



وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE
LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

جامعة عبد الحميد ابن باديس
Université Abdelhamid Ibn Badis Mostaganem
كلية العلوم والتكنولوجيا
Faculté des Sciences et de la Technologie
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



N° d'ordre : M2. /GC/2022

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES DE MASTER ACADIMIQUE

Filière : Génie-civil

Option : Structure

Thème

**Etude d'une tour en RDC+ s/sol +15 étages en
coffrage tunnel situé dans la ville de Mostaganem**

Présenté par :

- **MENSOURI Asma**
- **KADDOUR Rachida**

Soutenu le 06/07/2022 devant le jury composé de :

Encadrent :	Mr SABEUR BEENDEHIBA	Université de Mostaganem
Examineur :	Dr. MEHALA Toufik	MAA Université de Mostaganem
président :	Dr. BELBACHIR Nesrine	MAA Université de Mostaganem

Remercîment

Toute notre parfaite gratitude, grâce et remerciement sont à Allah le plus puissant, clément et Miséricordieux qui nous a donné la force, le courage et la volonté d'élaborer ce travail.

*C'est avec une profonde reconnaissance et une considération particulière que nous remercions notre promoteur **Mr SABEUR Bendehiba** Maître de conférences A à l'université de Mostaganem pour sa disponibilité de tous les instants ainsi que ses conseils avisés qui ont rendu ce travail possible.*

*Nous adressons également nos vifs remerciements à **BELBACHIR Nesrine** Maître de Conférences à l'Université de Mostaganem, d'avoir bien voulu présider le jury.*

*Nous sommes également très reconnaissants **MEHALAH Toufik** Maître Assistant à l'Université de Mostaganem, d'avoir accepté d'examiner ce travail.*

Nos remerciements s'adressent également :

A tous nos enseignants durant toutes les étapes de notre parcours universitaire, sans exception.

A tous ceux qui nous ont assistés de près ou de loin dans la réalisation de ce projet de fin d'étude.

DEDICACE

Je dédie ce modeste travail à :

*A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, **ma mère** qui a été à mes côtés et ma soutenue durant toute ma vie, et **mon père** qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.*

*A mon directeur de mémoire Docteur : **SABEUR ; Bendehiba** que Dieu le garde en bonne Santé.*

*A mon frère **Mohammed**.*

A toute la famille (Fatima, abdkader et sa femme fatma, Miloud et sa femme Djamila, Amina, Sid Ahmed, Mustapha, Ghali ; Zineb, Hammidou et Hamza) et les enfants : yacine, khalil ; zakaria, adam.

*A tous mes amies **Salima, Aicha et Dawya** et*

Houaria

En fin, je remercie mon âme sœur et mon binôme

*Melle KADDOUR **Rachida** qui a contribué à la*

réalisation de ce modeste travail.

A Vous.

Asma

DEDICACE

On dédie ce travail surtout à nos parents grâce à eux que nous avons trouvé le chemin de la réussite et que nous avons pu suivre convenablement de longues études. Ainsi de nous avoir supportés, dans les deux sens du terme. Sans leur travail et leur courage, rien n'aurait été possible. On ne leur sera jamais trop reconnaissant, ainsi qu'à tous les membres de notre famille, à nos amis (es) et tous ceux qui nous aiment.

Rachida

Résume :

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. à usage d'habitation

Le bâtiment situé à la commune de SAYADA, Cité EL **HACHEM**, 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. 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.

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.

For dwelling use, The building is located in the commune of SAYADA, residential EL WIAM, Wiley 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 Rules Algerian Earthquake Resistant (RPA99 2003 version) and codes of reinforced concrete (CBA 93 BAEL 91).

The dynamic study was performed using the software ETAPS v9.7.4.

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.

مخلص

يهدف هذا العمل إلى دراسة مبنى مكون من طابق ارضي بالإضافة إلى 15 طابق للاستخدام السكني، المبنى الواقع في بلدية صيادة حي حشم ولاية مستغانم التي تنتمي إلى منطقة زلزالية متوسطة (المنطقة الثانية - أ) ، وهي عبارة عن هيكل مدعم بنظام الجدران الداعم (الساندة) مع تقنية صندوق الأنفاق تم التصميم وفقا لقواعد الجزائرية لمقاومة الزلازل RPA 99V2003 وقوانين الخرسانة المسلحة BAEL91 و CBA91. وتم الإجراء الدراسة الديناميكية باستخدام برنامج ETABS وأدت دراسة البنية التحتية إلى أساس عام بسبب أهمية الأحمال المنقولة إلى سطح.

Sommaire

Introduction générale.....	18
Chapitre I : Etude présentation de la technique coffrage tunnel.	
I. LE COFFRAGE SIMULTANE DES MURS ET DES PLANCHERS (LE COFFRAGE TUNNEL)	20
I.1 Historique :	20
I.2. Les banches lourdes :	20
I.2 Principe et définition :	21
I.2.1 Définition :	21
I.2.2.Les problèmes de décintrage et les différents types de coffrages tunnel :	21
I.3.Les accessoires du coffrage tunnel :	22
I.4 .Etapas d'exécutions :	24
I.5 Domaine d'application :	31
Chapitre II : Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux	
II.1. Présentation du projet :	33
II.2.Caractéristique de l'ouvrage :	33
II.3. Données du site :	33
II.4. Caractéristiques de l'ouvrage.....	34
II.5. Les éléments structuraux :	35
II.6.Caractéristiques mécaniques des matériaux :	38
II.6.1.Le Béton :	38
II.6.2.Les constituants du béton.....	38
II.6.3 La résistance caractéristique du béton :	42
II.7.Modules de déformation longitudinale :	45
II.8 - Contraintes limites :	46
II.8.1-Etat limite ultime (E.L.U) :	46
II.8.2 -Etat limite de service (E.L.S)	47
II.8.3. Acier	48
II.8.3.1 Les aciers utilisés en béton armé	48
II.9.Hypothèses de calcul aux états limites	51
II.10.Actions et sollicitations.....	52
II.10.1- Les actions	52
Conclusion :	54

Chapitre III : Pré-dimensionnement des éléments résistants

III.1. Introduction :	56
III.2.Plancher à dalle pleine :	56
III.2. 1Justifications et vérifications :	57
III.3. Descente de charges :	59
III.3.1 Les charges permanentes :	59
III.3.2.Les charges d'exploitations :	60
III.4. Les voile :	61

Chapitre IV : Etude des éléments non structuraux

IV.1.Etude Des Escaliers :	64
IV.1.1.Définition :	64
IV.1.2 Dimensionnement :	65
IV.1.3.Descente des charges des escaliers :	66
IV.1.4. Calcul du ferrailage :	69
Conclusion :	72
IV.1.5.Calcul du 1er Type :	74
IV.2. L'acrotère :	79
IV.2.1 Définition :	79

Chapitre V : Etude des planchers

Introduction :	87
V.1 Principe de calcul :	87
V.2 Les conditions d'appuis :	89
V.3 Les étapes de calcul :	91
V.3.1 Distribution des panneaux de dalle sur le plan :	91
V.3.2 Calcul de l'enrobage :	92
V.3.3 Calcul des sollicitations :	93
V.3.4 Détermination des armatures :	100
V.3.5 Vérification de la flèche :	114

Chapitre VI : Etude d'ascenseur

VI.1. Introduction :	116
VI.1.1 Caractéristiques des ascenseurs.....	116
VI.2. Descente de charges :	117
VI.3-Etude du plancher :	121

VI.4.Descente des charges :	126
VI.5 - Calcul du ferrailage de la dalle pleine.....	129
VI.6- Vérification des contraintes de cisaillement :	131
VI.7- Vérification de la flèche :	131

Chapitre VII Etude sismique de la structure

VII.1. Généralités :	133
VII.2. Présentation de logiciel l'ETABS :	133
VII.3. OBJECTIF DE L'ETUDE DYNAMIQUE :	134
VII.4. MODELISATION	134
VII.4.1. Choix de la méthode de calcul :	134
VII.4.2. Condition d'application pour chaque méthode :	135
VII.5 Choix de la méthode de calcul :	136
VII.5.1.Principe de la méthode statique équivalente :	136

Chapitre VIII Etude des voiles

VIII.1.Introduction :	154
VIII.2.Combinaison d'action :	154
VIII.3.Les sollicitations sur les voiles :	155
VIII.4.Ferrailage des voiles :	155
VIII.5.Règles communes :	157
VIII.7.Détermination des sollicitations :	160
VIII.8. Ferrailage des voiles :	161

Chapitre XI Etude Fondation

IX.1. Introduction :	167
IX.2. Définition :	167
IX.3. Etude du voile périphérique :	167
IX4 : calcul des sollicitations :	168
IX.5.Conclusion et Recommandions de rapport de sole [L.H.C.O-2010/2014] :	171
IX.6.Vérification des semelles filantes :	171
IX.7.Etude du radier :	173
Conclusion	200

Liste des figure

Chapitre I : Etude présentation de la technique coffrage tunnel.

Fig 01 : schéma des banches classiques.	20
Fig 02 : Schéma du système coffrage tunnel.....	22
Fig 03 : une demi-coquille sur chantier.....	23
Fig 04 : image 3D du vérin à vice et de la roue.....	23
Fig 05 : Passer elles de dé coffrage.....	23
Fig 06 : la mise en œuvre des fondations étant finie.....	24
Fig07 : le coulage des talonnettes achevé.....	24
Fig 08 : la mise en place des demi-coquilles.....	25
Fig 09 : chambre de coffrage.....	25
Fig 10 : la solidarisation de deux demi-coquilles.....	26
Fig 11 : mise en place de la 3 ^{ème} coquille.....	26
Fig 12 : mise en place pour les restes coquilles.....	26
Fig 13 : Mise en place des banches pignon.....	27
Fig 14 : le décoffrage après le durcissement.....	27
Fig 15 : le coffrage pour les restes étages.....	28
Fig16 : le coffrage pour les restes étages (sur chantier).....	29

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

Fig17 : Plan de situation du projet.....	32
Fig 18 : Plan niveau RDC	34
Fig 19 : Titre de figure.....	35
Fig 20 : Schéma de l'escalier.....	35
Fig21 :Schéma des acrotères.....	36

Fig22 : Brique creuse.....	36
Fig 23 : ascenseur.....	37
Fig 24 : Les composants du béton.....	39
Figure 25 : Ecrasement d'éprouvettes.....	41
Fig 26 : Evolution de la résistance f_{Cj} en fonction de l'âge du béton.....	42
Fig 27 : Rapport d'essai de compression.....	43
Fig 28 : Evolution de la résistance du béton à la traction f_{tj} en fonction de celle à la Compression f_{cj}	43
Fig29 : Diagramme contraintes déformations.....	45
Fig30 : Diagramme Contraintes Déformations « E.L.S ».....	46
Fig31 : Diagramme contraintes déformations de l'acier.....	49

Chapitre III : Pré-dimensionnement des éléments résistants

Fig 32 : Dimension d'un panneau de dalle.....	56
Fig 33 : Coupe de voile en plan à gauche, en élévation à droite.....	61

Chapitre IV : Etude des éléments non structuraux

Fig34 : schéma d'escalier du notre structure.....	64
Fig35 : schéma d'escalier des marches porteuses.....	67
Fig36 : schéma de moment fléchissant.....	69
Fig37 : schéma d'effort tranchant.....	69
Fig 38 : Dessin du ferrailage de la marche porteuse.....	73
Fig 39 : Schéma le moment fléchissant ELU.....	73
Fig 40 : Schéma statique d'un escalier a paillasse avec un 2 palier de repos.....	73
Fig 41 : Schéma le moment fléchissant ELS.....	75
Fig 42 : Schéma le moment tranchant ELU.....	77
Fig43 : schéma d'un acrotère bas.....	79
Fig 44 : schéma d'un acrotère haut.....	80

Chapitre V : Etude des planchers

Fig 45 : Schéma d'un panneau continu au de là de ses appuis.....	87
Fig 46 : Schéma des panneaux de dalle sur le plan.....	90
Fig 47 : Enrobage.....	91

Chapitre VI : Etude d'ascenseur

Fig 48 : la cage d'ascenseur.....	115
Fig 49 : dimensionnement de la cabine.....	116
Fig 50 : Abaque de détermination de suspentes.....	118
Fig 51 : Schéma de la surface d'impact.....	121
Fig 52 : dimensions de panneau de dalle d'ascenseur.....	123
Fig 53 : Chargement de panneau.....	123
Fig 54 : dimensions de panneau de dalle d'ascenseur	125
Fig 55 : Section de calcul en travée (x-x).....	128
Fig 56 : Section de calcul en appui (x-x).....	128

Chapitre VII Etude sismique de la structure

Fig 57 : le centre de masse.....	141
Fig 58 : modélisation de la structure.....	142

Chapitre VIII Etude des voiles

Fig 59 : Les sollicitations sur les voiles.....	154
Fig 60 : Disposition vertical des armatures dans les voiles.....	157
Fig 61 : Liaisons des trumeaux par les linteaux.....	162
Fig 62 : Dispositions des linteaux.....	163
Fig 63 : Linteau du 1 er cas.....	163
Fig 64 : Linteau du 2ème cas.....	163

Chapitre XI Etude Fondation

Fig 65. : les types des fondations.....	169
Fig 66 : coupe d'un radier.....	172

Fig 67: Dimensions de la poutre.....	176
Fig 68 : Encrage de la structure.....	182
Fig 69 : Section de calcul dans le sens xx.....	185
Fig 70 : Section de calcul dans le sens yy.....	193
Fig 71 : Schéma statique du.....	183

Liste des tableaux

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

Tableau 01 : La composition d'un mètre cube (m ³) de Béton.....	40
Tableau 02 : La limite d'élasticité de l'acier.....	48

Chapitre III : Pré-dimensionnement des éléments résistants

Tableau 03 : Les charges permanentes de plancher terrasse.....	58
Tableau 04 : Les charges permanentes de plancher étage courant.....	59

Chapitre IV : Etude des éléments non structuraux

Tableau 05 : Charge permanente de la volée « G ».....	66
Tableau 06 : Charge permanente de la Palier « G ».....	66
Tableau 07 : Charge permanente de la marches porteuses « G ».....	67
Tableau 08 : Tableau récapitulatif des résultats.....	68

.....

Tableau 09 : les moments fléchissant des différents panneaux dalles constituant le plancher terrasse.....	97
--	----

Tableau 10 : tableau des moments fléchissant des différents panneaux de dalles constituant le plancher étage courant.....	98
--	----

Chapitre VI Etude d'ascenseur

Tableau 11 : caractéristiques des câbles.....	119
Tableau12 : Tableau récapitulatif des résultats.....	125
Tableau 13 : Tableau récapitulatif des sollicitations maximales.....	127

Chapitre VII Etude sismique de la structure

Tableau 14 : facteur de qualité [(4-4) RPA99V2003.....	138
Tableau 15 : Période et facteur de participation massique (en%).....	143
Tableau 16 : Position du centre de masse et centre de Rigidité.....	146

Tableau 17 : Distribution verticale de la force sismique VK.....	147
Tableau 18 : Déplacement maximum absolu.....	148
Tableau 19 : déplacements latéraux inter étages.....	149
Tableau 20 : Justification vis-à-vis de l'effet $P\Delta$	151
Tableau 21 : les sollicitations Selon le BEAL 91.....	159
Tableau 22 : les sollicitations Selon le RPA 99V2003.....	159
Tableau 23 : calcul voile V6.....	160
Tableau 24 : Ferrailage des trumeaux.....	161
Tableau 25 : calcul ferrailage linteaux.....	164

Chapitre XI Etude Fondation

Tableau 26 : Dimension de la poutre.....	177
Tableau 27 : Sollicitations (moments) suivant les sens x et le sens y.....	183
Tableau 28 : récapulatif des sollicitations maximales appuis et travées.....	184
Tableau 29 : Tableau récapitulatif des sollicitations.....	196

Liste des notations

- σ_{sol}** : Contrainte admissible du sol.
: Résistance à la compression.
 f_{tj} : Résistance à la traction.
 E_{ij} : Déformations instantanées.
 E_{vj} : Déformations différées.
 ν : Coefficient de poisson.
 τ_u : Contrainte admissible de cisaillement.
 τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.
 f_{bc} : Contrainte de calcul.
 γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.
 σ_{bc} : Contrainte du béton.
: Déformation du béton en compression.
 γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.
G : Action permanente.
Q : Action d'exploitation.

E : Action accidentelle.
A : Facteur d'accélération de la zone.
 C_p : Facteur de la force horizontale.
: Module d'élasticité longitudinal.
 β : Valeur du coefficient de pondération.
W : Poids total de la structure.
: Poids de la charge permanente.
: Poids de la charge d'exploitation
N : Effort normale.
T : Effort tranchant.
R : Coefficient de comportement de la structure.
Q : Facteur de qualité.
 M_u : Moment à l'état limite ultime.
 M_s : Moment à l'état limite service.

