06	24,48	32273,32	3896,38	11922,92	3545,1	42840,23
7	3,06	21,42	36169,7	3896,38	11922,92	3101,96	45942,18
6	3,06	18,36	40066,08	3896,38	11922,92	2658,82	48601
5	3,06	15,3	43962,46	3896,38	11922,92	2215,68	50816,69
4	3,06	12,24	47858,84	3896,38	11922,92	1772,55	52589,24
3	3,06	9,18	51755,22	3896,38	11922,92	1329,41	53918,65
2	3,06	6,12	55651,6	3896,38	11922,92	886,274	54804,92
1	3,06	3,06	59547,98	3896,38	11922,92	443,137	55248,06
sum			63444,29		71537,54	55054,7	

### 5) Calcul et vérification des déplacements des planchers:

- **Déplacement maximum absolu:**

C'est des déplacements horizontaux dus aux forces sismiques ( $\delta_{ek}$ ) de chaque niveau (k) suivant les deux sens (xx) et (yy), ils seront donnés par le logiciel, comme le montre le tableau ci-après :

**Tableau 27** : Déplacement maximum absolu

Niveau	Diaphragme	CHARGE	UX (m)	CHARGE	UY (m)
Terrasse	D17	EX	0,0062	EY	0,0105
15	D16	EX	0,0058	EY	0,0089
14	D15	EX	0,0054	EY	0,0082
13	D14	EX	0,005	EY	0,0075
12	D13	EX	0,0046	EY	0,0068
11	D12	EX	0,0042	EY	0,0061
10	D11	EX	0,0037	EY	0,0054
9	D10	EX	0,0033	EY	0,0047
8	D9	EX	0,0029	EY	0,004
7	D8	EX	0,0025	EY	0,0034
6	D7	EX	0,002	EY	0,0027
5	D6	EX	0,0016	EY	0,0021
4	D5	EX	0,0013	EY	0,0016
3	D4	EX	0,0009	EY	0,0011
2	D3	EX	0,0006	EY	0,0007
1	D2	EX	0,0003	EY	0,0004
RDC	D1	EX	0,0001	EY	0,0001

- **Calcul des déplacements latéraux inter étages :**

D'après l'article 4.4.3. du RPA99/2003, le déplacement horizontal de chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suite :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}$$

$\delta_{ek}$  : déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$

R : coefficient de comportement (R = 3,5)

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égale a :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Après calcul nous obtiendront les résultats illustrés dans le tableau ci-après :

Tableau 28 : déplacements latéraux inter étages

ETAGE	UX (mm)	$\delta_{ek}$	$\Delta_k$ (mm)	UY (mm)	$\delta_{ek}$	$\Delta_k$ (mm)
Terrasse	6,2	21,7	/	10,5	36,75	/
15	5,8	20,3	1,4	8,9	31,15	5,6
14	5,4	18,9	1,4	8,2	28,7	2,45
13	5	17,5	1,4	7,5	26,25	2,45
12	4,6	16,1	1,4	6,8	23,8	2,45
11	4,2	14,7	1,4	6,1	21,35	2,45
10	3,7	12,95	1,75	5,4	18,9	2,45
9	3,3	11,55	1,4	4,7	16,45	2,45
8	2,9	10,15	1,4	4	14	2,45
7	2,5	8,75	1,4	3,4	11,9	2,1
6	2	7	1,75	2,7	9,45	2,45
5	1,6	5,6	1,4	2,1	7,35	2,1
4	1,3	4,55	1,05	1,6	5,6	1,75
3	0,9	3,15	1,4	1,1	3,85	1,75
2	0,6	2,1	1,05	0,7	2,45	1,4
1	0,3	1,05	1,05	0,4	1,4	1,05
RDC	0,1	0,35	0,7	0,1	0,35	1,05

- **Vérification des déplacements latéraux inter étages:**

D'après l'article 5.10 du RPA99/2003, 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.

$$\Delta_k \leq \bar{\Delta}$$

$\Rightarrow \bar{\Delta} = 0,01 \times h_e = 3,06 \text{ cm}$  ; donc la condition est vérifiée

**6) Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$  :**

L'effet P- $\Delta$  (P-delta) représente la tendance au renversement de la construction. Son aggravation sollicite particulièrement et de façon croissante les éléments porteurs périphériques.

D'après l'article 5.9 du RPA99/2003, L'effet P- $\Delta$  peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \times \Delta_k / V_k \times h_k \leq 0,10 \quad ?$$

$P_k$  : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "k"

$$V_k : \text{Effort tranchant d'étage au niv } P_k = \sum_{i=k}^n W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad V_k = \sum_{i=k}^n F_i$$

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

$h_k$  : Hauteur de l'étage « k ».

Les résultats des calculs sont illustrés dans le tableau ci-après :

**Tableau 29** : Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$

ETAGE	Pk	h <sub>k</sub>	$\Delta_k^x$ (m)	V <sub>k</sub>	$\theta_x$	$\Delta_k^y$ (m)	V <sub>k</sub>	$\theta_y$
Terrassé	/	3,06	/	/		/	/	/
15	4979,55	3,06	<b>0,0014</b>	8688,257	0,002	<b>0,0056</b>	8688,257	0,00026
14	8895,04	3,06	<b>0,0014</b>	14922,6	0,003	<b>0,0025</b>	14922,6	0,00027
13	12791,42	3,06	<b>0,0014</b>	20683,38	0,003	<b>0,0025</b>	20683,38	0,00028
12	16687,8	3,06	<b>0,0014</b>	26001,02	0,003	<b>0,0025</b>	26001,02	0,00029
11	20584,18	3,06	<b>0,0014</b>	30875,53	0,003	<b>0,0025</b>	30875,53	0,00031
10	24480,56	3,06	<b>0,00175</b>	35306,9	0,004	<b>0,0025</b>	35306,9	0,0004
9	28376,94	3,06	<b>0,0014</b>	39295,13	0,003	<b>0,0025</b>	39295,13	0,00033
8	32273,32	3,06	<b>0,0014</b>	42840,23	0,003	<b>0,0025</b>	42840,23	0,00034
7	36169,7	3,06	<b>0,0014</b>	45942,18	0,003	<b>0,0021</b>	45942,18	0,00036
6	40066,08	3,06	<b>0,00175</b>	48601,00	0,004	<b>0,0025</b>	48601	0,00047
5	43962,46	3,06	<b>0,0014</b>	50816,69	0,004	<b>0,0021</b>	50816,69	0,0004
4	47858,84	3,06	<b>0,0015</b>	52589,24	0,004	<b>0,0018</b>	52589,24	0,00045
3	51755,22	3,06	<b>0,0014</b>	53918,65	0,004	<b>0,0018</b>	53918,65	0,00044
2	55651,6	3,06	<b>0,0015</b>	54804,92	0,005	<b>0,0014</b>	54804,92	0,0005
1	59547,98	3,06	<b>0,0015</b>	55248,06	0,005	<b>0,0011</b>	55248,06	0,00053
RDC	63444,29	3,06	<b>0,0007</b>	55248,06	0,002	<b>0,0011</b>	55248,06	0,00026

### Conclusion :

Puisque tous les coefficients  $\theta$  suivant les deux sens et de tous les niveaux, sont inférieure à 0,10, L'effet P- $\Delta$  peut-être négligé.

## 7) Vérification au renversement

A fin de s'assurer de la stabilité du bâtiment au renversement, il faut précéder a la vérification suivent :

$$\frac{M_{\text{Stabilisateur}}}{M_{\text{renversant}}} \geq 1,5$$

$$M_S : \text{Moment stabilisateur} \rightarrow M_S = W \times \frac{L}{2}$$

$$M_r : \text{Moment renversant} \rightarrow M_r = \sum F_i \times h_i$$

W : Poids du bâtiment .

F : Force sismique au niveau i .

Sens (xx) :

W (KN)	Lx (m)	$M_S$ (KN.m)	$M_r$ (KN.m)	$M_S/M_r$	verification
63444,29	20.13	638566,78	168467,38	3.80	verifier

Sens (yy) :

W (KN)	Ly (m)	$M_S$ (KN.m)	$M_r$ (KN.m)	$M_S/M_r$	vérification
63444,29	21.03	667116,71	168467,38	3,96	verifier

A large, horizontally-oriented oval with a solid red fill and a thin blue border, centered on a white background. The text is centered within this oval.

**CHAPITRE VIII :**  
**Etude des voiles**

### VIII.1.Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces 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 que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes. Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures:

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures transversales

Après avoir fait le calcul du ferrailage pour tous les voiles, nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même type de ferrailage pour un certain nombre de niveaux, pour cela nous ferrillons nos voiles par zones:

- Zone I  $\Rightarrow$  Sous-sol. Niveaux RDC, 1 et 2
- Zone II  $\Rightarrow$  Niveaux 3, 4 et 5
- Zone III  $\Rightarrow$  Niveaux 6, 7, 8
- Zone IV  $\Rightarrow$  Niveaux 9, 10,11
- Zone V  $\Rightarrow$  Niveaux 12.....terrasse

### VIII.2.Combinaison d'action :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

$$\begin{array}{l} \text{➤ Selon le BEAL 91} \\ \left\{ \begin{array}{l} \mathbf{1,35 G + 1,5 Q} \\ \mathbf{G + Q} \end{array} \right. \end{array}$$

$$\begin{array}{l} \text{➤ Selon le RPA99 V2003} \\ \left\{ \begin{array}{l} \mathbf{G + Q \pm E} \\ \mathbf{0,8 G \pm E} \end{array} \right. \end{array}$$

### VIII.3.Les sollicitations sur les voiles :

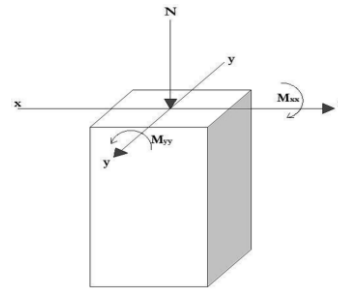
Trois cas de flexion composée sont à considérer pour la détermination de la nature de la section, tout dépend de la position de l'axe neutre (entre ou en dehors des armatures). Soit on aura :

- 1- Section entièrement tendue (SPT).
- 2- Section partiellement comprimée (SPC).
- 3- Section entièrement comprimée (SEC).

Tout en admettant que :

$N < 0$  un effort de compression.

$N > 0$  un effort de traction.



Le calcul se fera dans un cas de fissuration jugée peu préjudiciable. De ce fait, le dimensionnement sera réalisé à l'E.L.U.R et/ou l'E.L.U de stabilité de forme dans le cas de flexion composée avec effort normal de compression, et les contraintes seront vérifiées à l'E.L.U vis-à-vis de la durabilité.

#### VIII.4.Ferraillage des voiles :

Le ferraillage d'un voile en béton armé passe toujours par :

##### 1) Le ferraillage des trumeaux :

Les trumeaux seront calculés à la flexion composée avec un effort tranchant.

Moyennant la satisfaction des conditions de dimensionnement fixées par l'article **7.7.1 du RPA99/2003** et la disposition de contreventement en voiles dans deux directions orthogonales, le calcul des trumeaux se fera exclusivement dans la direction de leur plan moyen en appliquant les règles classiques de béton armé (cf. **DTR-B.C.-2.41 "CBA 93"**). Si la deuxième condition n'est pas respectée, il y a lieu de faire le calcul de vérification dans les deux directions; Le calcul dans la deuxième direction (direction orthogonale à la direction du plan moyen) doit alors se faire en suivant les règles du **DTR-B.C. 2.42 "Règles de conception des parois et murs en béton"**. Le calcul se fera dans ce cas pour des bandes verticales de largeur **d** comme suite :

$$d \leq \min \left( \frac{h_e}{2} ; \frac{2l'}{3} \right)$$

$l'$  : la longueur de la zone comprimée.

$h_e$  : la hauteur entre nus de planchers du trumeau considéré.

On devra disposer les ferrailages suivants :

- Des aciers verticaux ( article **7.7.4.1 du RPA99/2003** )
- Des aciers horizontaux ( article **7.7.4.2 du RPA99/2003** )

##### 2) Le ferraillage des linteaux :

Les linteaux sont calculés en flexion simple, (avec les efforts  $M, V$ ) On devra disposer :

- des aciers longitudinaux de flexion
- des aciers transversaux

- des aciers en partie courante (aciers de peau).

**Remarque :**

Il y a lieu d'effectuer quelques vérifications comme :

- **Vérification au flambement :** Lorsque l'effort normal est un effort de compression, il est nécessaire de vérifier l'état limite ultime de stabilité de forme, on doit justifier au flambement quand l'élanement est limité, on peut effectuer le calcul à la flexion composée à condition de prendre certaines précautions.
- **Vérification a l'effort tranchant :** les contraintes de cisaillement dans le béton est a vérifier, d'après l'article 7.7.2 du RPA99/2003.

Il faut que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u$$

Pour le voile le plus sollicité

Avec :

$$\bar{V}_U = 1,4 V_U \text{ calculer}$$

b : épaisseur du voile;

d : hauteur utile (d = 0,9.h)

h : hauteur totale de la section brute

$$V_U = 1598,57 \text{ kN} \quad \tau_u = 0,20 \times f_{c28}$$

$$\tau_u = \frac{1,4 \times 1598570}{25 \times 0,9 \times 9,30} \leq 5 \text{ MPa (C.V)}$$

**VIII.5.Règles communes :**

Lorsque la section d'acier calculée est nulle ou trop faible, le **RPA99/2003** imposent des sections minimales d'acier, qui sont les suivantes :

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

$$\text{Globalement dans la section du voile : } A_{min} = 0,15\% \times b \times h$$

$$\text{En zone courante : } A_{min} = 0,10\% \times b \times h$$

- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :  $\delta \leq \min(1,5 \times e ; 30\text{cm})$ ... en zone courante.
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins par quatre épingles au m<sup>2</sup>. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égale à :
  - ✓ 40 $\phi$  Pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible ;
  - ✓ 20  $\phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

**VIII.6.Exposition de la méthode des contraintes :**

Les contraintes maximales dans les voiles sont déterminées à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) par les formules suivantes :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M+V'}{I} \quad \sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M+V'}{I}$$

Avec :

N : effort normal appliqué.

M : Moment fléchissant appliqué.

B : Section transversale du voile.