Mt : Moment en travée.

Ma : Moment en appuis.

Ast : Aire d'une section d'acier.

At : Section d'armatures transversales.

Ar : Section d'armatures de répartition.

μu : Moment ultime réduit.

fe : Limite d'élasticité de l'acier.

St : Espacement.

ELU : Etat limite ultime.

ELS : Etat limite service.

I : Moment d'inertie.

g : Accélération de la pesanteur.

δk : Déplacement relatif.

δek : Déplacement du aux force sismique.

Δk : Déplacement admissible

Introduction générale

Introduction générale

L'Algérie est soumise à de grandes activités risques sismiques. Les récents tremblements de terre qui ont secoué l'Algérie cours de ces trois dernières décennies, ont causé d'énormes pertes humaines et des dégâts matériels importants.

Il est nécessaire de bien comprendre le phénomène des tremblements de terre qui est à l'origine de mouvements forts du sol, il existe un danger représenté par ce choix (construction verticale) à cause des dégâts comme le séisme qui peuvent lui occasionner, chaque séisme important on observe un regain d'intérêt pour la construction parasismique.

Le projet qui nous a été confié porte sur l'étude d'un bâtiment usage habitations en (RDC+s/sol +15) à wilaya de **Mostaganem (la zone sismique III)** il est contreventé par des voiles porteurs, technique coffrage tunnel.

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 définir et présenter 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 chapitre, pour l'étude des éléments secondaires.
- ✚ Le cinquième chapitre, pour l'étude des planchers.
- ✚ Le sixième chapitre, pour l'étude d'ascenseur.
- ✚ 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.
- ✚ de la structure.
- ✚ Le quatrième

Chapitre I

Présentation de la Technique coffrage tunnel

I. LE COFFRAGE SIMULTANE DES MURS ET DES PLANCHERS (LE COFFRAGE TUNNEL)

I.1 Historique :

La réussite d'un projet de construction repose sur un élément essentiel : des matériaux Appropriés. L'évolution humaine et notre niveau de vie ont été influencés par nos choix de matériaux dans la construction de bâtiments. En fait, la plupart des matériaux utilisés aujourd'hui le sont depuis 400 ans.

Le développement des matériels et des matériaux de construction à lui aussi contribué à L'industrialisation de ces techniques. Après l'apparition du béton il y plus de 100 ans, sa fabrication en grande quantité été devenu facile et rapide sur site grâce à l'emploi des centrales à béton, cela a permis de le mettre en œuvre dans des moules directement sur le chantier de construction.

I.2. Les banches lourdes :

- **Définition** : Les banches sont des éléments verticaux souvent métalliques servant de moules aux voiles. Elles ont la hauteur du mur à construire. Leur taille dépend des fabricants mais Elles sont assemblables pour pouvoir couler la longueur de paroi voulue.
- **I.2.1. Les banches classiques** : L'équipage de banches Pour couler un voile il faut bien Évidemment poser deux banches, une de chaque côté du mur. L'ensemble de ces 2 banches est appelé « équipage de banches ». Le schéma ci-contre représente un équipage de banche Classique type «OUTINORD». peuvent être métalliques ou en bois, elles offrent :
 - ✚ Une rapidité de mise en place
 - ✚ Le monolithisme de la structure
 - ✚ Belle aspect de surface

Un déplacement rapide des moules Pour couler un voile il faut bien évidemment poser deux banches, une de chaque côté du mur ou du voile.

L'ensemble de ces deux banches est appelé« équipage de banche ». Le schéma ci-contre représente un équipage de banche classique. On peut distinguer :

A- Plateforme de travail pour les ouvriers

B- Plancher de travail

C- Echelle

- D- Etai tire-pousse pour réglage
- E- Vérin de réglage
- F- Verrouillage
- G- Peau coffrant en tôle
- H- Barrière de sécurité
- I- Portillon
- J- Raidisseurs verticaux
- K- Raidisseurs horizontaux

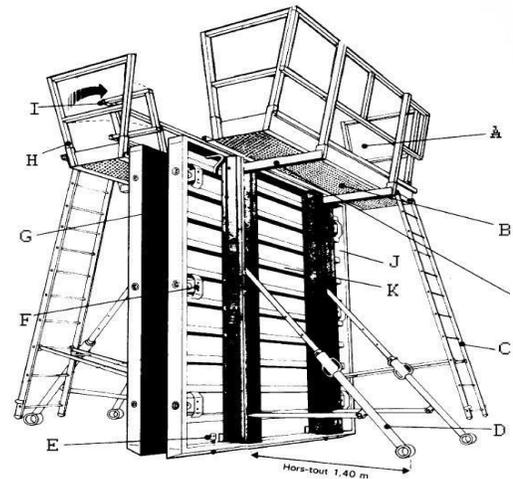


Fig 01 : schéma du banches classiques .

I.2 Principe et définition :

I.2.1 Définition :6+6

La technologie tunnel qui permet de réaliser des dalles et des voiles dans une même opération est très utilisée dans les zones sismiques et pour des structures simples et répétitives. 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). Un coffrage standardisé, qui intègre des solutions systématiques anticipées, offre une trame métrique simple, l'assemblage de banches de dimensions différentes est alors possible, et sa conception permet un gain de temps important au moment de l'utilisation des technologies avancées pour la production de coffrages en acier a permis d'obtenir des coffrages tunnels solides, légers et durables la planification.

I.2.2. 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 coffrant, on prévoit donc des vérins verticaux places en pied des faces coffrant sont verticaux. Le rapprochement des parties verticales pourra se faire :

- Soit en coupant le tunnel en deux coquilles rendues indépendantes par un verrou de clé et une coupe biaisée, on a alors un tunnel demi-coquille avec des jambes de force amovibles ou repliables pour assurer la stabilité des coquilles seules
- Soit articulant un panneau ou en déformant la partie horizontale pour rapprocher le bas des surfaces coffrées. On a alors un tunnel mono-coquille. Les systèmes de réglage de verticalité d'horizontalité dépendent du modèle et du mécanisme décoffrage utilisé.

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. Ils peuvent être monoblocs ou composés de deux **demi-coquilles** que l'on assemble rigidement entre elles par verrouillage au moment du réglage et du bétonnage.

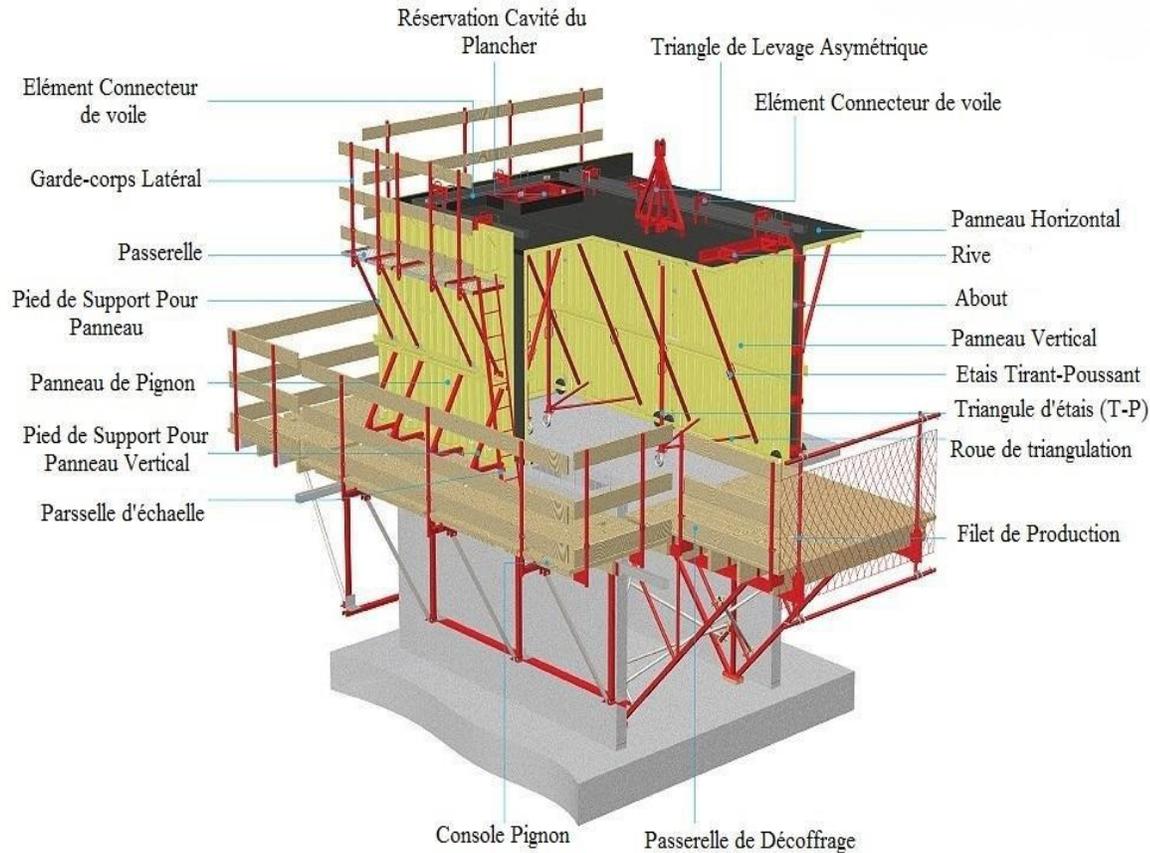


Fig 02 : Schéma du système coffrage tunnel

a) 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 N demi portée de la dalle de plancher. On peut également avoir un troisième panneau vertical latéral comme c'est indiqué sur la figure (Fig 2), quand il s'agit de couler une chambre entouré de trois voiles.

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

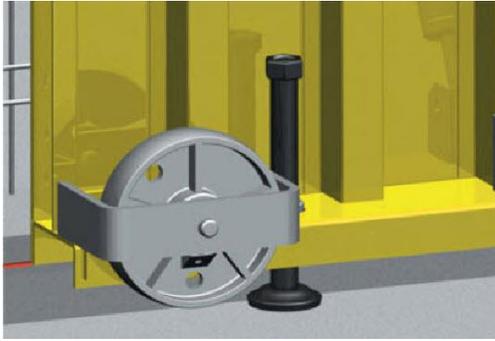


Fig 03 : une demi-coquille sur chantier



Fig 04 : image 3D du vérin à vice et de la roue

b) 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 assurent la sécurité du personnel.

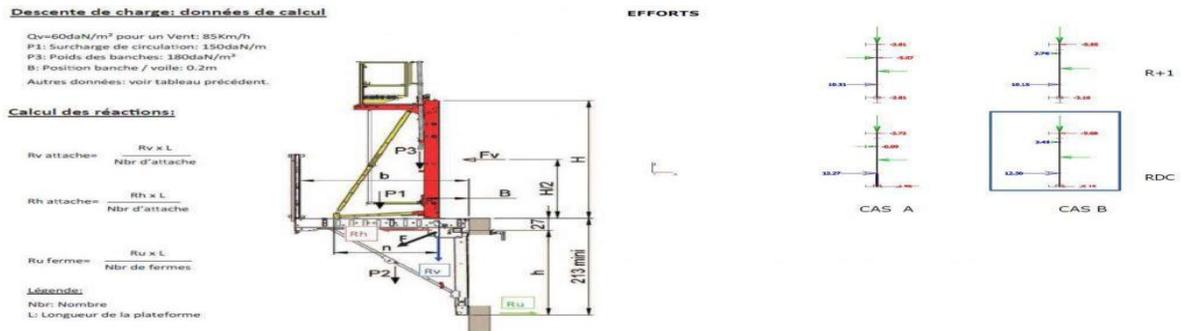


Fig 05 : Passerelles de décoffrage.

I.4 .Etapas d'exécutions :

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

▪ **1er 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 06 : la mise en œuvre des fondations étant finie

▪ **2ème étape :**

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



Fig 07 : 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.

▪ **3ème 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 08 : la mise en place des demi-coquilles

▪ **4ème 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 demis coquilles pour pouvoir les bien solidariser.

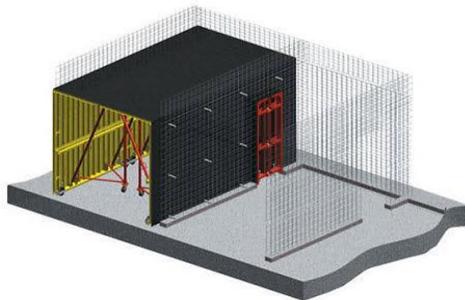


Fig 09 : chambre de coffrage

▪ **5ème étape :**

Solidariser 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 1ère chambre



Fig 10 : la solidarisation de deux demi-coquilles

▪ **6ème étape :**

Mise en place de la 3ème demi coquille au dos de la 1er demi coquille. Régalage de la 3ème demi-coquille au même niveau que le 1ère et les solidarisées à l'aide d'entretoises ou de tirants avec écrous spéciale

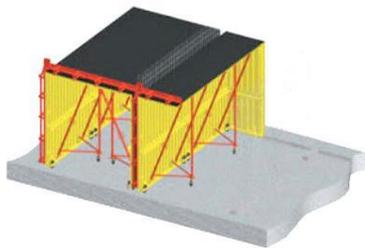


Fig 11 : mise en place de la 3^{ème} coquille

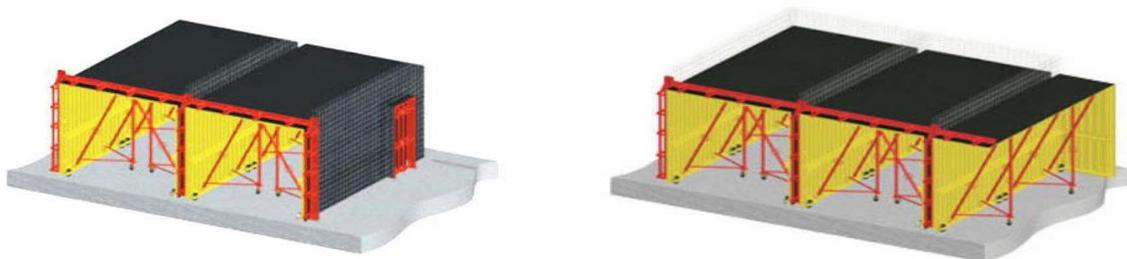


Fig 12 : mise en place pour les restes coquilles

▪ **7ème étape :**

Mise en place des banches pignon. Mise en place du ferrailage des dalles au-dessous des chambres de coffrage et prévoir d'éventuelles réservations (tuyaux 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.

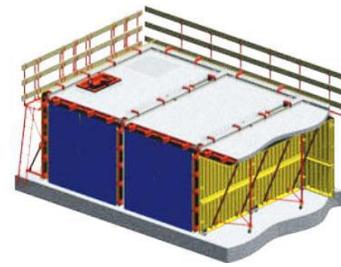


Fig 13 : Mise en place des banches pignon

▪ **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 câbles à une grue.



Fig 14 : le décoffrage après le durcissement

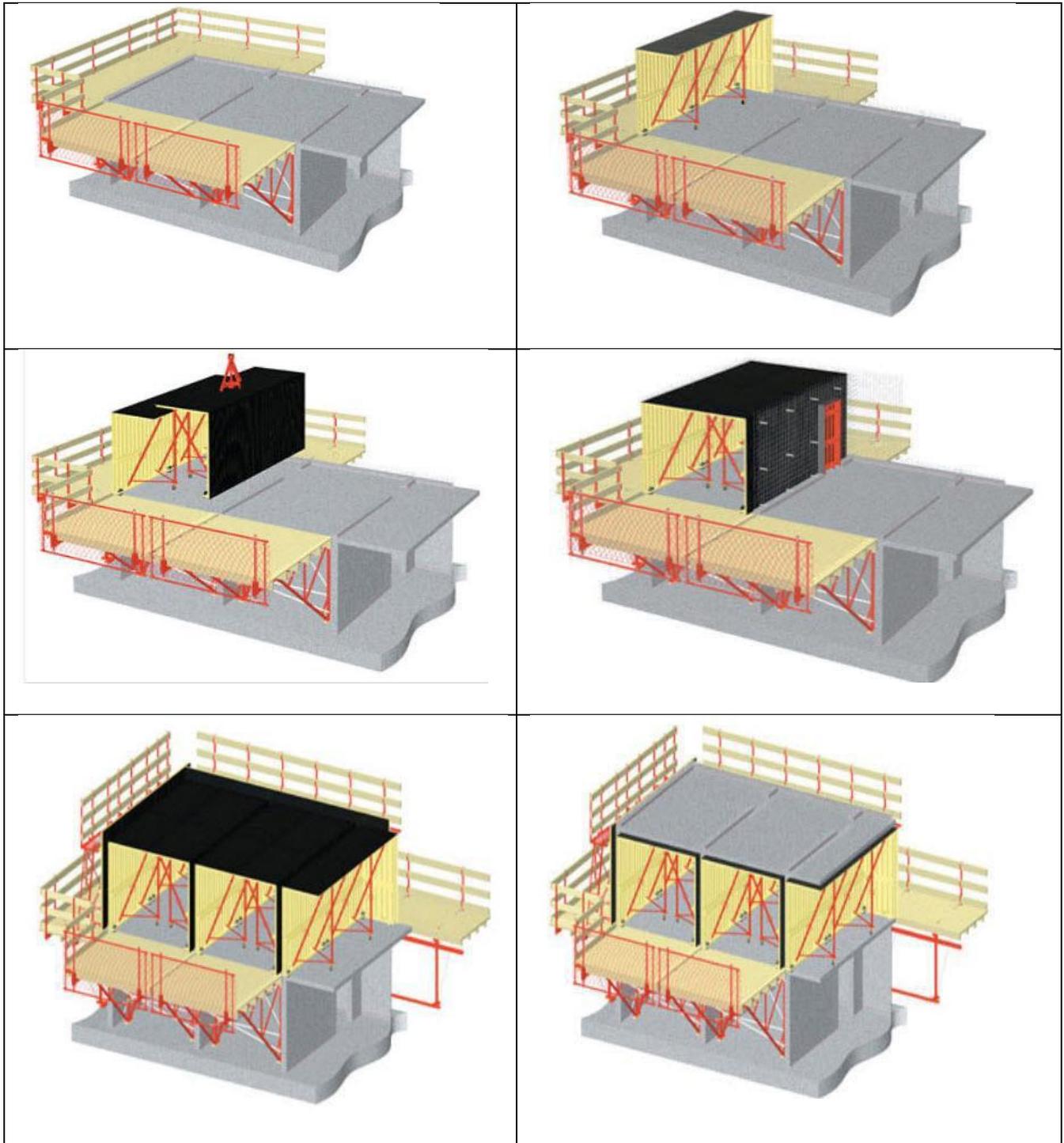


Fig 15 : le coffrage pour les restes étages.