V et V' : Bras de levier  $V = V' = \frac{L_{VOILE}}{2}$

I : Inertie du voile

➤ **Armatures verticales :**

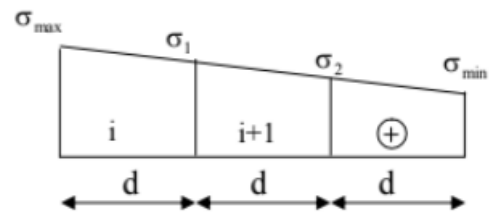
Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des Diagrammes des contraintes obtenues :

- **Section entièrement comprimée**

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$A_v = \frac{N_i + B \times f_{c28}}{\sigma_s}$$



Avec:

e: Épaisseur du voile

B: section du voile

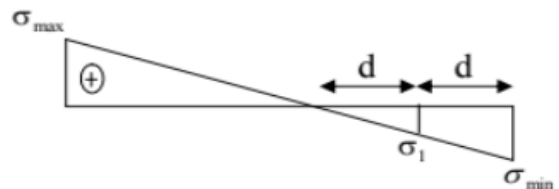
$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

- **Section partiellement comprimée :**

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$$

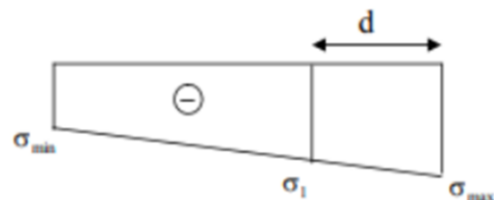
$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$$



- **Section entièrement Tendue :**

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

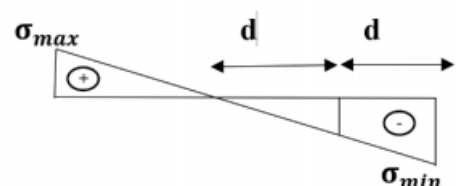


- **Section partiellement comprimée :**

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$$



➤ **Armatures minimales:**

Par mètre de parement mesuré perpendiculaire à ces armatures  $A_{min} \geq 4cm^2$

Avec B : Section de béton comprimée.  $0,2\% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0,5\%$

- Traction simple :

$$A_{min} \geq \frac{B \times f_{c28}}{f_e}$$

Avec :

B : section de béton tendue.

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0.2 % de la section horizontale du béton tendu.

**VIII.7.Détermination des sollicitations :**

Les sollicitations obtenues par le logiciel ETABS2009 (Les valeurs max unité KN) :

**Tableau 30 :** les sollicitations Selon le BEAL 91

zone	ELU			ELS		
	$N_{max}$	$M_{max}$	$V_{max}$	$N_{max}$	$M_{max}$	$V_{max}$
<b>I</b>	7257,24	1962,757	122,527	5322,28	1420,586	88,625
<b>II</b>	6065,37	1767,925	132,24	4447,39	1279,387	95,7
<b>III</b>	4737,60	1400,153	152,23	3474,63	1012,994	110,19
<b>IV</b>	3763,30	986,884	161,55	2466,83	700,383	117
<b>V</b>	1949,44	611,726	169,06	1430,59	441,829	122,53

**Tableau 31 :** les sollicitations Selon le RPA 99V2003

Zone	G + Q ± E			0,8 G ± E		
	$N_{max}$	$M_{max}$	$V_{max}$	$N_{max}$	$M_{max}$	$V_{max}$
<b>I</b>	13042,69	15574,754	1598,57	8077,91	11507,966	1596,46
<b>II</b>	10744,73	11332,091	1720,24	7569,20	8117,261	1715,83
<b>III</b>	8077,59	7735,864	1652,65	5794,91	5394,701	1666,72
<b>IV</b>	5499,50	6699,176	1442,99	4613,60	3148,363	1414,70
<b>V</b>	3061,26	2364,429	1076,76	2445,28	1506,07	1045,1

**VIII.8. Ferrailage des voiles :**

**1) Ferrailage de Trumeaux :**

En prend note de calcul voile (V11) Equivalent de (P20 sur ETABS) :

➤ **La section est partiellement comprimée**

h= 2,90 m L= 7,50 m e= 0,25 m d= 1,45

**Tableau 32** : calcul ferrailage voile 11

Zone	N	M	I	Air	V	$\sigma_{MAX}$	$\sigma_{MIN}$	Lc	$\sigma_1$	$N_{ul}$	$A_v$ ( $cm^2$ )	$av/2$ ( $cm^2$ )
(I)	11388	5127,67	8,442	1,85	3,7	8403	3908,3	2,34	6155,64	4161,789	<b>119,6</b>	<b>59,8</b>
(II)	8768,1	4660,78	8,442	1,85	3,7	6782,2	2696,8	2,1	4839,52	3317,595	<b>95,33</b>	<b>47,67</b>
(III)	6552,2	3906,67	8,442	1,85	3,7	5253,9	1829,5	1,91	3541,71	2546,478	<b>73,17</b>	<b>36,59</b>
(IV)	4550,1	2884,96	8,442	1,85	3,7	3723,9	1195,1	1,79	2459,51	1795,708	<b>51,6</b>	<b>25,8</b>
(V)	2646,9	1824,5	8,442	1,85	3,7	2230,4	631,15	1,63	1430,78	1067,852	<b>30,69</b>	<b>15,34</b>



**Fig 54** : disposition des voiles (pierre/spendrale)

Tableau 33 : Voiles sans ouverture Av/nappe (Av/2)

VOILE	L (m)	e (m)	AV/2 (cm <sup>2</sup> )	I		II		III		IV		V		ESP (cm)	ESP Z.C (cm)
				A extrémité	zone courante	A extrémité	zone courante	A extrémité	zone courante	A extrémité	zone courante	A extrémité	zone courante		
V1	8,20	0,25	64,26	4T16+16T14	34T12	4T14+16T12	34T12	4T14+16T12	34T12	4T12+16T10	34T10	4T12+16T10	34T10	7,5	18
V5	5,13	0,20	59,77	10T16	27T12	10T16	27T12	10T14	27T12	10T14	12T12	10T12	10T12	10	15
V7	3,75	0,25	36,00	10T14	20T12	10T14	20T12	10T12	20T12	10T12	10T12	10T12	10T10	7,5	15
V11	7,50	0,25	59,80	12T16	38T14	12T14	38T12	12T12	38T10	12T12	38T10	12T12	38T10	10	16
V12	6,03	0,25	72,36	16T16	26T14	16T16	26T14	16T14	26T12	16T12	26T10	16T12	26T10	7,5	20
V14	6,03	0,25	72,36	16T16	26T14	16T16	26T14	16T14	26T12	16T12	26T10	16T12	26T10	7,5	20
V15	4,36	0,25	45,00	10T16	23T12	10T16	23T12	10T14	23T12	10T14	23T12	10T12	10T12	9	15
V16	4,36	0,20	45,00	10T16	23T12	10T16	23T12	10T14	23T12	10T14	23T12	10T12	10T12	9	15
V20	9,30	0,25	66,33	18T16	39T10	18T16	39T10	18T16	39T10	18T14	39T10	18T12	39T10	10	20
V21	3,75	0,25	40,50	10T16	20T12	10T16	20T12	10T14	20T12	10T12	20T12	10T12	20T10	7,5	15

**Remarque :**

Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau Ac (2 nappes) doivent être au total d'un minimum égal à 0.20%.(RPA99v2003)

**Armatures horizontaux :**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10 .Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit,

D'après le BAEL 91 :  $A_H = \frac{A_V}{4}$  et d'après le RPA révisé 2003 :  $A_H \geq 0,15\% \times$ . En a cumule à nous projet ferrailage avec T12 pour la zone (I-II) et T10 pour tous les zone avec 15 cm d'espacement verticaux.

**Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article 7.7.4.3 du RPA99 révisé 2003.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

- **Voile avec des ouvertures :**

**Tableau 34 :** Ferrailage des trumeaux

VOILE	L (m)	e (m)	Av/2 cm <sup>2</sup>	I		II		III		IV		V		ESP Ext (cm)	ESP Z-C (cm)
				A extrémité	zone courante	A extrémité	zone courante	A extrémité	zone courante	A extrémité	zone courante	A extrémité	zone courante		
V2 (P2)	2,75	0,25	27,5	8T14	15T12	8T14	15T12	8T14	15T10	8T12	15T10	8T12	15T10	7,50	15
V3(P5)	3,20	0,20	30,5	8T14	17T12	8T14	17T12	8T12	17T12	8T12	17T10	8T12	17T10	7,50	15
V4-1(P6)	2,13	0,20	17,5	6T12	10T12	6T12	10T12	6T12	10T12	6T12	10T10	6T12	10T10	7,50	17
V4-2(P7)	1,00	0,2	10	4T12	5T12	4T12	5T12	4T12	5T12	4T12	5T12	4T12	5T12	7,50	15
V6(P3)	2,55	0,25	20,5	6T12	14T12	6T12	14T12	6T12	6T10	6T10	6T10	6T10	6T10	7,50	15
V8(P9)	2,05	0,20	17,5	6T12	10T12	6T12	10T12	6T12	10T12	6T12	10T10	6T12	10T10	7,50	15
V9(P11)	3,55	0,25	39	10T14	16T14	10T14	16T14	10T14	16T12	10T12	16T12	10T12	16T10	7,50	18
V10(P17)	4,03	0,25	47	10T14	21T14	10T14	21T14	10T14	21T12	10T12	21T12	10T12	21T12	7,50	15
V13(P12)	4,03	0,25	47	10T14	21T14	10T14	21T14	10T14	21T12	10T12	21T12	10T12	21T12	7,50	15
V17(P19)	4,83	0,25	43,8	12T14	22T14	12T14	22T14	12T14	22T12	12T12	22T12	12T12	22T12	7,50	18
V18(P22)	2,70	0,25	18	8T12	14T10	8T12	14T10	8T12	14T10	8T12	14T10	8T10	14T10	7,50	15
V19(P28)	3,75	0,2	34,15	10T14	20T12	10T14	20T12	10T14	20T10	10T12	20T10	10T10	20T10	7,50	15
V23(P32)	2,75	0,25	23,04	8T14	15T12	8T14	15T12	8T14	15T10	8T12	15T10	8T12	15T10	7,50	15
VF1(P15)	1,375	0,25	14	4T14	7T12	4T14	7T12	4T12	7T12	4T12	7T10	4T12	7T10	7,50	15
VF2(P16)	1,375	0,25	14	4T14	7T12	4T14	7T12	4T12	7T12	4T12	7T10	4T12	7T10	7,50	15
VS1(P13)	1,275	0,25	14	4T14	7T12	4T14	7T12	4T12	7T12	4T12	7T10	4T12	7T10	7,50	15
VS2(P14)	1,275	0,25	14	4T14	7T12	4T14	7T12	4T12	7T12	4T12	7T10	4T12	7T10	7,50	15

En prend note de calcul Voile (V17) Equivalent de (P19 sur ETABS) :

➤ **La section est partiellement comprimée :**

$$h = 2,90 \text{ m } L = 4,83 \text{ m } e = 0,25 \text{ m } d = \frac{2}{3} L_c (l')$$

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{min} + \sigma_{max}} L$$

**Tableau 35 : calcul voile V17**

zone	N(KN)	M(Kn/m)	I	Air	V	$\sigma_{MAX}$	$\sigma_{MIN}$	$\sigma_1$	Lc	N ul	Av (cm <sup>2</sup> )	av/2 (cm <sup>2</sup> )	A min
I	8183	2743,28	2,347	1,21	2,415	9599	3954,6	6776,79	0,94	3050,456	87,66	43,83	18,11
II	6466,7	2021,35	2,347	1,21	2,415	7434,9	3275,9	5355,44	0,985	2489,840	71,55	35,77	18,11
III	4859	1495,32	2,347	1,21	2,415	5562,4	2485,7	4024,03	0,995	1883,213	54,12	27,06	18,11
IV	3324,4	1017,83	2,347	1,21	2,415	3800,2	1706	2753,08	0,998	1291,146	37,1	18,55	18,11
V	1839,8	596,375	2,347	1,21	2,415	2137,1	910,09	1523,62	0,962	696,971	20,03	10,01	18,11

• **Ferraillages des linteaux Selon RPA 99V2003.**

**1- Premier cas :  $\tau_b \leq 0,06 f_{c28}$  [7.7.3.1]**

Les linteaux sont calculés en flexion simple, (avec les efforts M, V)

On devra disposer :

- des aciers longitudinaux de flexion ( $A_1$ )
- des aciers transversaux ( $A_t$ )
- des aciers en partie courante (aciers de peau) ( $A_c$ )

**2- Deuxième cas :  $\tau_b \geq 0,06 f_{c28}$  [7.7.3.2]**

Dans ce cas, il y a lieu de disposer les ferraillages longitudinaux (supérieurs et inférieurs), transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimum réglementaires.

Les efforts (M, V) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction), suivant l'axe moyen des armatures diagonales AD à disposer obligatoirement.

En prend note de calcul linteaux S10 de Voile 17 équivalent de P19 sur ETABS :

En a :

$$\begin{array}{llll} M = 140,707 \text{ KN/m} & h = 90 \text{ cm} & b = 20 \text{ cm} & f_e = 400 \text{ MPa} \\ T = 228,820 \text{ KN} & L = 120 \text{ cm} & d' = 2,5 \text{ cm} & f_{c28} = 25 \text{ MPa} \end{array}$$

$$\tau_b = \frac{1,4 \times 228820}{250 \times 0,9 \times 900} \geq 0,06 f_{c28}$$

$$\tau_u = 1,58 \geq 1,5$$

➤ Pas de rupture par cisaillement et Présence d'armatures diagonales

$$A_D = \frac{V}{2 f_e \sin \alpha} \quad (7.7.3.2 \text{ RPA } 99V2003)$$

Avec :  $\alpha = 35,31$  .