Un aperçu du technique coffrage tunnel sur chantier :

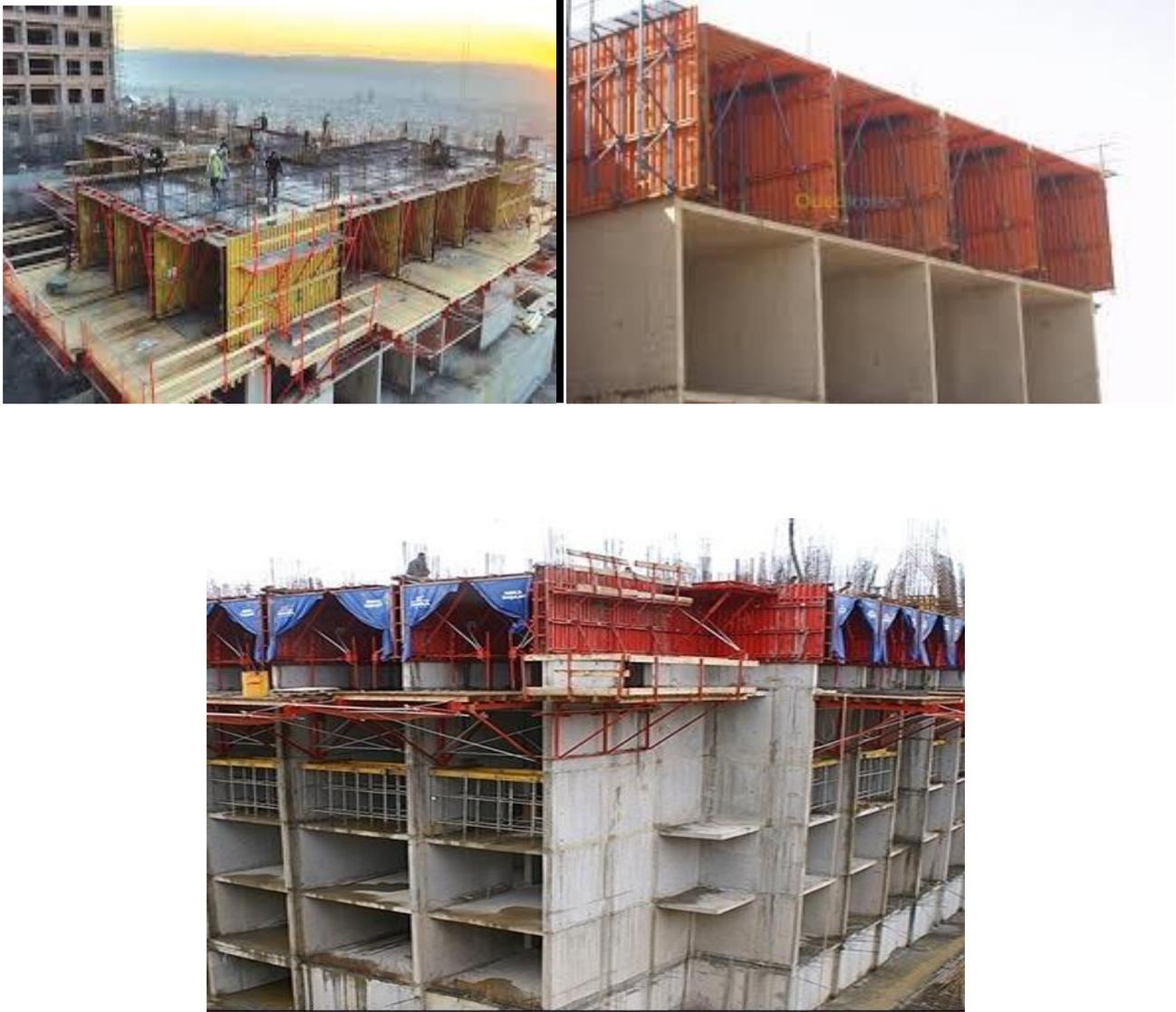


Fig 16 : le coffrage pour les restes étages (sur chantier).

I.5 Domaine d'application :

- ✓ Le coffrage tunnel convient bien pour exécuter des bâtiments très répétitifs, notamment si ce sont des bâtiments en bande à refends porteurs, généralement à usage d'habitation.
- ✓ Il convient aussi pour réaliser des tours, mais l'organisation du chantier est plus difficile.
- ✓ 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.
- ✓ Il aussi particulièrement adopte à l'exécution de bâtiments en bande à façades et

Voiles longitudinaux porteurs

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 unipersonnels qualifié et spécialisé.

Chapitre II

Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux

II.1. Présentation du projet :

Dans le cadre de ce projet de fine d'étude, nous avons procédé au calcul d'une tour (RDC+S/sol+15 étage) situé **Mostaganem** qui est classée en Zone de sismicité (Zone II-a). Selon RPA99/version 2003, il est composé d'un rez-de-chaussée et de 15 étages identiques, la structure est conçue de manière à avoir quatre appartements de types F3 au niveau de chaque étage.

II.2. Caractéristique de l'ouvrage :

Les dimensions de la structure sont données comme suit :

- ✓ Longueur en plan.....26.25m.
- ✓ Largeur en plan.....17.56m.
- ✓ Hauteur du RDC.....2.88m.
- ✓ Hauteur 1er étage.....3.06 [m]
- ✓ Hauteur des étages courants.....3.06 m.
- ✓ Hauteur totale du bâtiment (Avec l'acrotère).....52.02 m.

II.3. Données du site :

Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le RPA 99/version 2003

- ✓ Comme zone de moyenne sismicité (Zone II-a).
- ✓ L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- ✓ Le site est considéré comme Meuble (S1).
- ✓ Contrainte admissible du sol $s = 2\text{bars}$.

✚ Situation géographique du projet :

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



Fig17 : Plan de situation du projet.

II.4. 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.

- D'après le **RPA 99/version 2003** et le système de contreventement adopté, les voiles doivent reprendre totalité % des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales.
- L'ouvrage comporte une terrasse inaccessible, l'écoulement des eaux pluviales sera facilité par une forme de pente, et un système d'étanchéité conçu à cet effet. Il comporte aussi :
- ❖ **Caractéristiques architecturales :**
- ✓ **Plan niveau RDC :**

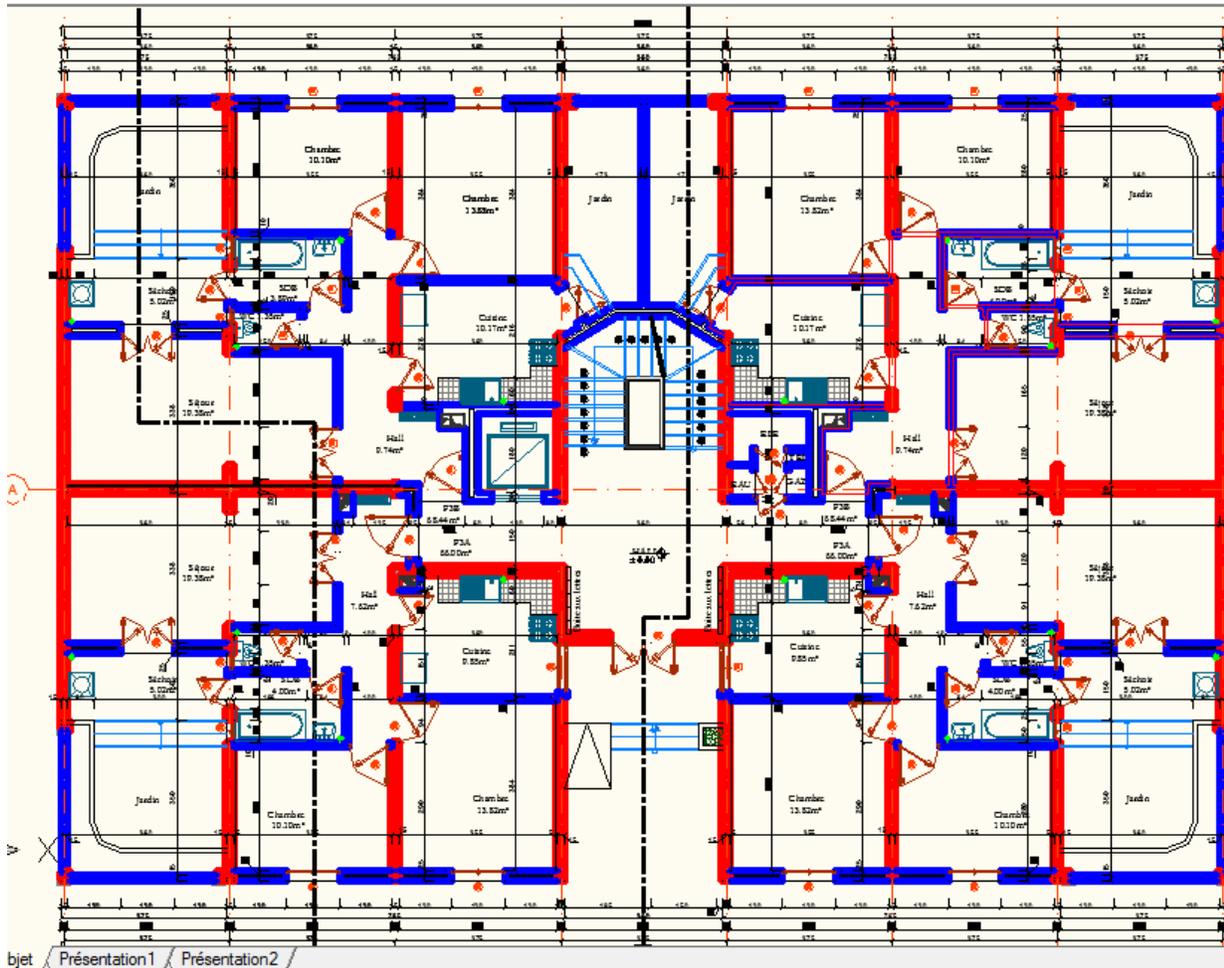


Fig 18 : Plan niveau RDC

II.5. Les éléments structuraux :

❖ Planchers :

Nous avons opté pour un seul type de plancher : Plancher à dalle pleine en béton armé coulé sur place assurant la rigidité et une sécurité contre l'incendier.

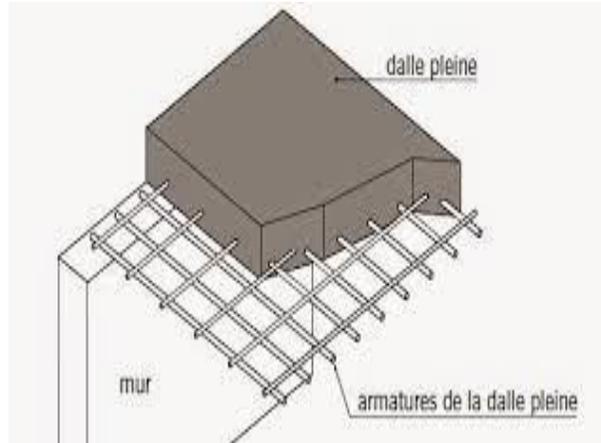


Fig 19 : Titre de figure.

Les escaliers :

Ce sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à l'autre, ils sont réalisés en béton armé coulé sur place.

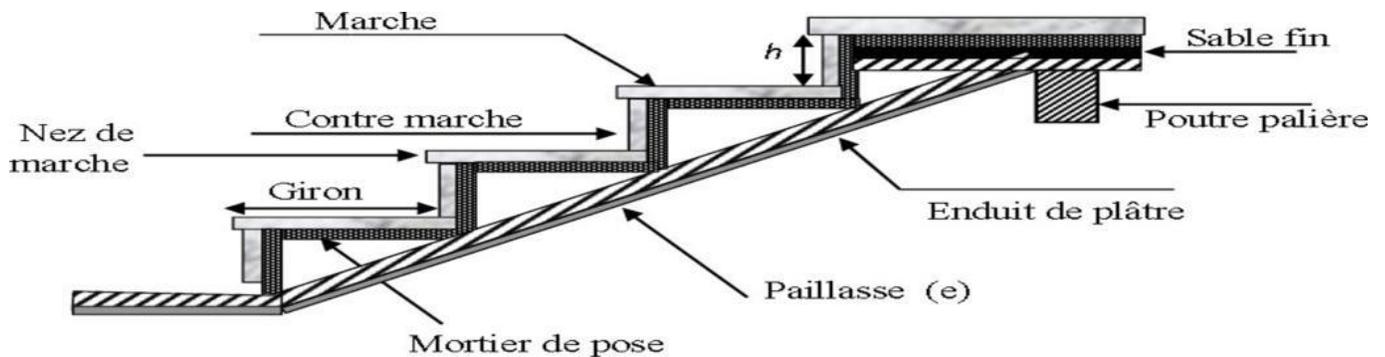


Fig 20 : Schéma de l'escalier.

❖ Les voiles :

Ce sont des éléments verticaux (épaisseur petite par rapport aux autres dimensions). Réalisés en béton armé, le choix du nombre, dimensions et de l'emplacement sera étudié ultérieurement.

❖ L'acrotère :

Au niveau de terrasse, la tour est entourée d'un acrotère conçu en béton armé de 50cm. D'atureur et de 10cm d'épaisseur.

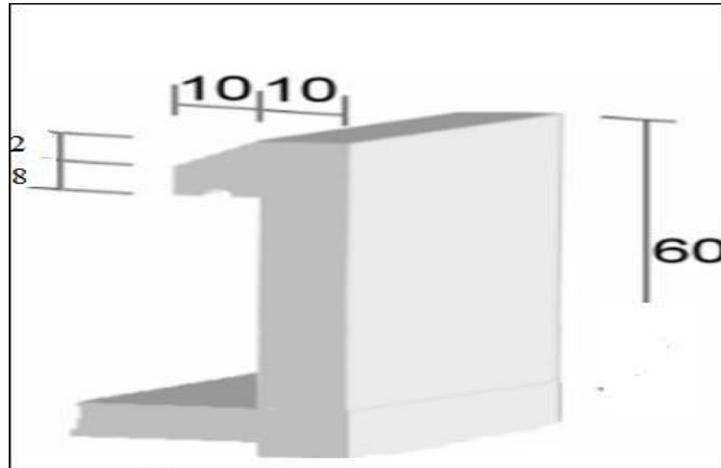


Fig 21 : Schéma des acrotères.

❖ Maçonnerie :

La maçonnerie du tour est réalisée en brique creuses, les murs extérieurs et de séparation sont constituées en double parois.

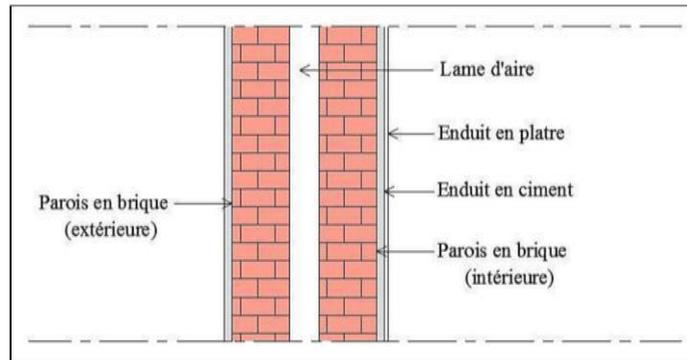


Fig 22 : Brique creuse.