$$A_D = \frac{228820}{2 \times 400 \times (\sin 35,31)} = 4,95 \text{ cm}^2$$

Choix d'armature : **4T14 = 6.16 cm<sup>2</sup>**

**1. Acier longitudinaux :**

$$A_l = 0,15\% \times b \times h = 3,375 \text{ cm}^2$$

Choix d'armature : **4T12 = 4,5 cm<sup>2</sup>**

**2. Acier des peaux :**

$$A_c = 0,20\% \times b \times h = 4,5 \text{ cm}^2$$

Choix d'armature : **4T12 = 4,5 cm<sup>2</sup>**

**3. Aciers transversaux : cadre, étrier Ø8**

**Tableau 36 : calcul ferrailage linteaux**

V2(P2)	Longueur	(A1 . A1')	At	AC	AD
<b>Linteaux S1</b>	1	4T12	Ø8	4T12	4T16
<b>V3-V9(P5/P11)</b>					
<b>Linteaux S2</b>	1,2	4T12	Ø8	4T12	4T14
<b>V4(P6/P7)</b>					
<b>Linteaux S3</b>	2	6T10	Ø8	7T10	4T14
<b>V6(P3)</b>					
<b>Linteaux S4</b>	1,2	4T12	Ø8	4T12	4T14
<b>V8(P9)</b>					
<b>Linteaux 1 S2</b>	1,2	4T12	Ø8	4T12	4T14
<b>linteaux 2 S6</b>	1	4T12	Ø8	4T12	4T16
<b>V10-V13 (P17/P12)</b>					
<b>Linteaux S8</b>	1,1	4T12	Ø8	4T12	4T14
<b>V17 (P19)</b>					
<b>Linteaux S10</b>	1,2	4T12	Ø8	4T12	4T14
<b>V18(P22)</b>					
<b>Linteaux S11</b>	1,2	4T12	Ø8	4T12	4T14
<b>linteaux S13</b>	1,25	4T12	Ø8	5T12	4T14
<b>V19(P28)</b>					
<b>Linteaux S12</b>	1,2	4T12	Ø8	4T12	4T14
<b>V22-V23(P36/P32)</b>					
<b>Linteaux S16</b>	1	4T12	Ø8	4T12	4T16
<b>VF</b>					
<b>Linteaux 1 S5</b>	1	4T12	Ø8	4T12	4T12
<b>Linteaux 2 S5</b>	1	4T12	Ø8	4T12	4T12
<b>VS</b>					
<b>Linteaux 1 S7</b>	1,35	4T12	Ø8	6T10	4T12
<b>Linteaux 2 S7</b>	1,35	4T12	Ø8	6T10	4T12



**CHAPITRE IX :**  
**ETUDE DE**  
**L'INFRASTRUCTURE**

### **IX.1.Introduction :**

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causée par les sous dimensionnement des fondations. Celles-ci doivent transmettre au sol, les charges verticales, les charges sismiques horizontales. Cela exige d'une part une liaison efficace des fondations avec la superstructure, et d'autre part, un bon ancrage au niveau du sol.

### **IX.2.Définition :**

Une fondation se définit comme un élément architectural qui assure la transmission et la répartition des charges de cet ouvrage dans le sol (poids propre du bâtiment, forces climatiques et surcharges liées à son utilisation).

Les fondations d'un bâtiment représentent un enjeu essentiel, car elles forment la partie structurelle qui s'oppose au tassement et aux infiltrations. Selon la capacité portante,

Les forces mises en jeu et les tassements admissibles, soit une fondation superficielle, semi-profonde ou profonde, Le choix dépend de plusieurs paramètres dont :

- La nature du sol (dur, ferme, meuble).
- Le type de contreventement de la structure.
- La profondeur du bon sol.....etc.

### **IX.3.Etude du voile périphérique :**

Les voiles périphériques constituent une caisse rigide qui résiste aux efforts tranchants dus au séisme.

D'après le RPA99/version 2003 le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- Epaisseur  $\geq 15$  cm.
- Les armatures sont constituées de 2 nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures dans les 2 sens (horizontal et vertical) est de  
 $\Rightarrow$ Un recouvrement de  $40 \emptyset$  pour les renforcements des angles.

$\Rightarrow$  On adopte une épaisseur  $e = 15$  cm.

$\Rightarrow$  La hauteur du voile périphérique = 5 m.

#### **➤ Calcul des sollicitations :**

**▶ Le moment fléchissant maximum est donnée par la formule suivante :**

$$M_{max} = \frac{2ph}{9\sqrt{3}} \quad \text{Avec} \quad Q = \frac{P_i \times h}{2} ; P_i = \gamma_d \times h \times K_0$$

$$K_0 : \text{Coefficient de poussé} \Rightarrow K_0 = \operatorname{tg}^2\left[\left(\frac{\pi}{4}\right) - \left(\frac{\phi}{2}\right)\right]$$

$$h = 5 \text{ m}$$

$$\gamma_d = \text{poids spécifique du remblai} \Rightarrow \gamma_d = 1,8 \text{ t/m}^3$$

$$\varphi : \text{Angle de frottement interne du remblai} \Rightarrow \varphi = 27^\circ$$

$$P_i = 3.17 \text{ t/m}$$

$$Q = 7,153 \text{ t}$$

$$\text{D'où : } M = 1,835 \text{ t.m}$$

► **Calcul du ferrailage vertical :**

Le ferrailage se fera en flexion simple avec fissuration très préjudiciable (le calcul se fera à l'ELS).

$$M_{ser} = 1,835 \text{ t} = 18,35 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage sera fait pour une bande de section  $(1,00 \times 0,16) \text{ m}^2$

$$\overline{\sigma}_{st} = 165 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_{ser}}{\overline{\sigma}_{bc} \times b \times d^2} = \frac{18350}{14,2 \times 100 \times 15,84^2} = 0,051$$

$$\alpha = 0,066$$

$$\beta = 0,97$$

$$A_s = \frac{M_{ser}}{\overline{\sigma}_{st} \times \beta \times d} ; A_s = 7,21 \text{ cm}^2$$

► **Condition exigées par le RPA99/V2003 :**

Le **RPA99/V2003** préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens et sera disposé en deux nappes.

$$A_t = 0,10\% \times 100 \times 16 = 1,6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t = 0,10\% \times 100 \times 16 = 1,6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

⇒ **Choix des armatures verticales :**

$$T12/\text{ml} \rightarrow A = 7,53 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ avec } (T12 \rightarrow e = 15 \text{ cm})$$

⇒ **Choix des armatures verticales :**

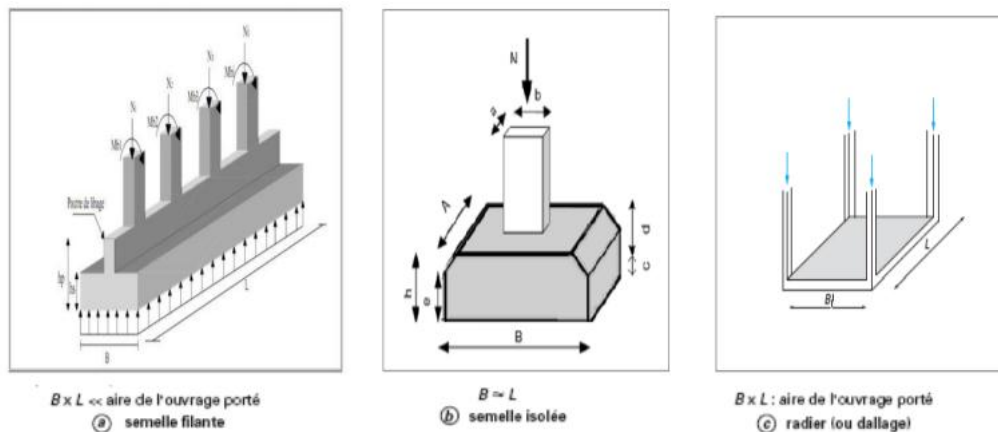
$$T12/\text{ml} \rightarrow A = 7,53 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ avec } (T12 \rightarrow e = 15 \text{ cm})$$

### IX.4. Classification des fondations :

Pour les fondations, on distingue :

#### ❖ Fondations superficielles :

- **Les semelles isolées** : Dont les dimensions en plan B et L sont toutes deux au plus de quelques mètres ; cette catégorie inclut les semelles carrées ( $B/L = 1$ ) et les semelles Circulaires (de diamètre B).
- **Les semelles filantes** : Généralement de largeur B modeste (au plus quelques mètres) et de grande longueur L ( $L/B > 10$ ).
- **Les radiers ou dallages** : de dimensions B et L importantes ; cette catégorie inclut les radiers généraux



**Fig 55** : les types des fondations

#### ➤ Type des fondations superficielles :

##### ❖ Fondations profondes :

- Fondations sur puis (semi profondes).
- Fondations sur pieux (profondes).