❖ Locale d'ascenseur :

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical (elle fait le Mouvement de va-et-vient) et accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé Essentiellement de la cabine et de sa machinerie. Notre tour comporte une cage d'ascenseur réalisée en voile coulé sur place.

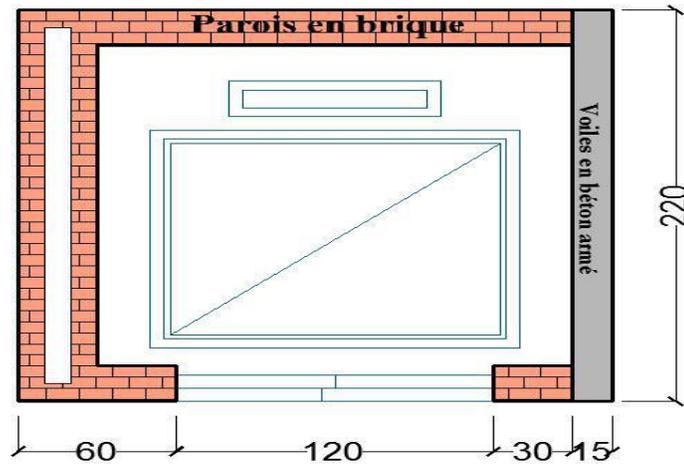


Fig 23 : ascenseur.

II.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

II.6.1. Le Béton :

Le béton est le matériau le plus utilisé dans tous les domaines de la construction et du bâtiment, malgré sa complexité. Il contient habituellement un mélange de ciment, d'eau et des granulats, mais il est considéré comme homogène.

Le béton est un matériau économique, fabriqué à partir de ressources le plus souvent locales ; il est résistant, durable, isolant thermique et phonique ; il participe à l'architecture par les formes, les textures, les teintes qu'il permet d'obtenir ; il est facile à mettre en œuvre et se marie bien avec l'acier.

II.6.2. Les constituants du béton

a) **Le ciment** : est un liant, une matière pulvérulente, formant avec l'eau ou avec une solution saline une pâte homogène et plastique, capable d'agglomérer, en durcissant, des substances variées appelées « agrégat » ou « granulat ».

❖ **Selon la classe de résistance** : on distingue 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).

❖ **Principales catégories de ciments** :

Il existe Cinq catégories de ciment désigné par les notations suivantes :

- ✓ Le Ciment de portland (**CPA - CEM I**)
- ✓ Le Ciment de portland composé (**CPJ - CEM II**)
- ✓ Le ciment de haut fourneau (**CHF - CEM II**)
- ✓ Le ciment de laitier au clinker (**CLK - CEM IV**)
- ✓ Le ciment au laitier et aux cendres (**CLC - CEM V**)

b) Les granulats (gravier et sable) :

Issus de roches dures ou meubles qui une fois agglomérés par le ciment constituent le squelette du béton. Ils sont constitués par un ensemble de grains minéraux appelés fines, sables et gravillons suivant leurs dimensions comprises entre 0 et 80 mm. Les granulats sont caractérisés par leur granulométrie qui consiste à déterminer la distribution des différents diamètres des grains qui composent le granulats et sont classés en fonction de leur dimension : 0/5, 3/8, 5/15, 15/25.

Pour le gravier on obtiendra par calibrage les dimensions suivant :

(3/8mm), (8/15mm) et (15/25mm).

A noter que la classe des granulats doit être choisie de telle sorte que la dimension du plus gros grain puisse se frayer un passage entre les armatures et les parois du coffrage mais plus important encore, ils doivent être de bonne qualité et exempts d'impuretés.

c) L'eau de gâchage :

L'eau de gâchage est un élément essentiel pour la fabrication du béton. Elle est ajoutée lors du mélange afin d'hydrater le ciment et permet de lier les constituants du béton entre eux. L'eau rend également le mélange bien plus maniable, ce qui facilite l'application du béton. Élément indispensable pour obtenir du béton, l'eau utilisée doit absolument être propre et ne doit pas être ajoutée avec excès.

d) Les adjuvants pour bétons :

L'état durci. Selon la norme NF EN 934-2 et le Référentiel de la marque NF "Adjuvant pour béton, « Produit incorporé au moment du malaxage du béton ou mortier à une dose inférieure ou égale à 5% en masse de la teneur en ciment du béton ou mortier, pour modifier les propriétés du mélange à l'état frais et/ou durci ».

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 :

❖ **Medaflow 30 :**

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 a long terme du béton, diminue sa porosité, augmente sa durabilité et diminue le retrait ainsi que le risque de fissuration.

❖ **Plast crête 160 :**

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

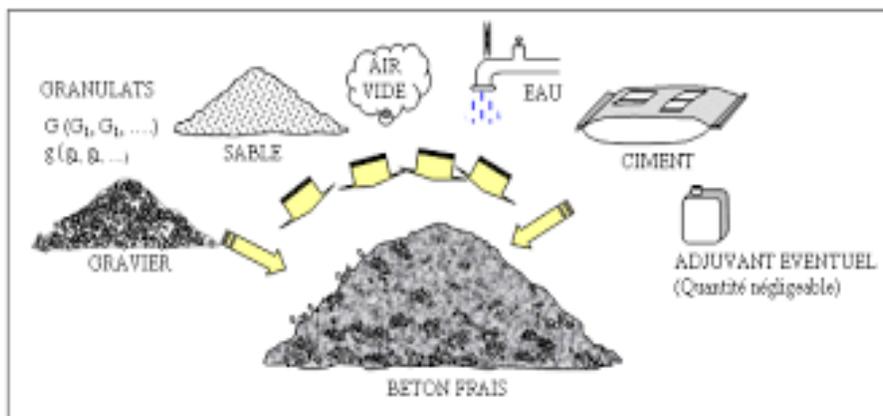


Fig 24 : Les composants du béton.

- 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.** »

Composition du béton utilisée dans notre projet :

La composition du béton est illustrée dans le tableau ci-dessous :

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

Tableau 01 : La composition d'un mètre cube (m3) de Béton.

II.6.3 La résistance caractéristique du béton :

✓ La compression

Le béton est caractérisé par sa résistance (f_{cj}) à la compression, cette résistance est mesurée par la compression axiale des éprouvettes cylindriques après une conservation dans les conditions définies par les normes : âge aux 28 jours, les dimensions de 16cm de diamètre et de 32cm de hauteur et une température ambiante.

Les règles BAEL donnent les formules ou les expressions de variation de la contrainte du béton en fonction de son âge:

$$f_{Cj} = \left[\frac{j}{1.4+0.95j} \right] \times \text{Pour } f_{C28} \geq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{Cj} = \left[\frac{j}{4.76+0.83j} \right] \times \text{Pour } f_{C28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour } J > 28 \text{ jour } \quad f_{Cj} = 1.10 \times f_{C28}$$

Pour notre étude on prend $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$.



Figure 25 : Ecrasement d'éprouvettes.

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)

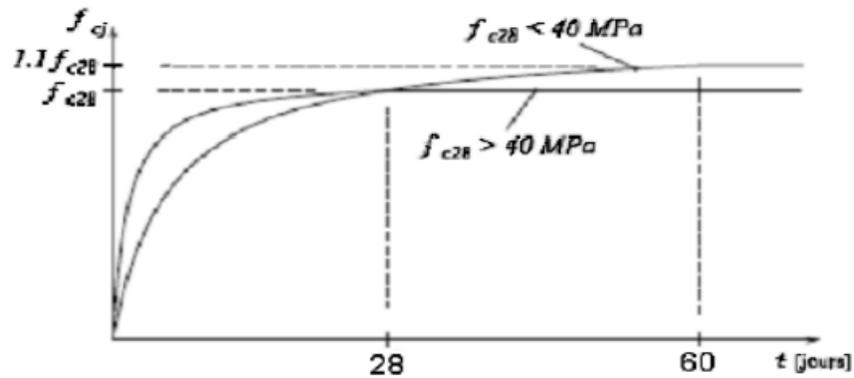


Fig 26 : Evolution de la résistance f_{Cj} en fonction de l'âge du béton.

Figure 26 donne l'allure de la variation de la résistance f_{c_j} 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:		KG	
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 27 : 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).

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

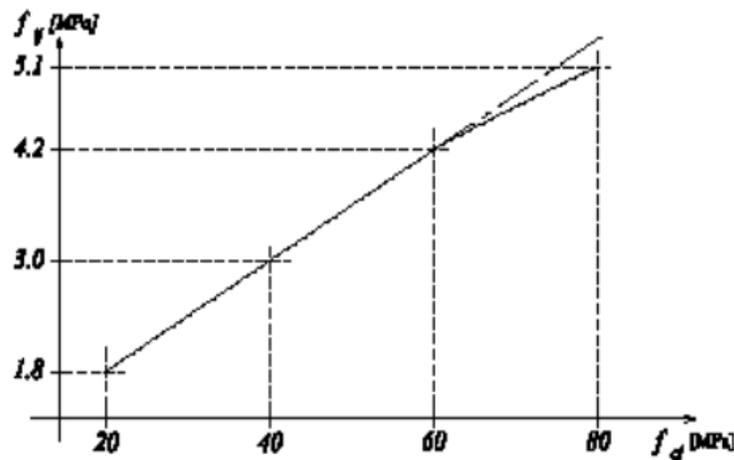


Fig 28 : Evolution de la résistance du béton à la traction f_{tj} en fonction de celle à la Compression f_{cj} .

II.7. Modules de déformation longitudinale :

- **Déformations instantanées**

Les déformations différées du béton comprennent le retrait et le fluage. On considère dans les calculs que les effets de ces deux phénomènes s'additionnent sans atténuation. A défaut de mesures, on admet que sous contraintes de longue durée d'application, Les déformations longitudinales complémentaires dues au fluage du béton sont doubles de celles dues aux mêmes contraintes supposées de courte durée et appliquées au même âge.

Alors le module de déformation longitudinale différé est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700 f_{cj}^{1/3} \text{ Avec } f_{cj} \text{ (exprime en MPA).}$$

Coefficient de poisson :

Le coefficient de poisson est pris égal à :

- ✓ 0,2 : pour le calcul des déformations.
- ✓ 0 (zéro) : pour le calcul des sollicitations

Module déformation transversale béton :

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

E : module de Young

ν : Coefficient de Poisson

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

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

II.8 - Contraintes limites :

II.8.1-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 et 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

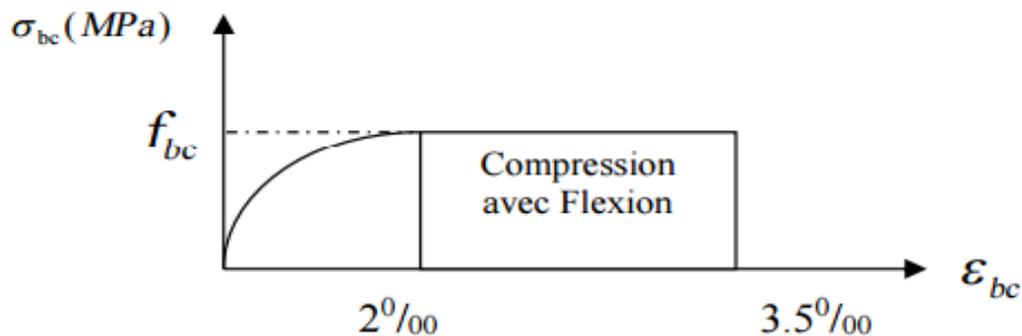


Fig 29 : Diagramme contraintes déformations.

- 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.

• γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton tel que :

- ▶ $\theta=0.85 \rightarrow$ pour une durée probable d'application inférieure à 1h
- ▶ $\theta=0.9 \rightarrow$ pour une durée probable d'application comprise entre 1h et 24h.
- ▶ $\theta=1 \rightarrow$ pour une durée probable d'application de la combinaison d'action supérieure à 24h.
- ✓ $\gamma_b = 1.15 \rightarrow$ situation accidentelle.
- ▶ $\gamma_b = 1.5 \rightarrow$ situation courante (durable).

II.8.2 -Etat limite de service (E.L.S)

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

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

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

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

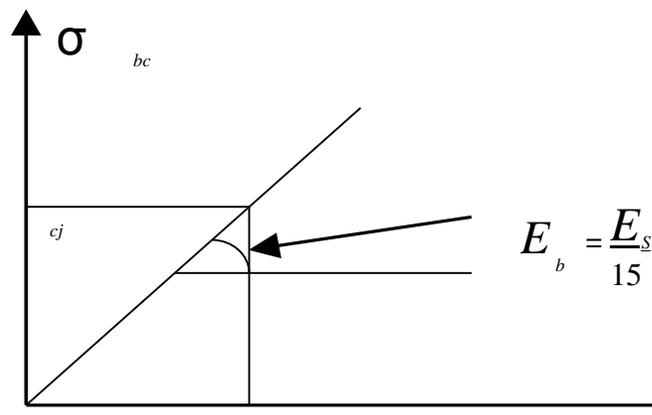


Fig30 : Diagramme Contraintes Déformations « E.L.S ».

Contrainte limite de cisaillement :

Elle est donnée en fonction de la nuisance de la fissuration

- ▶ Cas de fissuration peu nuisible : $\tau_U = \min \left[\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} , 5 \text{ MPA} \right) \right]$
- ▶ Cas de fissuration nuisible ou très nuisible : $\tau_U = \min \left[\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} , 4 \text{ MPA} \right) \right]$

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

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

II.8.3. 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 : $E_s = 210\ 000$ MPA

II.8.3.1 Les aciers utilisés en béton armé

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) :**

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. Dans le but d'augmenter l'adhérence béton-acier, on utilise des armatures présentant une forme .

- **Treillis soudés (TR) :**

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

- **Limite d'élasticité garantie f_e :**

Les désignations conventionnelles, les nuances et les limites d'élasticité correspondantes sont données par le tableau suivant :

Type	Nuance	fe (MPa)	Emploi
Ronds lisses	FeE22 FeE24	215 235	Emploi courant. épingles de levage des pièces préfabriquées
Barres HA -Type 1 et 2	FeE40 FeE50	400 500	Emploi courant.
Fils tréfiles HA -Type 3	FeTE40 FeTE50	400 500	Emploi sous forme de barres droites ou de treillis.
Treillis soudés -lisses-Type 4	TSL TSHA	500 520	Emploi courant

Tableau 02 : La limite d'élasticité de l'acier.

2 – Contraintes limites

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

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 accidentelle

$\sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s$ Pour : $\varepsilon_s \leq \varepsilon_{se}$

- **A l'ELS :** la valeur de σ_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 η 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 :

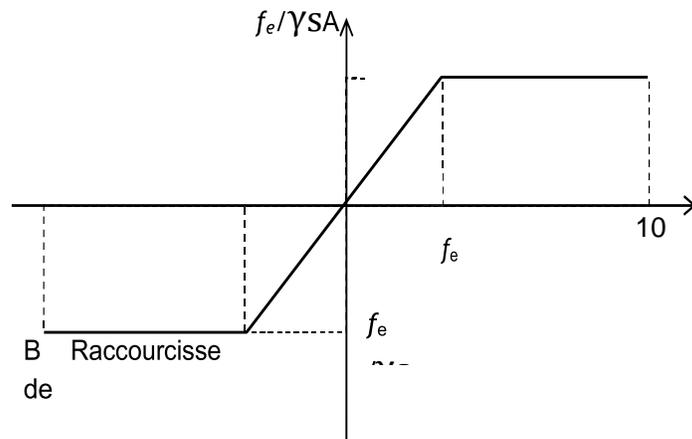


Fig 31 : Diagramme contraintes déformations de l'acier.

II.9. Hypothèses de calcul aux états limites

- **Définition de l'état limite**

C'est un état dont lequel une condition de sécurité pour l'ouvrage ou 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 $\varepsilon_e = 3.5\%$
 - En compression simple $\varepsilon_e = 2\%$
- ✓ 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) .

✚ 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.10. Actions et sollicitations

II.10.1- 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.

II.10.2- 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

II.10.3- 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:

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

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

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

ψ_0 : 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 :

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

❖ **Situations accidentelles :**

Les situations de calcul considérées résultent de la combinaison suivante :

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

F_A : Valeur nominale de l'action accidentelle,

ψ_{11} : Valeur fréquente d'une action variable,

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

Remarque :

Les calculs de ce projet ont été effectués selon les règles BAEL 91 et le règlement parasismique algérien (RPA 99 version 2003) en tenant compte de toutes les prescriptions du CTC sous contrôle régulier afin de garantir à notre structure une résistance suffisante durant son service.

Conclusion :

Dans ce 2^{ème} 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 a pour but " le pré calcul "des sections des différents éléments résistants. Il sera fait selon les règles du BAEL 91 et le RPA99/version 2003II a pour but de trouver le meilleur compromis entre coût et sécurité.

➤ Les charges réglementaires :

Les charges réglementaires sont en général de deux types :

- ❖ Les charges permanentes qui représentent le poids mort.
- ❖ Les charges d'exploitation ou surcharges.
- CHARGES PERMANENTES : Les charges permanentes sont obtenues à partir des dimensions géométriques des éléments de l'ouvrage, déduit des plans et du poids volumique des matériaux les constituants.
- CHARGES D'EXPLOITATION : Les charges d'exploitation sont généralement définies dans les pièces du marché en fonction de l'utilisation future des locaux.

Remarque : Pour faciliter la prise en compte de ces chargements, sans avoir à les recalculer, le législateur a choisi de définir des charges réglementaires. Celles-ci sont présentées dans le **D.T.R** des charges permanentes et charges d'exploitation.

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.

Les dalles pleines sur appuis continus (ce qui est notre cas) peuvent porter dans deux directions (d'après le BAEL A.5.2, 1) ou bien dans un seul sens. Soit un « panneau » de dalle chargé, de portées L_x et L_y mesurées entre nu d'appuis (Fig 32).

Soit :

L_x : est la longueur suivant le sens X (sens porteur).

L_y : est la longueur suivant le sens Y (répartition).

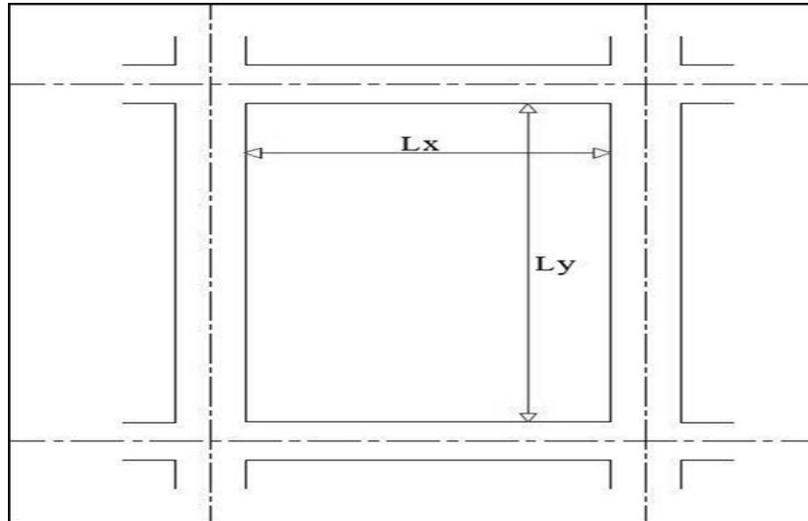


Fig 32 : Dimension d'un panneau de dalle.

❖ **Résistance au feu :**

- $e = 7$ cm pour une heure de coup de feu.
- $e = 11$ cm pour deux heures de coup de feu.
- $e = 17.5$ cm pour quatre heures de coup de feu.

$e = 11$ cm donc en adopte :: **$e = 15$ cm.**

❖ **Résistance à la flexion :**

- Dalle reposant sur deux appuis..... $\frac{Lx}{35} < e < \frac{Lx}{30}$
- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{Lx}{50} < e < \frac{Lx}{40}$

III.2. 1Justifications et vérifications :

✓ Epaisseur des dalles « **hd** »

Valeur « h_d » doit également permettre de satisfaire aux conditions

- La résistance à l'incendie.
- L'isolation acoustique.
- L'isolation phonique.
- La sollicitation d'effort tranchant

1) Condition isolation phonique :

Selon les règles, l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à : 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

- Isolation phonique
- Contre les bruits ariens : $2500 \times h_d \geq 350 \text{ daN/m}^2$ $h_d = 14 \text{ cm}$
- Contre les bruits d'impacts : $2500 \times h_d \geq 400 \text{ daN/m}^2$ $h_d = 15 \text{ cm}$

2) Condition de résistance :

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

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

$$\text{Pour } \alpha = \frac{L_x}{l_y} > 0.40 \text{ alors } \rightarrow \begin{cases} h_0 \geq (L_x / 50) \text{ pour un panneau isolé.} \\ h_0 \geq (L_x / 40) \text{ pour une dalle continue} \end{cases}$$

$$\text{Pour le présent projet, nous avons : } \begin{cases} L_x = 3,75m \\ l_y = 10,66m \end{cases} \rightarrow \alpha = \frac{3,75}{10,66} = 0.35 < 0,4$$

Conclusion , la dalle porte suivant un seul sens et donc :

$$h_d = \left(\frac{L_x}{35} \div \frac{L_x}{30} \right) \rightarrow h_d = \left(\frac{1}{35} \div \frac{1}{30} \right) \times 350 \text{ cm}$$

$$h_d = (10 \div 11,66) \text{ cm} \quad h_d = 12 \text{ cm}$$

3) Condition de flèche :

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\begin{cases} \frac{L_x}{30} \leq h_d & L_x/20 \\ \frac{L_x}{35} \leq h_d & L_x/25 \end{cases} \longrightarrow 12 \leq h_d \leq 18$$

L'épaisseur de la dalle pleine sera égale à : **hd=16**

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 :

✓ Planchers terrasse (inaccessible) :

Matériau	Epaisseur cm	ρ (Kg/m ² /cm)	G (KN/m ²)
Gravillon de protection	4	18	0,8
Etanchéité multicouche	/	/	0,12
Forme de pente en béton (1%)	12	22	2,64
Isolation thermique en polystyrène	4	4	0,16
Dalle pleine en béton armé	16	25	4,00
Enduit au plâtre	1	10	0,10
			7,82

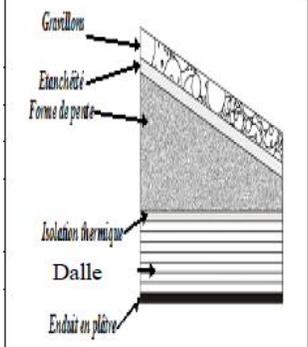


Tableau 03 : Les charges permanentes de plancher terrasse.

✓ Planchers étage courant

Matériau	Epaisseur cm	ρ (Kg/m ² /cm)	G (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	2	22	0,44
Mortier de pose	2	20	0,40
Lit de sable	2	18	0,36
Dalle pleine en béton armé	16	25	4
Enduit en plâtre	1	10	0,10
Cloisons légères	/	/	0,50
			5,8

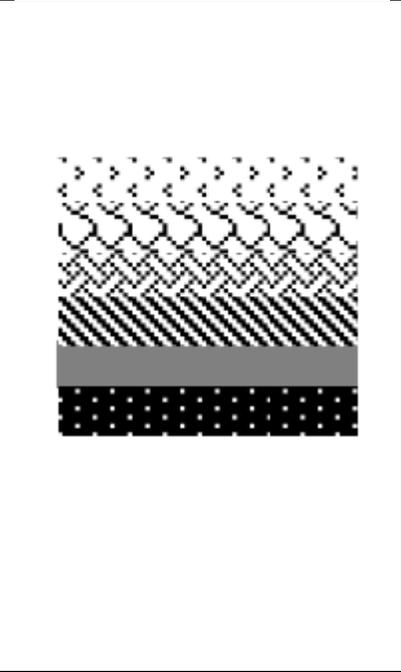


Tableau 04 : Les charges permanentes de plancher étage courant.

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

- Planchers terrasse (inaccessible) : $Q = 100 \text{ daN/m}^2$
- Planchers étage courant (niveau 1 < 20) : $Q = 150 \text{ daN/m}^2$
- Sous-sol : $Q = 250 \text{ daN/m}^2$

La combinaison d'action

Planchers terrasse (inaccessible)

$$\text{ELU : } P_{ser} = 1.35 G + 1.5 Q \rightarrow P_{ser} = 1.35 \times 782 + 1.5 \times 100$$

$$P_{ser} = 1205,7 \text{ daN/m}^2$$

$$\text{ELS : } P_{ser} = G + Q \quad \rightarrow \quad P_{ser} = 782 + 100 \quad \rightarrow \quad P_{ser} = 882 \text{ daN/m}^2$$

Planchers étage courant

$$\text{ELU : } P_{ser} = 1.35 G + 1.5 Q \rightarrow P_{ser} = 1.35 \times 580 + 1.5 \times 150$$

$$P_{ser} = 1008 \text{ daN/m}^2$$

$$\text{ELS : } P_{ser} = G + Q \quad \rightarrow \quad P_{ser} = 580 + 150 \quad \Rightarrow \quad P_{ser} = 730 \text{ daN/m}^2$$

III.4. Les voiles :

Pré dimensionnement des murs en béton armé justifié par l'article 7.7 de [RPA99].

Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et/ou vent), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux (poids propre et autres) qu'ils transmettent aux fondations.

- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales : effets de séisme et/ou du vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.
- Seuls les efforts de translation seront pris en compte ceux de la rotation ne sont pas connus de la cadre de ce pré dimensionnement.

Avec :

L : longueur de voile.

e : épaisseur du voile.

A partir de la hauteur d'étage $h_e = 2,90$ m et de condition de rigidité aux extrémités suivantes :

$$e \geq h/25 \rightarrow e \geq 290/25 \rightarrow e \geq 11,6 \text{ cm}$$

$$e \geq h/22 \rightarrow e \geq 290/22 \rightarrow e \geq 13,18 \text{ cm}$$

$$e \geq h/20 \rightarrow e \geq 290/20 \rightarrow e \geq 14,5 \text{ cm}$$

$$e_{\max} (e_{\min} ; h_e/25 ; h_e/22 ; h_e/20) \rightarrow e \geq \max (11,6 ; 13,18 ; 14,5)$$

$e \geq 14,5\text{cm}$ on adopte que : $e=15\text{cm}$

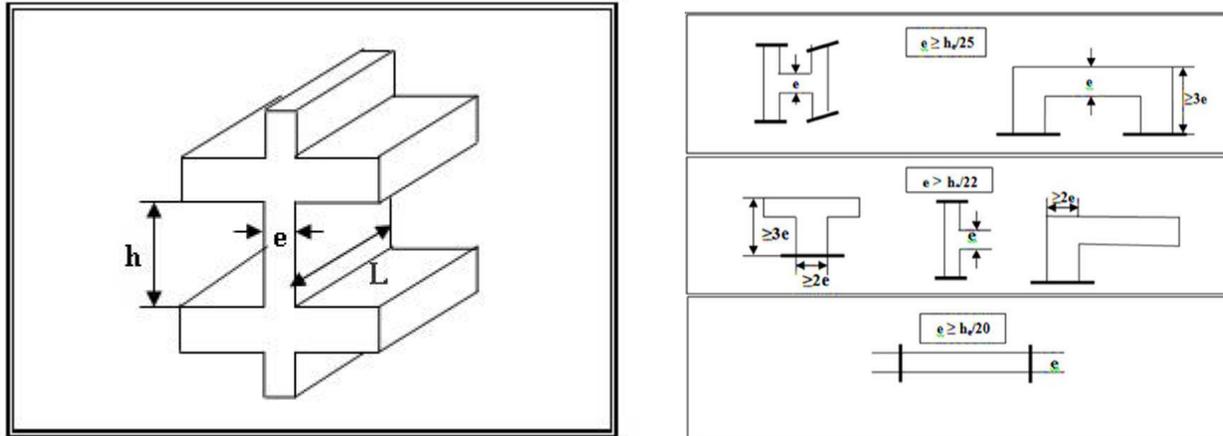


Fig 33 : Coupe de voile en plan à gauche, en élévation à droite.

Chapitre IV

Etude des éléments non
structuraux

IV.1. Etude Des Escaliers :

IV.1.1. Définition :

Les escaliers sont des éléments constituant d'une succession de gradins et permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un bâtiment c'est-à-dire servent à monter d'un étage à un autre.

Les éléments composants un escalier sont :

- **La Marche** : c'est la partie horizontale où l'on marche.
- **L'embranchement** : est la longueur utile de la marche.
- **Giron** : est la largeur de la marche prise sur la ligne de foulé.
- **Le Mur Des Chiffres** : est celui qui limite l'escalier et sert comme appui à la paillasse.
- **La Contre Marche** : est la partie verticale d'une marche.
- **Le Limon** : est une poutre inclinée, droite ou courbe placée à la limite des escaliers et où les marches peuvent prendre appui.
- **Le Jour** : est la largeur de la marche du côté jour.
- **La Ligne De Foulée** : est la courbe décrite par une personne gravissant l'escalier et qui est tracée à environ 0,5 m de la ligne jour (côté jour).
- **La Volée** : est un ensemble ininterrompu de marche d'un palier à un autre.
- **L'échappée** : est la hauteur de passage sous un obstacle, sa valeur minimale est de 2m
- **L'échappée** : est la hauteur de passage sous un obstacle, sa valeur minimale est de 2m
- **Le Palier De Repos** : est la partie horizontale d'un escalier entre deux volées, la partie où l'escalier aboutit est le palier d'arrivée qui est en même temps palier de départ pour l'étage au-dessus, la largeur d'un palier doit être supérieure ou égale à 3 marches.
- **Le Garde-Corps Ou Rampes** : est une protection des volées et des paliers du côté du vide.
- **Le Carde corps** : est le volume imparti à l'escalier.

Les escaliers de notre projet sont constitués par des volées préfabriquées en béton armé reposant.

Sur des paliers coulés en place, la jonction palier - volée est assurée par des piques de scellement s'opposant à l'effort transmis par la paillasse au palier.

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

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

IV.1.2 Dimensionnement :

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

Pour le dimensionnement des marches (g) et des contre marche (h) on utilise généralement la formule de BLONDEL : $60 \leq g+2h \leq 66$

Avec :

h : hauteur de la contre marche

g : le giron de la marche.

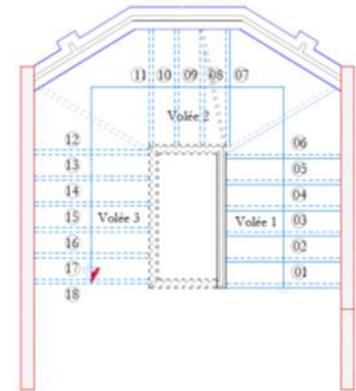


Fig34 : schéma d'escalier du notre structure.

Selon le plan d'architecture on a $g = 30$ cm et $h = 17$ cm donc $59 \leq g + 2.h = 64 \leq 66$ cm \Rightarrow condition vérifiée

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } N_c = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18 \\ \text{On aura 18 contres marches pour l'étage 5 contre marches pour la volée 1 et volée 3; et 8 contre} \\ \text{marches pour la volée 2 aura : 18 contre marche entre chaque étage} \end{array} \right.$$

c) L'angle d'inclinaison (α) :

- On a $g = 30$ cm et $h = 17$ cm

$$\text{tag} \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0,56 \Rightarrow \alpha = 29,53^\circ$$

d) Dimension des volées :

Volée (1) et (3) :

Longueur (Lp):

$$L' = \frac{150}{\cos(29,53)} = 172,39$$

Epaisseur (ep) :

Condition de résistance : $\frac{L_{paillasse}}{30} < e_p < \frac{L_{paillasse}}{20} \Rightarrow \frac{172,39cm}{30} < e_p < \frac{172,39}{20}$

$E_p = (5.75 ; 8.62)cm \Rightarrow$ Mais On prend: $e_p = 16cm$

Volée (2) :

Escalier a marches porteuses $e_p = 6m$

Conclusion :

On a 2 types de schéma statique :

1^{er} type : Escalier a paillasse avec un seul palier s'appuyant sur les éléments de résistance.

2^{eme} type : Escalier a marches porteuses dont les marches sont encastrees dans une volée

Longueur (Lp):

$$L_v = \sqrt{102^2 + 150^2} = 181.39cm$$

Epaisseur (e) :

Condition de résistance : $\frac{L_{paillasse}}{30} < e_p < \frac{L_{paillasse}}{20} \Rightarrow \frac{181,39}{30} < e_p < \frac{181,39}{20}$

$E_p = (6,04 ; 9,06)cm \Rightarrow$ Mais On prend: $e_p = 15cm$

IV.1.3.Descente des charges des escaliers :

Matériaux	Formule	G (daN/m ²)
Revêtement horizontal (Carrelage + mortier de pose + sable)	/	1 04
Revêtement vertical	(140 × h/g)	58,93

Poids propre des marches	$(2200 \times h/2)$	187
Poids propre de la paillasse	$2500 \times e_p / \cos\alpha$	430,98
Enduit au ciment	$18 \times 1,5 / \cos\alpha$	31,03
		811,94

Tableau 05 : Charge permanente de la volée « G ».