##### ❖ Fondations spéciales :

- Fondation avec sous pression d'eau.
- Fondation en terrain instable.
- Fondation anti-vibratile.

### IX.5. Conclusion et Recommandions de rapport de sole [L.H.C.O-2010/2014] :

- L'infrastructure des éléments structuraux des sous-sols éventuels et les systèmes de fondations doivent former un ensemble résistant et rigide, prenant appuis, a un minimum d'ancrages de 2,20 m.
- Les fondations doivent être ancrées dans le massif de calcaire dur compact
- la fondation rencontrée et l'allure, nous permettent de retenir, sans craindre aucun problème particulier, une contrainte admissible de 2 bars sous les fondations.
- Néanmoins il faut empêcher toute venue d'eau pour préserver les caractéristiques de la sole

#### ➤ **Combinaison de calcul :**

Le dimensionnement des fondations superficielles, selon la réglementation parasismique Algérienne [7], Article 10.1.4.1), se fait sous les combinaisons suivantes :

- **Situation durable et transitoire :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 1.35 G + 1.5 Q \\ \text{ELS : } G + Q \end{array} \right.$$
- **Situation accidentelle :**

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8 G \pm E \end{array} \right.$$

### IX.6. Vérification des semelles filantes :

La surface de la semelle sera déterminée en vérifiant la condition :

$$\frac{N}{S_{semelle}} \leq \bar{\sigma}_{sol} \implies S_{semelle} \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$N_s = 68469.19 \text{ KN}$

$$\frac{68469,19}{200} \geq 50 \% \text{ de } S_b$$

La surface du bâtiment est:  $S_b = 282 \text{ m}^2$

#### ➤ **Conclusion :**

La surface totale des semelles occupent plus de 50% de la surface d'emprise de l'ouvrage, par conséquence nous étions obligés d'envisager la solution du radier général comme fondation.

Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) minimise la forte pression apportée par la structure.
- La réduction des tassements différentiels.
- Néglige les irrégularités ou l'hétérogénéité du sol
- La facilité d'exécution

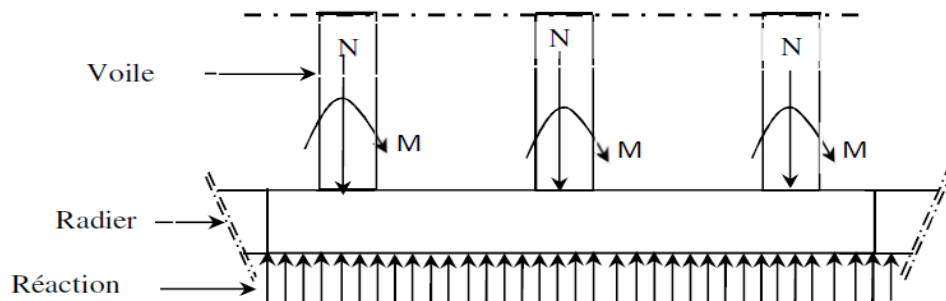
### **IX.7. Etude du radier :**

#### **1) Généralité :**

Le radier est constitué par une semelle générale couvrant toute la surface au sol du bâtiment, il se présente aussi sous la forme d'un plancher renversé, composé d'un système de poutres orthogonales et d'un hourdis (dalle pleine) au contact du sol.

Le radier est sollicité par les réactions du sol, qui s'oppose à son poids propre et au poids de la structure.

Le système de poutre appartenant au radier a pour rôle, la distribution des charges conséquentes de la structure transmise par le billet de voiles (le cas de notre structure) ou de poteaux. .



**Fig 56 : coupe d'un radier**

#### **2) Pré dimensionnement du radier :**

##### **➤ Hauteur du radier :**

Le pré- dimensionnement du radier consiste à déterminer son hanteur pour, La quelle il résistera aux efforts apportés par la superstructure et ceux apportées par l'effet de sous - pression, cette hauteur doit satisfaire les quatre conditions suivantes :

- 1- Condition forfaitaire
- 2- Condition de rigidité
- 3- Condition de non cisaillement
- 4- Condition de non poinçonnement

A note que le radier va déborder de 50 cm de chaque coté.

**a) Condition forfaitaire :**

$$\frac{L}{8} \leq h \leq \frac{L}{5}$$

Avec :

L : la plus grande portée du panneau

$$L = 6.03 \rightarrow 75,375 \leq h \leq 120,6 \rightarrow h = 0,85 \text{ m}$$

**b) Condition de rigidité :**

Pour qu'un plancher soit rigide, il faut que :

$$L \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

Avec :

$$L_e : \text{Longueur élastique donnée par : } L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

Avec :

Le : longueur élastique donnée par :

K : coefficient d'élasticité du sol ;

Pour un sol de densité moyenne,  $K=40\text{MN}/\text{m}^3$  (HENRY THONIER) ;

Conception et Calcul des structures de bâtiment.

E : module d'Young du béton ( $E=3 \times 10^4 \text{ MPa}$ ) ;

I : inertie du radier

B : largeur du radier.

Pour notre cas :  $L=6,03\text{m}$ .

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left(\frac{2L}{\pi}\right)^4}$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times 40}{3 \times 10^4} \left(\frac{2 \times 6,03}{\pi}\right)^4} \longrightarrow h \geq 0,96 \text{ m}$$

**c) Condition de non cisaillement :**

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0.15}{\gamma_b} \cdot f_{c28}; 4\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{T^{\max}}{b \times 0.9h} \quad [\text{BAEL91/A5.1,1}]$$

$$h \geq \frac{T_u^{\max}}{0.9 \times b \times \bar{\tau}_u}$$

$\tau_u$  : Contrainte tangente ;

$\bar{\tau}_u$  : Contrainte tangente admissible ;

$T^{\max}$  : Effort tranchant max.

$$T^{\max} = \max(T_x^{\max}; T_z^{\max})$$

On a  $\frac{Lx}{Ly} = \frac{375}{603} = 0,62 \Rightarrow$  le panneau travaille suivant deux directions.

Donc :

1. Pour les panneaux de dalle de forme régulière.

- **Calcul  $q_u$  :**

La surface du radier est de :  $S = 282 \text{ m}^2$

Le poids de superstructure :  $G_s = 63444,29 \text{ KN}$

Le poids de Voile périphérique  $G_p = 82,92 \times 0,16 \times 5 \times 25 = 1658,4$

$$q_u = 1,35 \frac{G}{S} + 1,5Q$$

$$q_u = 1,35 \frac{63444,29 + 1658,4}{282} + 1,5 \times 5 = 319,16 \text{ KN/m}^2$$

$$T_x = q \cdot \frac{Lx \cdot Ly}{3Ly} = 319,16 \frac{3,75 \times 6,03}{3 \times 6,03} = 400,93 \text{ KN}$$

$$T_y = q \frac{Lx \times Ly}{2 \times Ly + Lx} = 319,16 \frac{3,75 \times 6,03}{2 \times 6,03 + 3,75} = 456,48 \text{ KN}$$

$$h \geq \frac{456,48}{0,9 \times 1 \times 2,5 \times 10^3} = 0,30 \text{ m} \Rightarrow h \geq 30 \text{ cm}$$

**d) Condition de non poinçonnement :**

Il faut que :

$$N_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \dots \dots \dots (A.5.2,42 \text{ BAEL91}) ; \quad \text{avec:}$$

$U_c$  : Périmètre du contour cisailé sur le plan moyen du radier ;