Escalier (RDC les autres étages) : $Q = 250 \text{ daN/m}^2$

1. Sollicitation de calcul :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } \bar{q}_1^u = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow 1,35(811,94) + 1,5(250) = 1471,119 \text{ daN/m}^2 \\ \text{ELS : } \bar{q}_1^s = G + Q \Rightarrow (811,94) + (250) = 1061,94 \text{ daN/m}^2 \end{array} \right.$$

Pour une bande de 1m de largeur :

a) E LU : $q_1^u = \bar{q}_1^u \times 1,00 = 1471,119 \times 1,00 = \text{daN/m}^2$

ELS : $q_1^s = \bar{q}_1^s \times 1,00 = 1061,94 \text{ daN/m}^2$

Matériaux	Formule	G (daN/m ²)
Revêtement horizontal (Carrelage + mortier de pose + sable)	/	104
Poids propre du palier	$2500 \times e_p$	400
Enduit au ciment	$18 \times e_p$	27
Cloisons légères	/	50
		581

Tableau 06 : Charge permanente de la Palier « G ».

- b) La surcharge d'exploitation : $\Rightarrow Q_2 = 2.5 \text{ KN/m}^2$
- c) Combinaisons fondamentales.

ELU : $\bar{q}_1^u = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow 1,35(581) + 1,5(250) = 1159,35 \text{ daN/m}^2$

ELS : $\bar{q}_1^s = G + Q \Rightarrow (581) + (250) = 831 \text{ daN/m}^2$

Pour une bande de 1m de largeur :

ELU : $q_1^u = \bar{q}_1^u \times 1,00 = 1159,35 \times 1,00 = 1159,35 \text{ daN/m}^2$

ELS : $q_1^s = \bar{q}_1^s \times 1,00 = 831 \times 1,00 = 831 \text{ daN/m}^2$

2^{eme} type : (Escalier a marches porteuses).

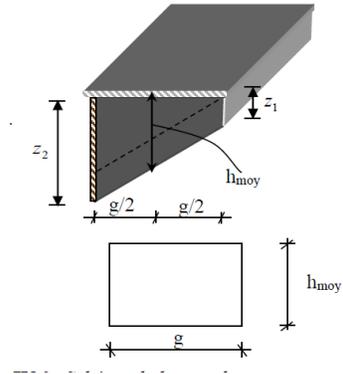


Fig35 : schéma d'escalier des marches porteuses.

Calcul de h_{moy} :

$$h_{moy} = \frac{z_1 + z_2}{2} = \frac{2z_1 + h}{2}$$

$$z_1 = \frac{ep^2}{\cos \alpha} = \frac{6}{\cos(29,53^\circ)} = 6,90 \text{ cm}$$

$$h_{moy} = \frac{2 \times 6,9 + 17}{2} = 15,4 \text{ cm}$$

a) charge permanente :

Matériaux	Formule	G (daN/m ²)
Revêtement horizontal (Carrelage+Matériaux de pose)	$104 \times g$	31,2
Revêtement vertical	$104 \times h$	17,68
Poids propre de marche	$25 \times h_{moy} \times g$	115,5
Enduit au ciment	$18 \times 1,5 / \cos \alpha \times g$	10,7
		175,08

Tableau 07 : Tableau du palier

b) La surcharge d'exploitation : \Rightarrow Locaux à usage d'habitation ou bureau $Q = 2.5 \times g = 0,75$

c) Combinaisons fondamentales :

$$\text{ELU} : \bar{q}_1^u = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow 1,35(175,08) + 1,5(75) = 348,86 \text{ daN/m}^2$$

$$\text{ELS} : \bar{q}_1^s = G + Q \Rightarrow (175,08) + (75) = 250,08 \text{ daN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$\text{ELU} : q_1^u = \bar{q}_1^u \times 1,00 = 348,86 \times 1,00 = 348,86 \text{ daN/m}^2$$

$$\text{ELS} : q_1^s = \bar{q}_1^s \times 1,00 = 250,08 \times 1,00 = 250,08 \text{ daN/m}^2$$

	Escalier a paillasse	Porteuse	Escalier a marches porteuses
	Volée	Palier	marches
q^u	1471,119	1159,35	348,86
q^s	1061,94	831	250,08

Tableau 08 : Tableau récapitulatif des résultats.

IV.1.4. Calcul du ferrailage :

a) Escalier a marches porteuses :

Calcul des moments :

ELUR :

$$M_u = -\frac{q_u \cdot l^2}{2} = -\frac{348,86 \times 1,35^2}{2} = -317,89 \text{ daN/m}^2$$

ELS :

$$M_s = -\frac{q_s \cdot l^2}{2} = -\frac{250,08 \times 1,35^2}{2} = -227,89 \text{ daN/m}^2$$

1) Etat limite ultime (ELU) :

• Diagramme moment fléchissant :

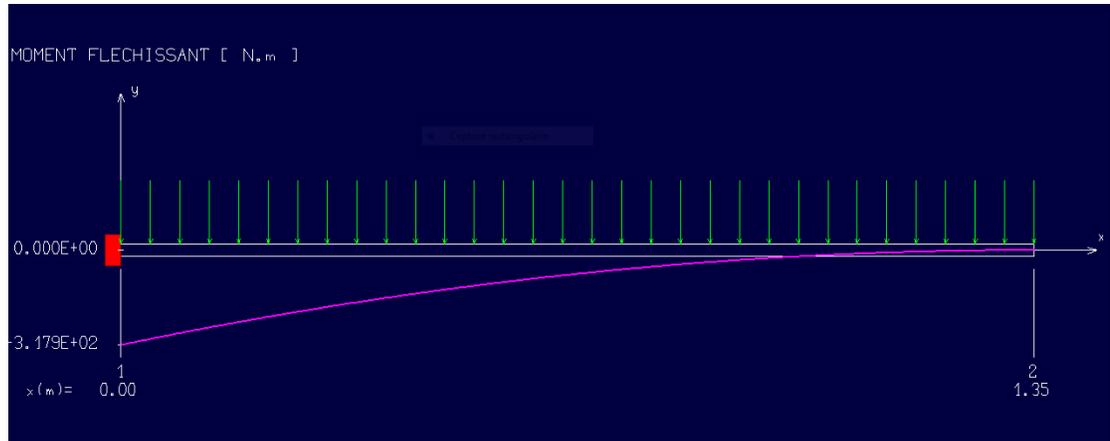


Fig36 : schéma de moment fléchissant.

• Diagramme effort tranchant :

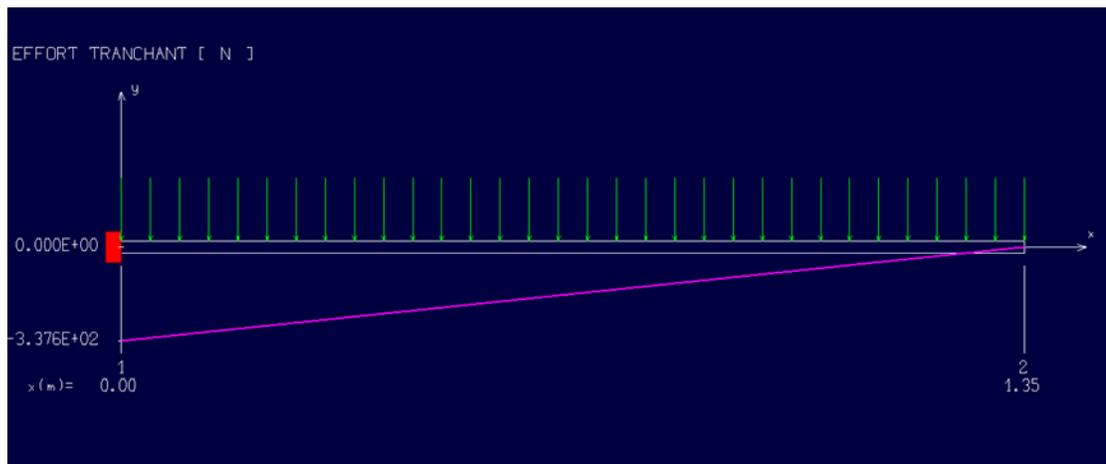


Fig37 : schéma d'effort tranchant.

• Calcul du ferrailage :

ELUR : ($M_u=317,89 \text{ daN/m}^2$)

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{tx^u}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{3178,9}{14,2 \times 100 \times (14,4)^2} = 0,011$$

$\mu = 0,011 \leq \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow$ On est au pivot A , A' n'existe pas.

$$1000\xi_s > 1000\xi_L$$

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

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

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

Détermination des armatures :

$$A_{tx}^u = \frac{Mtx^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{3178,9}{348 \times 0,994 \times 14,4} = 0,638 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 14,4 \times \frac{2,1}{400} = 1,738 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_t; A_{min}) = 1,74 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$5T8/ml \Rightarrow A = 2,51 \text{ cm}^2/ml \quad (5T8 \Rightarrow e = 10 \text{ cm}).$$

Etat limite de service (ELS) :

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

Flexion simple

Section rectangulaire sans A'

Acier FeE400

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire sans A'} \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_c^{28}}{100}$$

$$\rightarrow \sigma_b \leq \sigma_b^- = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{Mu}{Ms} = \frac{3178,9}{2278,9} = 1,395$$

$$\frac{1,395-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,448 > \alpha = 0,014 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b \leq \sigma_{\bar{b}} = 15 \text{ MPa} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \end{array} \right. \Rightarrow \text{Les armatures calculées à E.L.U seront maintenues.}$$

(Aucune vérification pour (σ_s))

Calcul des armatures transversales :

$$T_u^{\text{mas}} = q_u \cdot l = 348,86 \times 1,35 = 470,961 \text{ daN/m}^2$$

Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

$$\text{Avec : } T_u^{\text{mas}} \leq 0,267 \cdot a \cdot b \cdot f_{c28}$$

$$a = 0,9 \cdot d = 0,9 \times 14,4 = 12,96 \text{ cm}$$

$$T_u = 470,961 \text{ daN/m}^2 \leq 0,267 \times 30 \times 10^2 \times 25 \times 10^{-3} = 864,08 \text{ daN/m}^2$$

\Rightarrow L'effort tranchant n'influe pas au voisinage des appuis.

Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :

On doit vérifier que :

$$A_L \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0,9 \cdot d} \right)$$

$$A_L \geq = 2,51 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400} \left[4709,61 - \frac{3178,9 \times 10^2}{0,9 \times 14,4} \right] \cdot 10^2 = -0,57 \leq 0 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Il n'ya aucune influence de l'effort tranchant sur A_L .

Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :

On a :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{4709,61}{100 \times 14,4} = 0,033 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible : $\bar{\tau}u = \min(0,13 \times f_{c28} ; 5\text{MPa}) = 3,25$

$\tau u = 0,033 \text{ MPa} < \bar{\tau}u = 3,25 \text{ MPa}$. Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne
 $\alpha = 90^\circ$

Section et écartement des armatures transversales A_t :

$$\phi_t \leq \min \left[\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_{\min} \right]$$

$$\phi_t \leq \min \left[\frac{16}{35} ; \frac{100}{10} ; 1 \right] = 0,46$$

On prend : $mm \text{ } \phi = 8$ de nuance d'acier FeE235 $\Rightarrow A = 1 \phi 8 = 0.50 \text{ cm}$

Espacement des armatures transversales :

$$\left\{ \begin{array}{l} K = 1 \text{ (flexion simple)} \\ \alpha = 90^\circ \end{array} \right.$$

$$\delta_{t1} \leq \min(0,9d ; 40\text{cm}) = 12,96\text{cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \frac{A_t \cdot f_{c28}}{0,4 \cdot b \cdot \sin \alpha} = \frac{0,5 \times 235}{0,4 \times 100 \times 1} = 2,937\text{cm}$$

$$\frac{A_t}{b \cdot \delta_{t3}} \geq \frac{\tau u - 0,3 \cdot f_{tj} \cdot k}{0,8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

Donc :

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \cdot 0,8 \cdot f_e}{b \cdot (\tau u - 0,3 \cdot f_{t28})} = \frac{0,5 \times 0,8 \times 235}{100 \times (0,033 - 0,3 \times 2,1)} = 1,49\text{cm}$$

On adopte :

$$\delta_t = 8 \text{ cm}$$

Dessin du ferrailage

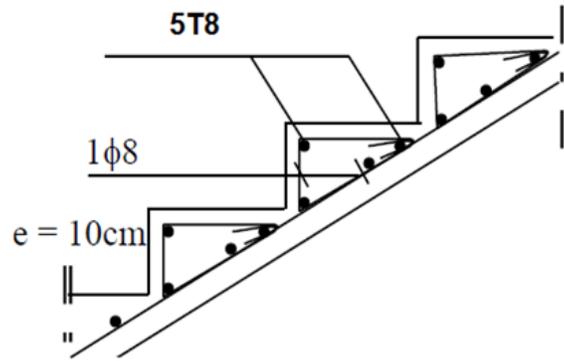


Fig 38 : Dessin du ferrailage de la marche porteuse

b) Escalier a paillasse porteuse :

IV.1.5.Calcul du 1er Type :

1) Etat limite ultime (ELU) :

Calcul le moment fléchissant d'apert l'logiciel

RDM6 :

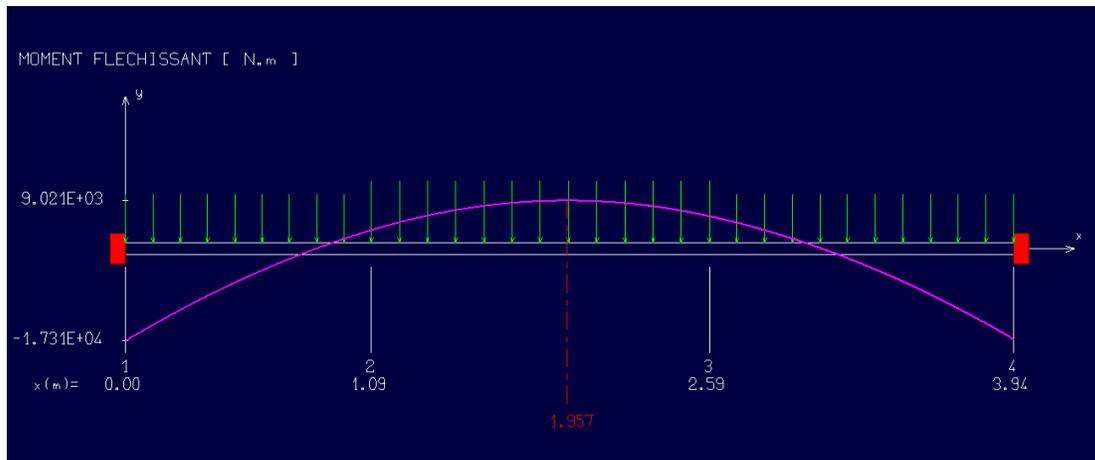


Fig 39 : Schéma le moment fléchissant ELU.

$M_T=902.1daN/m$

$M_a=-1731.0daN /m$

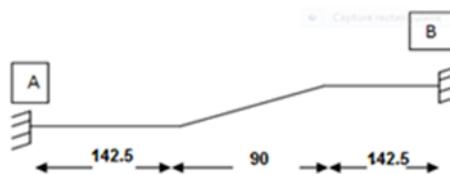


Fig 40 : Schéma statique d'un escalier a paillasse avec un 2 palier de repos.

Calcul du ferrailage :

En travée	$M_T=902.1\text{daN/m}$
------------------	---

a) Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{tx^u}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{9021}{14,2 \times 100 \times (14,4)^2} = 0,031$$

$\mu = 0,031 \leq \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow$ On est au pivot A , A' n'existe pas.

$$1000\xi_s > 1000\xi_L$$

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

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,039$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,98$$

Détermination des armatures :

$$A_{ix^u} = \frac{M_{tx^u}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{9021}{348 \times 0,98 \times 14,4} = 1,84 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 14,4 \times \frac{2,1}{400} = 1,738 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_t ; A_{\min}) = 1,84 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$4T8/\text{ml} \Rightarrow A = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad (4T8 \Rightarrow e = 20 \text{ cm}).$$

En appuis	$M_a = -1731.0 \text{ daN / m}$
------------------	---

a) Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{tx^u}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{9021}{14,2 \times 100 \times (14,4)^2} = 0,058$$

$\mu = 0,058 \leq \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow$ On est au pivot A , A' n'existe pas.

$$1000\xi_s > 1000\xi_L$$

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

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,075$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,98$$

Détermination des armatures :

$$A_{ax}^u = \frac{Max^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{17310}{348 \times 0,98 \times 14,4} = 3,52 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 14,4 \times \frac{2,1}{400} = 1,738 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_t; A_{min}) = 3,52 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$5T10/ml \Rightarrow A = 3,93 \text{ cm}^2/ml \quad (5T10 \Rightarrow e = 10 \text{ cm}).$$

2) Etat limite service (ELS) :

Calcul le moment fléchissant d'apert l'logiciel **RDM6** :

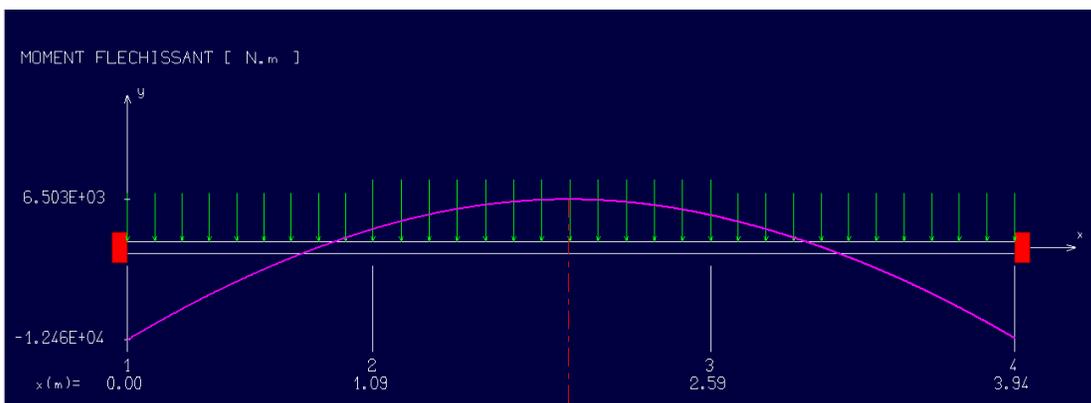


Fig 41 : Schéma le moment fléchissant ELS.

En travée	$M_t^s = 650.3 \text{ daN.m}$
-----------	-------------------------------

• **Calcul du ferrailage :**

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

Flexion simple
 Section rectangulaire sans A'
 Acier FeE400

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire sans } A' \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_c^{28}}{100}$$

$$\rightarrow \sigma_b \leq \sigma_b^- = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec : $\gamma = \frac{Mu}{Ms} = \frac{9021}{6503} = 1,38$

$\frac{1,38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44 > \alpha = 0,014 \Rightarrow$ Condition vérifiée

Conclusion :

$\sigma_b \leq \sigma_b^- = 15 \text{ MPa}$
 Fissuration peu nuisible \Rightarrow Les armatures calculées à E.L.U seront maintenues.
 (Aucune vérification pour (σ_s))

En appuis	$M_a^S = -1246 \text{ daN.m}$
------------------	-------------------------------

Flexion simple
 Section rectangulaire sans A'
 Acier FeE400

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire sans } A' \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_c^{28}}{100}$$

$$\rightarrow \sigma_b \leq \sigma_b^- = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec : $\gamma = \frac{Mu}{Ms} = \frac{17310}{12460} = 1,39$

$\frac{1,38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,445 > \alpha = 0,014 \Rightarrow$ Condition vérifiée

Conclusion :

$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
 Fissuration peu nuisible \Rightarrow Les armatures calculées à E.L.U seront maintenues.
 (Aucune vérification pour (σ_s))

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.**

\Rightarrow **Armatures de répartition :**

$$A_{rt} = \frac{At}{4} = \frac{3.53}{4} = 0.98$$

Choix des armatures :

4T8/ml $\Rightarrow A = 2.01\text{cm}^2/\text{ml}$ (4T8 $\Rightarrow e = 20\text{cm}$)

Vérification des contraintes de cisaillement :

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

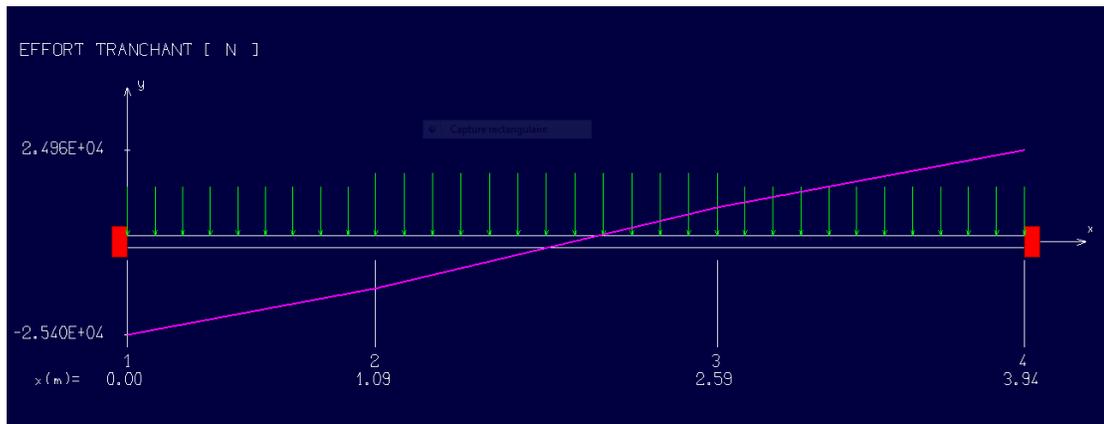


Fig 42 : effort tranchant ELU

$$\tau_u = \frac{Vu^{\max}}{b \times d} = \frac{25400}{100 \times 14,4 \times 100} = 0,17 \text{ MPa}$$

Selon [BAEL 91, A.5.1 et A.5.2]

$$\bar{\tau}_u = \min \left[0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa} \right] = 3,33$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[0,17 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa} \right] = 2,83$$

$$\left. \begin{array}{l} \\ \end{array} \right\} \tau_u = 0,1 \text{MPa} < \bar{\tau}_u$$

 Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

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.

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

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

$$\frac{A}{B_0 \times d} \geq \frac{3,50}{f_e}$$

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 inférieur à 30 cm, 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.

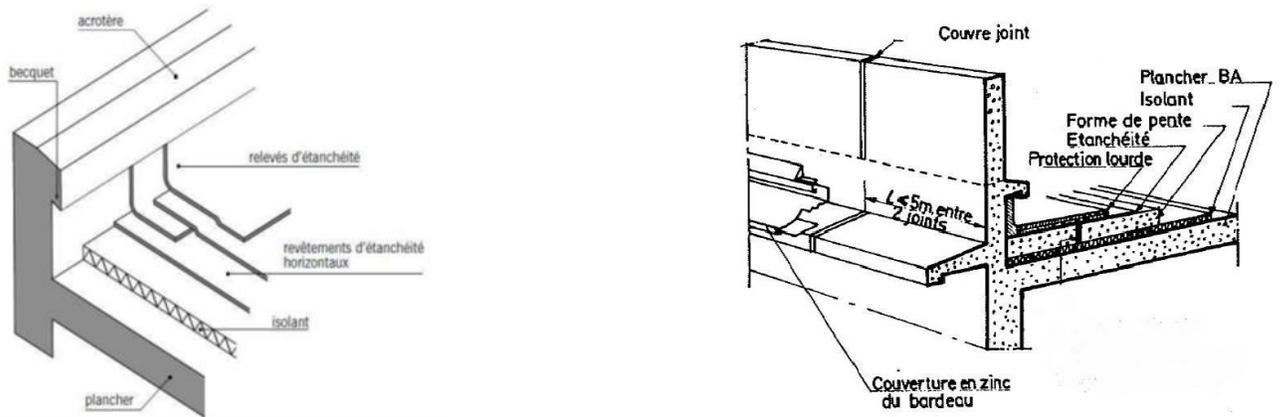


Fig43 : schéma d'un acrotère bas.

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 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 dû à 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 :

$$\left\{ \begin{array}{l} W_p = 2500 \times (S_1 + S_2 + S_3 + S_4) \times b \\ S_1 = 1,05 \times 0,1 \\ S_2 = 0,15 \times 0,25 \\ S_3 = 0,1 \times 0,05 \\ S_4 = \frac{0,1 \times 0,05}{2} \end{array} \right.$$

$W_p = 556,25 \text{ daN}$

$b = 1 \text{ m}$

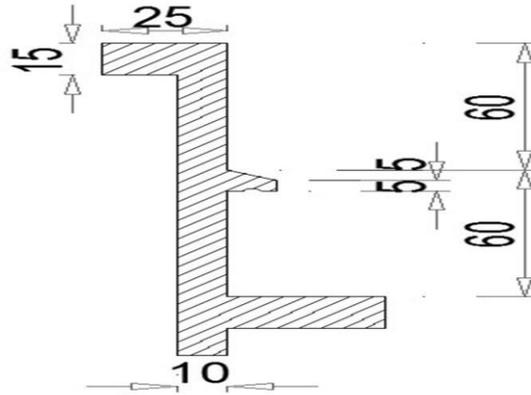


Fig 44: schéma d'un acrotère haut.

b) La force horizontale F_p :

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

Avec :

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

c) Effort normal et moment fléchissant :

• **Etat limite ultime (ELU) :**

$$\begin{cases} N_u = 1.35 W_p & N_u = 1.35 \times 556,25 & N_u = 750.94 \text{ daN} \\ M_u = 1.5 \cdot F_p \cdot L & M_u = 1.5 \times 267 \times 1.2 & M_u = 480.6 \text{ daN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

• **Etat limite de service (ELS) :**

$$\begin{cases} N_s = W_p & N_s = 556.25 \text{ daN} \\ M_s = F_p \cdot L & M_s = 320.4 \text{ daN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

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) :**

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{480,6}{750,94} = 0,64 \text{ m}$$

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

⇒ 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.

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

b) Vérification de l'existence des armatures comprimées :

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

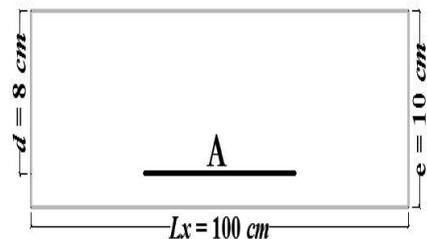
$\mu = 0,011 \leq \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow$ On est au pivot A , A n'existe pas.

$$1000 \xi_s > 1000 \xi_L$$

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

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

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



c) Détermination des armatures :**- Armature longitudinale :**

$$A_1 = \frac{M f^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{7509,4}{14,2 \times 100 \times (8)} = 0,35 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

⇒ On revient à la sollicitation réelle (flexion composée)

$$A = A_1 \cdot \frac{Nu}{100 \cdot \sigma_s} = 0,31 \cdot \frac{7590,4}{100 \times 348} = 0,22 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

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

e) Choix des armatures :**- Armature longitudinale :**

$$5T8/\text{ml} \rightarrow A = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T8 \rightarrow e = 20 \text{ cm})$$

- Armatures de répartition :

$$5T8/\text{ml} \rightarrow A = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T8 \rightarrow e = 20 \text{ cm})$$

- **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_{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.

y₂ : 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 :

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

$$K = \frac{N_s}{100 \cdot S} = \frac{556,25}{100 \times 116,37} = 0,48$$

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

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

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

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

$$\sigma_s^- = \min\left(\frac{2}{3} \times f_c; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right)$$

$$\text{Donc : } \sigma_s^- = \min\left(\frac{2}{3} \times 400; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^- = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Conclusion:

$$\sigma_b \leq \sigma_b^- = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s \leq \sigma_s^- = 201,63 \text{ MPa}$$

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

$$\bar{\tau}_u = \frac{T_u^{\max}}{b.d} = \frac{4005}{100 \times 8 \times 100} = 0,05 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,05 \times f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,05 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25$$

} \Rightarrow Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- Il n'y a pas de reprise de bétonnage.

Chapitre V

Etude des plancher

Introduction :

Est une surface horizontale séparant deux niveaux successifs dans une construction les surcharges de fonctionnement du bâtiment, il a d'autres fonctions très importantes relatives au confort thermique et acoustique, à la sécurité protection incendie et à l'esthétique, sans oublier le rôle technique de support de canalisations réseaux divers.

- Sa fonction principale consiste à :

Supporter les charges (poids des structures et actions permanentes) et les surcharges (actions variables et accidentelles) et les transmettre aux éléments porteurs à savoir les murs et les poteaux.

- Transmettre des efforts horizontaux aux éléments de contreventement (diaphragme).

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.1 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 encastrées, soumises à un chargement quelconque, en respectant la règle de fermeture des moments à **1,25 M₀** dans les deux directions :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1,25 M_0$$

M_t : Moment en travée.

M_w et **M_e** : valeurs absolues pour les moments d'appui de gauche et de droite.

M_x: 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** 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).

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 :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} \leq 0,4$$

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* = 1m) et de hauteur (*h*0) et de portée (*L_x*).

es 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 :

Moment en travée : $M_t = \frac{ql^2}{10} = 0,8$

Moment en appui : $M_a = \frac{ql^2}{10} = -0,5$

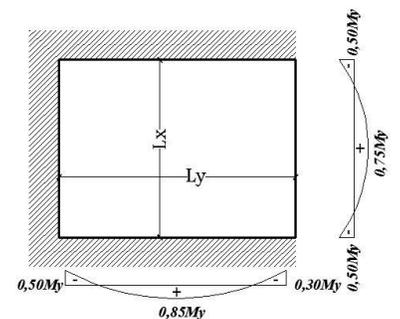
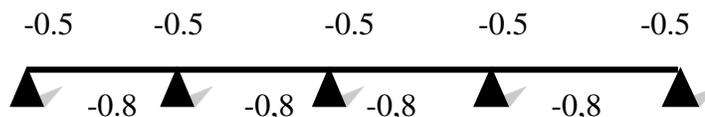


Fig 45 : Schéma d'un panneau continu au de là de ses appuis.

2) Dalle portant dans deux directions :

Dite dalle sur quatre appuis, elle porte dans deux directions, lorsque les deux conditions sont vérifiées :

$$0.4 \leq \alpha = \frac{l_x}{l_y} \leq 1$$

⇒ La charge est uniformément chargée.

⇒ Ou la dalle est soumise à une charge concentrée

Remarque :

D'après l'article (A.8.2, 32) du BAEL 91 modif 99, Les dalles rectangulaires encastrees (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, $0,85M_0$ et $0,75M_0$.

Les moments d'encastrement seront dans ces conditions au moins de 40% et 50% des moments maximaux évalués dans l'hypothèse d'articulation.

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

ν : Coefficient de poisson

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

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

V.2 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 :

a) Panneau considéré continu au-delà de ses appuis :

Suivant le sens (x) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{M_{tx} = 0,75M_x} \quad \Rightarrow (\text{en travée}) \\ \mathbf{M_{ax} = -0,50M_x} \quad \Rightarrow (\text{en appuis}) \end{array} \right.$$

Suivant le sens (y) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{M_{ty} = 0,75M_y} \quad \Rightarrow (\text{en travée}) \\ \mathbf{M_{ay} = -0,50M_y} \quad \Rightarrow (\text{en appuis}) \end{array} \right.$$

b) Panneau de rive dont au moins un appui peut assurer un encastrement partiel

Suivant le sens (x) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{M_{tx} = 0,85M_x} \quad \Rightarrow (\text{en travée}) \\ \mathbf{M_{ax} = -0,30M_x} \quad \Rightarrow (\text{en appuis}) \text{ de rive} \\ \mathbf{M_{ax} = -0,50M_x} \quad \Rightarrow (\text{en appuis intermédiaire}) \end{array} \right.$$

Suivant le sens (y) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{M_{ty} = 0,85M_y} \quad \Rightarrow (\text{en travée}) \\ \mathbf{M_{ay} = -0,30M_y} \quad \Rightarrow (\text{en appuis de rive}) \\ \mathbf{M_{ay} = -0,50M_y} \quad \Rightarrow (\text{en appuis intermédiaire}) \end{array} \right.$$

V.3 Les étapes de calcul :

V.3.1 Distribution des panneaux de dalle sur le plan :

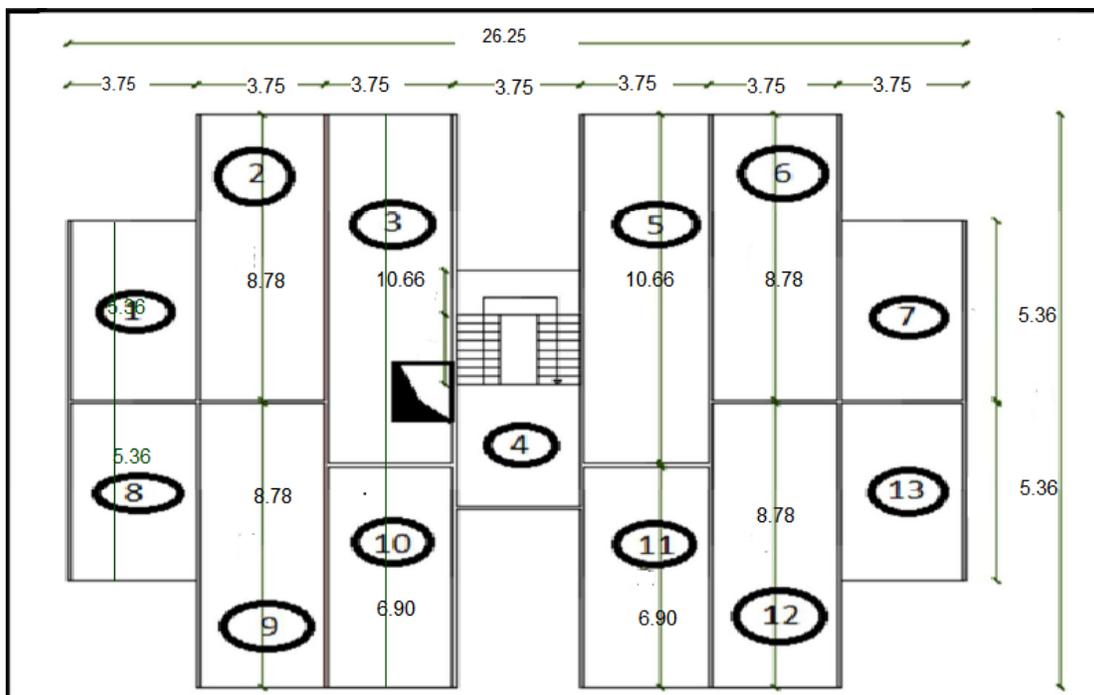
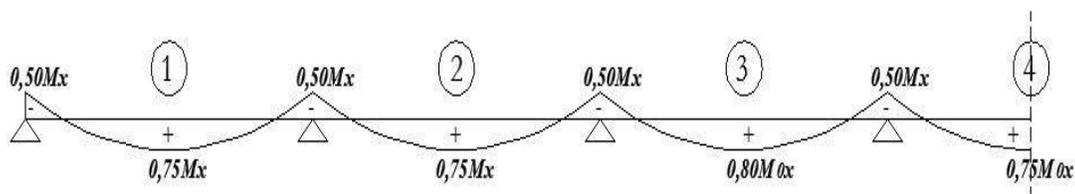
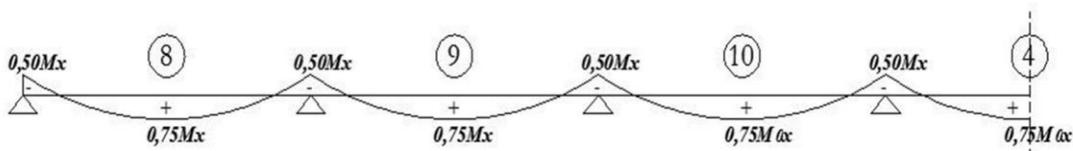


Fig 46 : Schéma des panneaux de dalle sur le plan.