$h$  : Epaisseur du radier .

$$U_c = 2(a_1 + b_2) \Rightarrow \begin{cases} a_1 = a + h \\ b_1 = b + h \end{cases}$$

$$\Rightarrow U_c = 2(a+b+2h)$$

$$0,45h^2 + 1763h - 7257240 \geq 0 \dots \dots \dots h \geq 54 \text{ avec}$$

Pour satisfaire les quatre conditions précédemment, soit  $h = 100 \text{ cm}$

Le radier sera étudié comme un plancher renversé (Radier générale)

**3) Ferrailage du radier :**

$$L_X = 3,75\text{m} \quad L_Y = 6.03 \text{ m}$$

Soit :  $G_0$  le poids propre du radier.

$$G_0 = \rho \times e = 25 \times 1 = 25 \text{ KN/m}^2$$

**a- Calcul des sollicitations****➤ Calcul a l'ELU**

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} = \frac{93444,39}{282} = 331,36 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_u = q_u + 1.35G_0 = 331,36 + 1.35 \times 25$$

$$Q_u = 365,11 \text{ KN/m}^2$$

$$L_X = 3,75 - 0.25 = 3.5 \text{ m}$$

$$L_Y = 6,03 - 0.25 = 5.78 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_X}{L_Y} = \frac{3.5}{5,78} = 0,60 > 0.4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\begin{cases} \mu_X = 0,0822 \\ \mu_Y = 0,2948 \end{cases} \quad (\text{Annexé 3})$$

$$\begin{cases} M_{0X} = \mu_X \times Q_u \times L_X^2 \\ M_{0Y} = \mu_Y \times M_{0X} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0X} = 0,0822 \times 365,11 \times 3,5^2 = 368,64 \\ M_{0Y} = 0,2948 \times 358,58 = 108,675 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{0X} = 368,64 \text{ kN/m} \\ M_{0Y} = 108,675 \text{ kN/m} \end{cases}$$

**b- Calcul des moments corrigé :**

$$\text{En travée} \begin{cases} M_{tX} = 0,75 \times M_{0X} = 0,75 \times 368,64 = \mathbf{276,48 \text{ KN.m}} \\ M_{tY} = 0,75 \times M_{0Y} = 0,75 \times 108,675 = \mathbf{81,50 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

$$\text{En appuie} \begin{cases} M_a = 0,5 \times M_{0X} = 0,5 \times 368,48 = \mathbf{184,24 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

- **Ferraillage de la dalle radié :**

- **Sens x-x :**

- **En travée :**

Le ferraillage se fait pour une section  $(b \times h_d) = (1 \times 1)m^2$

$$\mu_{bc} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{c28}} = \frac{276,48 \times 10^3}{100 \times 90^2 \times 14,2} = 0,024 < \mu_l = 0,393$$

$\Rightarrow A' = 0$  Pas d'armature comprimée

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,03$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow (1 - 0,4 \times 0,03) = 0,988$$

$$A_s = \frac{M_t}{d \times \beta \times \sigma_s} \Rightarrow A_s = \frac{279,48 \times 10^3}{90 \times 0,988 \times 348} = 8,94 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **En appui :**

$$\mu_{bc} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{c28}} = \frac{184,24 \times 10^3}{100 \times 90^2 \times 14,2} = 0,016$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,02$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) \Rightarrow (1 - 0,4 \times 0,02) = 0,992$$

$$\Rightarrow A_s = \frac{184,24 \times 10^3}{90 \times 0,992 \times 348} = 5,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Sens Y-Y :

- En travée :

Le ferrailage se fait pour une section  $(b \times h_d) = (1 \times 1)m^2$

$$\mu_{bc} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{c28}} = \frac{81,50 \times 10^3}{100 \times 90^2 \times 14.2} = 0,007 < \mu_l = 0.393$$

$\Rightarrow A' = 0$  Pas d'armature comprimée

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,009$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) \Rightarrow (1 - 0.4 \times 0,009) = 0,996$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} \Rightarrow A_s = \frac{81,50 \times 10^3}{90 \times 0,996 \times 348} = 2,61 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- En appuis :

$$\mu_{bc} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{c28}} = \frac{184,24 \times 10^3}{100 \times 90^2 \times 14.2} = 0,016$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,02$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) \Rightarrow (1 - 0.4 \times 0,02) = 0,992$$

$$\Rightarrow A_s = \frac{184,24 \times 10^3}{90 \times 0,992 \times 348} = 5,93 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

➤ **Condition de non fragilité :**

Pour une dalle d'épaisseur  $e > 12\text{cm}$  et  $\rho > 0.4$ , la section d'armature est :

$$\text{En travée} \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2}\right) \times b \times h_d \\ A_x^{\min} = \rho_0 \times b \times h_d \end{cases}$$

Avec :  $\rho_0 = 0.0008$  pour les FeE400

$$A_x^{\min} = 0.0008 \left(\frac{3-1}{2}\right) \times 100 \times 100 = 8 \text{ cm}^2$$

$$A_x^{\min} = 0.0008 \times 100 \times 100 = 8 \text{ cm}^2$$

- En appuis :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_t}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 90 \times \frac{2.1}{400} = 10,86 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 10,86 \text{ cm}^2$$

• Le choix d'armature :

$$A_s < A_{min} \text{ Donc on prend } A_s = A_{min} = 8 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow 6\text{HA}14 = 9.24 \text{ cm}^2$$

Calcul d'espacement selon le B.A.E.L.99

**Tableau 37** : Résultats du Ferrailage du radier à l'E.L.U.

Position	Sens	$M_u$ (KN.m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{choisir}$ (cm <sup>2</sup> )	$S_t$ (cm)
En travée	X-X	218,820	8,94	8	7HA14=10.78	15
	Y-Y	60,876	2,71	8	7HA14=10.78	15
An appuis	X , Y	145,880	5,91	10,86	6HA16=12,06	17

• Vérification de l'effort tranchant :

$$V_u^x = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4}$$

$$V_u^x = \frac{365,11 \times 3.5}{2} \times \frac{5,78^4}{3.5^4 + 5.78^4} = 563,22 \text{ KN}$$

$$V_u^y = \frac{365,11 \times 5,78}{2} \times \frac{3,5^4}{3.5^4 + 5.78^4} = 125,05 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} = \frac{563,22 \times 10^3}{1000 \times 900} = 0.629 \text{ MPA} < \tau_{adm} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.16 \text{ MPA}$$

D'onc Le ferrailage transversal n'est pas nécessaire

- **Vérification à l'ELS :**

$$q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{68469,19}{282} = 242,80 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{ser} = q_{ser} + G_0 = 242,80 + 25 = 267,80 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{cases} \mu_X = 0,0870 \\ \mu_Y = 0,4672 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0X} = \mu_X \times Q_{ser} \times L_X^2 \\ M_{0Y} = \mu_Y \times M_{0X} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0X} = 0,0870 \times 267,80 \times 3,5^2 = 285,41 \\ M_{0Y} = 0,4672 \times 285,41 = 133,34 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{0X} = 285,41 \\ M_{0Y} = 133,34 \end{cases}$$

- **Calcul des moments corrigé :**

$$\text{En travée} \begin{cases} M_{tX} = 0,75 \times M_{0X} = 0,75 \times 285,41 = 214,06 \text{ KN.m} \\ M_{tY} = 0,75 \times M_{0Y} = 0,75 \times 133,34 = 100,005 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{En appuie} \{ M_a = 0,5 \times M_{0X} = 0,5 \times 285,41 = 142,71 \text{ KN.m} \}$$

- **Etat limite de service (ELS) :**

- 1) **En appuie :**

- **Vérification de la contrainte maximale du béton comprimé  $\sigma_b$  :**

$$D = \frac{15 \times A_u}{b} = \frac{15 \times 12,06}{100} \Rightarrow D = 1,809$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} \Rightarrow E = 2 \times d \times D \Rightarrow E = 2 \times 90 \times 1,809 \text{ et donc } E = 325,62$$

$$D' \text{ où } y_1 = 16,33 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A_u \times (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times (16,33)^3}{3} + 15 \times 12,06 \times (90 - 16,33)^2 \Rightarrow I = 1126949,7 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_{ax}^{ser}}{I} = \frac{142,71 \times 10^3}{1126949,7} \Rightarrow k = 0,13$$

$$\text{Enfin } \sigma_b = k \times y_1 = 0,13 \times 16,33 \Rightarrow \sigma_b = 2,12 \text{ MPa} < 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

**Conclusion :**

- $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa}$
  - La fissuration est peu nuisible (aucune vérification pour  $\sigma_s$ )
- } Les armatures calculées à l'ELU seront maintenues

**2) En travée :****Vérification de la contrainte maximale du béton comprimé  $\sigma_b$  :**

$$D = \frac{15 \times A_u}{b} = \frac{15 \times 10,78}{100} \Rightarrow D = 1,617$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} \Rightarrow E = 2 \times d \times D \Rightarrow E = 2 \times 90 \times 1,617 \text{ et donc } E = 291,06$$

$$D' \text{ où } y_1 = 15,52$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A_u \times (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times (15,52)^3}{3} + 15 \times 10,78 \times (90 - 15,52)^2 \Rightarrow I = 1021604 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_{\text{ax}}^{\text{ser}}}{I} = \frac{214,06 \times 10^3}{1021604} \square k = 0,21$$

$$\text{Enfin } \sigma_b = k \times y_1 = 0,21 \times 10,78 \quad \sigma_b = 2,26 \text{ MPa} < 0,6 f_{C28} = 15 \text{ MPa}$$

**• Conclusion :**

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu nuisible (aucune vérification pour  $\sigma_s$ )

} Les armatures calculées à l'ELU seront maintenues

## CONCLUSION

L'élaboration de ce projet nous a permis l'amélioration des connaissances concernant le béton armé, l'expérience dans le calcul et la conception tout en tenant compte des critères de sécurité et d'économie. Ces calculs sont fondés sur une meilleure utilisation des règlements plus récents et des logiciels qu'on a appris durant toute cette étude tels que : **AUTO CAD** et **ETABS v9.7.4**, dans la mesure de bien interpréter les fichiers résultats.

Il est à mentionner que le travail présenté contient plusieurs diversités et complexité vue ayant une forme irrégulière, de grandes portées ; aussi l'importance des murs voiles et leur exigence.

L'ingénieur en génie civile n'est pas un calculateur seulement mais il faut proposer des solutions raisonnables et efficaces sur le terrain ; d'une manière général une conception justifiée doit prendre en compte premièrement la sécurité pour éviter carrément les dégâts humain et matériel, sans oublier l'économie et le temps d'exécutions.

En fin nous espérons que ce projet sera pour nous le point de départ dans le domaine pratique.

## **REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUER**

- 1) D.T.R.-B.C.-2.48 (Règles parasismique algériennes RPA99/VERSION 2003).CGS.
- 2) Béton Armé B.A.E.L 91 (Jean Pierre MOUGIN)-Eyrolles.
- 3) D.T.R.-B.C. 2-41 (C.B.A.93).
- 4) DTR B.C. 2.2.
- 5) «Le coffrage pour le béton armé» F.PIERRE.1980.
- 6) «Cours de construction» Lakhdar YAMANI..
- 7) «La construction en zone sismique». Edition Le Moniteur 1999. Victor DAVIDOVICI.
- 8) «Construire parasismique». Edition parenthèses 1996. Milian ZACEK.
- 9) A.BENMEHIDI, A.MATTALAH. Mémoire Mostagnem .2018
- 10) « *as study of 'rohan – abhilsha* » [ [www.irjet.net](http://www.irjet.net)].2017
- 11) A.DAROUANE, M.TAYEB. Mémoire Mostaganem.2019

## Les annexes

### Annexe 1 : tableau ferrailage

Section en  $cm^2$  de 1 à 20 armatures de diamètre  $\emptyset$  en mm

$\emptyset$	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,5
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,1
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,7
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,2
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,6	163,4
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,6	175,9
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,6	188,5
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,7	201,1
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,7	213,6
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,8	226,2
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	92,27	152,8	238,8
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,8	251,3

*Section en  $cm^2$  de 1 à 20 armatures de diamètre  $\phi$  en mm.*

### Annexe 2 (BAEl 91 )

TAB. 6.4 – Valeurs de  $M_1$  ( $M_2$ ) pour  $\rho = 1$

$U/l_x$	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
$V/l_y$											
0.0	/	0.224	0.169	0.14	0.119	0.105	0.093	0.083	0.074	0.067	0.059
0.1	0.3	0.21	0.167	0.138	0.118	0.103	0.092	0.082	0.074	0.066	0.059
0.2	0.245	0.197	0.16	0.135	0.116	0.102	0.09	0.081	0.073	0.064	0.058
0.3	0.213	0.179	0.151	0.129	0.112	0.098	0.088	0.078	0.071	0.063	0.057
0.4	0.192	0.165	0.141	0.123	0.107	0.095	0.085	0.076	0.068	0.061	0.056
0.5	0.175	0.152	0.131	0.115	0.1	0.09	0.081	0.073	0.066	0.058	0.053
0.6	0.16	0.14	0.122	0.107	0.094	0.085	0.076	0.068	0.062	0.054	0.049
0.7	0.147	0.128	0.113	0.099	0.088	0.079	0.072	0.064	0.057	0.051	0.047
0.8	0.133	0.117	0.103	0.092	0.082	0.074	0.066	0.059	0.053	0.047	0.044
0.9	0.121	0.107	0.094	0.084	0.075	0.068	0.061	0.055	0.049	0.044	0.04
1.0	0.11	0.097	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057	0.05	0.047	0.041	0.03

NOTA : Pour avoir les valeurs de  $M_2$  ; il suffit de permuter U et V.

**Annexe 3 ( Annaxe E3 BAEL 91 )**

$\alpha = \frac{\ell_x}{\ell_y}$	État-limite ultime ELU et état-limite de service ELS (sauf déformations)		État-limite de déformation	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
0,40	0,1101	0,0906	0,1121	0,2854
0,45	0,1036	0,1319	0,1051	0,3234
0,50	0,0966	0,1803	0,1000	0,3671
0,55	0,0894	0,2345	0,0936	0,4150
0,60	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672
0,65	0,0751	0,3613	0,0805	0,5235
0,70	0,0684	0,4320	0,0743	0,5817
0,75	0,0621	0,5105	0,0684	0,6447
0,80	0,0561	0,5959	0,0628	0,7111
0,85	0,0506	0,6864	0,0576	0,7794
0,90	0,0456	0,7834	0,0528	0,8502
0,95	0,0410	0,8875	0,0483	0,9236
1,00	0,0368	1,0000	0,0441	1,0000

\*  $\mu_y = 0,25$  pour  $\alpha = 0,563$