Sens x – x :



Sens y – y :



V.3.2 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**).

$$\varnothing_{\max} \leq \frac{h_d}{10} \quad \text{avec} \quad h_d = 16 \text{ cm} \quad \Rightarrow \varnothing_{\max} \leq \frac{16}{10} = 1.6 \text{ cm} \Rightarrow 16 \text{ mm}$$

On prendra dans notre calcul : $\varnothing = 8 \text{ mm}$.

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 = 1 cm**

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

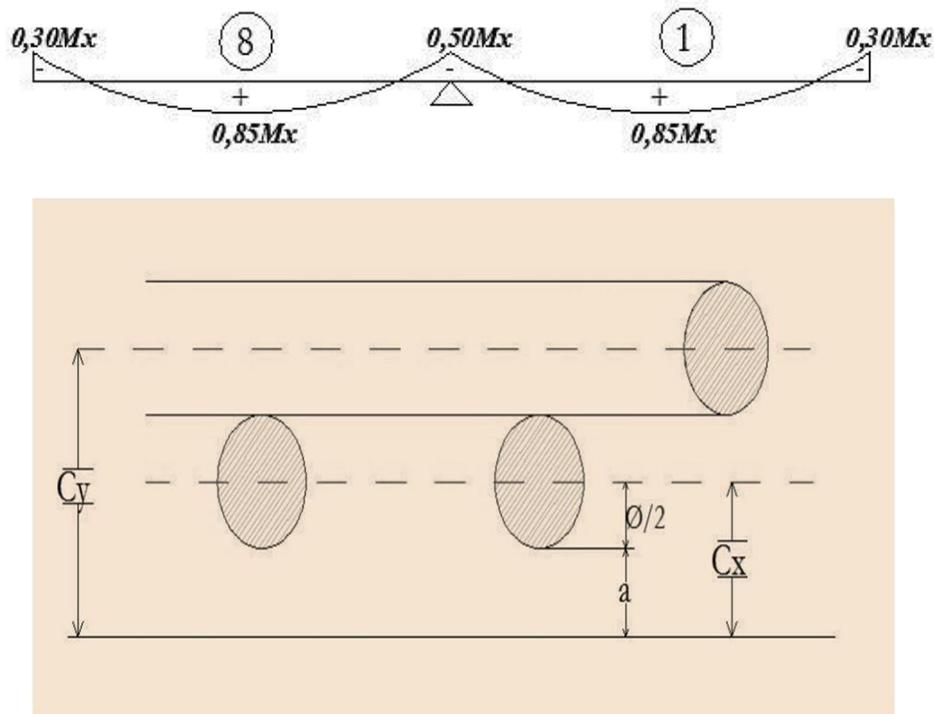


Fig 47: Enrobage.

$$C_x = a + \frac{\varnothing}{2} = \left(10 + \frac{16}{2} \right) \Rightarrow 18 \text{ mm}$$

$$C_x = a + \frac{\varnothing}{2} = \left(10 + \frac{16}{2} \right) \Rightarrow 18 \text{ mm}$$

$$C_x = a + \frac{\phi}{2} + \phi = \left(10 + \frac{16}{2} + 16\right) \Rightarrow 22 \text{ mm}$$

Les hauteurs utiles :

$$\begin{cases} d_x = h_d - C_x = 15 - 1,4 = 13,6 \text{ cm} \\ d_y = h_d - C_y = 15 - 2,2 = 12,8 \text{ cm} \end{cases}$$

V.3.3 Calcul des sollicitations :

Combinaisons fondamentales :

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

Plancher terrasse (inaccessible) :

$$G = 782 \text{ daN/m}^2 ; Q = 100 \text{ daN/m}^2$$

$$\begin{cases} \text{ELU : } Q_u = 1,35 G + 1,5 Q \rightarrow Q_u = 1,35 \times 782 + 1,5 \times 100 \\ \hspace{10em} Q_u = 1205,7 \text{ daN/m}^2 \\ \text{ELS : } Q_s = G + Q \rightarrow Q_s = 782 + 100 \rightarrow Q_s = 882 \text{ daN/m}^2 \end{cases}$$

Plancher étage courant :

$$G = 580 \text{ daN/m}^2 ; Q = 150 \text{ daN/m}^2$$

$$\begin{cases} \text{ELU : } Q_u = 1,35 G + 1,5 Q \rightarrow Q_u = 1,35 \times 580 + 1,5 \times 150 \\ \hspace{10em} Q_u = 1008 \text{ daN/m}^2 \\ \text{ELS : } Q_s = G + Q \rightarrow Q_s = 580 + 150 \Rightarrow P_{ser} = 730 \text{ daN/m}^2 \end{cases}$$

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 (panneau 3 et 5) :

Nous prendrons comme exemple de calcul, le panneau de dalle (5)

$$(L_x = 3,75 \text{ m} ; L_y = 10,66 \text{ m})$$

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = 0,35 \Rightarrow \alpha \leq 0,4 \Rightarrow \text{le panneau (5) porte dans une seule direction}$$

- Charge uniformément répartie

A noté que pour la détermination des moments fléchissant, le panneau (5) est considéré comme étant encasté au niveau de ces appuis.

Pour le plancher terrasse :

Pour une bande de 1 m de largeur :

$$Q_U = \overline{Q_U} \times 1,00 = 1205,7 \times 1 = 1205,7 \text{ daN/m}^2$$

$$Q_S = \overline{Q_S} \times 1,00 = 882 \times 1 = 882 \text{ daN/m}^2$$

$$M_{0X} = \frac{ql^2}{8} \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } M_{0X} = 21119,39 \text{ daN/m}^2 \\ \text{ELS : } M_{0X} = 1550,39 \text{ daN/m}^2 \end{array} \right.$$

Moment en travée :

$$M_{TX} = \frac{ql^2}{10} = -0,8 M_{0X} \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } M_{TX} = 1695,51 \text{ daN/m}^2 \\ \text{ELS : } M_{TX} = 1240,31 \text{ daN/m}^2 \end{array} \right.$$

Moment en appuis :

$$M_{ax} = \frac{ql^2}{16} = -0,5 M_{0X} \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } M_{ax} = -1059,69 \text{ daN/m}^2 \\ \text{ELS : } M_{ax} = -775,195 \text{ daN/m}^2 \end{array} \right.$$

Pour le Plancher des étages courants :

Pour une bande de 1 m de largeur :

$$Q_U = \overline{Q_U} \times 1,00 = 1008 \times 1 = 1008 \text{ daN/m}^2$$

$$\overline{Q_S} = Q_S \times 1,00 = 730 \times 1 = 730 \text{ daN/m}^2$$

$$M_{0X} = \frac{ql^2}{8} \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } M_{0X} = 1771,875 \text{ daN/m}^2 \\ \text{ELS : } M_{0X} = 1283,2 \text{ daN/m}^2 \end{array} \right.$$

Moment en travée :

$$M_{TX} = \frac{ql^2}{10} = 0.8 M_{0X} \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } M_{Tx} = 1417.496 \text{ daN/m}^2 \\ \text{ELS : } M_{ax} = 1026,56 \text{ daN/m}^2 \end{array} \right.$$

Moment en appuis :

$$\text{ELU : } M_{ax} = -885.9375 \text{ daN/m}^2$$

$$M_{ax} = \frac{ql^2}{16} = -0.5 M_{0X}$$

$$\text{ELS : } M_{ax} = -641,6 \text{ daN/m}^2$$

Remarque : Ces calculs sont valables pour le panneau de dalle (3).

b) Panneau dalle portant sur deux directions (les panneaux 1, 2, 4, 6...13) :

Nous prendrons comme exemple de calcul, le panneau de dalle (6)

$$(L_x = 3,75 \text{ m} ; L_y = 8,78 \text{ m})$$

- $\alpha = \frac{l_x}{l_y} \leq 0,4 \Rightarrow 0.4 \leq \alpha = \frac{l_x}{l_y} \leq 1 \Rightarrow$ le panneau (6) porte sur deux directions
- Charge uniformément répartie

$$M_x^u = \mu_x^u \cdot Q_u \cdot L_x^2$$

ELU	$\mu_x = 0,1036$	$\mu_y = 0,250$
ELS	$\mu_x = 0,1063$	$\mu_y = 0,3234$

$$M_x^u = \mu_x^u \cdot Q_u \cdot L_x^2$$

Les coefficients réducteur (μ_x et μ_y) sont déterminés en fonction de

(α ; ϑ) et relevé du tableau de l'annexe E3 du BAEL.

Calcul a l'état limite ultime de résistance (ELU)**Pour le plancher terrasse :**

$$\overline{Q} = 1205,7 \text{ daN/m}^2$$

$$\begin{cases} M_x^u = 0,1036 \times 1205,7 \times (3,75)^2 = 1756,554 \text{ daN/m}^2 \\ M_y^u = 0,250 \times 1756,554 = 439,138 \text{ daN/m}^2 \end{cases}$$

Moment en travée :

$$\begin{cases} M_{tx}^u = 0,75 \times M_x^u = 0,75 \times 1756,554 = 1317,415 \text{ daN/m}^2 \\ M_{ty}^u = 0,85 \times M_y^u = 0,85 \times 439,138 = 373,267 \text{ daN/m}^2 \end{cases}$$

Moment en appui intermédiaires :

$$\text{Gauche : } M_{ag}^u = -0,5 \times M_x^u = -0,5 \times 1756,554 = -878,277 \text{ daN/m}^2$$

$$\text{Droite : } M_{adx}^u = -0,5 \times M_x^u = -0,5 \times 1756,554 = -878,277 \text{ daN/m}^2$$

$$M_{ay}^u = -0,5 \times M_y^u = -0,5 \times 439,138 = -219,569 \text{ daN/m}^2$$

Moment en appui de rive :

$$\begin{cases} M_{arx}^u = -0,5 \times M_x^u = 0,5 \times 1756,554 = -878,277 \text{ daN/m}^2 \\ M_{ary}^u = -0,3 \times M_y^u = -0,3 \times 439,138 = -131,741 \text{ daN/m}^2 \end{cases}$$

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

$$\text{Pour le plancher terrasse : } Q_s = 882 \text{ daN/m}^2$$

$$\begin{cases} M_x^s = 0,1063 \times 882 \times (3,75)^2 = 1318,452 \text{ daN/m}^2 \\ M_y^s = 0,3234 \times 1318,452 = 426,387 \text{ daN} \end{cases}$$

Moment en travée :

$$\begin{cases} M_{tx}^s = 0,75 \times M_x^s = 0,75 \times 1318,452 = 988,839 \text{ daN/m}^2 \\ M_{ty}^s = 0,85 \times M_y^s = 0,85 \times 426,387 = 362,429 \text{ daN/m}^2 \end{cases}$$

Moment en appui intermédiaires :

Gauche : $M_{ag}^s = -0,5 \times M_x^s = -0,5 \times 1318,452 = -659,226 \text{ daN/m}^2$

Droite : $M_{adx}^s = -0,5 \times M_x^s = -0,5 \times 1318,452 = -659,226 \text{ daN/m}^2$

$$M_{ay}^s = -0,5 \times M_y^s = -0,5 \times 426,387 = -213,193 \text{ daN/m}^2$$

Moment en appui de rive :

$$M_{arx}^s = -0,5 \times M_x^s = -0,5 \times 1318,452 = -659,226 \text{ daN/m}^2$$

$$M_{ary}^s = -0,3 \times M_y^s = -0,3 \times 426,387 = -127,914 \text{ daN/m}^2$$

	P1	P2	P4	P6	P7	P8	P9	P10	P11	P12	P13
M_x^u	1159.732	1756.554	695.161	1756.554	1159.732	1159.732	1756.554	1515.790	1515.790	1756.554	1159.732
M_x^s	921.552	1318.452	599.070	1318.452	921.552	921.552	1318.452	1160.932	1160.932	1318.452	921.552
M_y^u	501.004	439.138	616.955	439.138	501.004	501.004	439.138	378.947	378.947	439.138	501.004
M_y^s	536.066	426.387	553.301	426.387	536.066	536.066	426.387	481.786	481.786	426.387	536.066
M_{tx}^u	869.799	1317.415	521.371	1317.415	869.799	869.799	1317.415	1136.843	1136.843	1317.415	869.799
M_{tx}^s	691.164	988.839	449.303	988.839	691.164	691.164	988.839	870.699	870.699	988.839	691.164
M_{ty}^u	425.853	373.2675	524.412	373.2675	425.853	425.853	373.2675	322.105	322.105	373.2675	425.853
M_{ty}^s	455.656	362.429	470.306	362.429	455.656	455.656	362.429	409.518	409.518	362.429	455.656
M_{gx}^u	-579.866	-878.277	347.580	-878.277	-579.866	-579.866	-878.277	-757.895	-757.895	-878.277	-579.866
M_{gx}^s	-460.776	-659.226	299.535	-659.226	-460.776	-460.776	-659.226	-580.466	-580.466	-659.226	-460.776
M_{dx}^u	-579.866	-878.277	347.580	-878.277	-579.866	-579.866	-878.277	-757.895	-757.895	-878.277	-579.866
M_{gy}^u	-460.776	-659.226	299.535	-659.226	-460.776	-460.776	-659.226	-580.466	-580.466	-659.226	-460.776
M_{gy}^s	-250.502	-219.569	308.477	-219.569	-250.502	-250.502	-219.569	-189.473	-189.473	-219.502569	-250.
M_{ry}^u	-268.033	-213.193	276.650	-213.193	-268.033	-268.033	-213.193	-240.893	-240.893	-213.193	-268.033
M_{ry}^u	-150.301	-131.744	185.086	-131.744	-150.301	-150.301	-131.744	-113.684	-113.684	-131.744	-150.301
M_{ry}^s	-160.820	-127.916	165.990	-127.916	-160.820	-160.820	-127.916	-144.536	-144.536	-127.916	-160.820

Tableau 9 : les moments fléchissant des différents panneaux dalles constituant le plancher terrasse.

	P1	P2	P4	P6	P7	P8	P9	P10	P11	P12	P13
M_x^u	969.57	1468.53	581.175	1468.53	969.57	969.57	1468.53	1267.245	1267.245	1468.53	969.57
M_x^s	762.735	1091.235	495.829688	1091.235	762.735	762.735	1091.235	960.862	960.862	1091.235	762.735
M_y^u	418.854	367.132	515.792813	367.132	418.854	418.854	367.132	316.811	316.811	367.132	418.854
M_y^s	443.683	352.905	457.948299	352.905	443.683	443.683	352.905	398.757	398.757	352.905	443.683
M_{tx}^u	727.177	1101.397	435.88125	1101.397	727.177	727.177	1101.397	950.433	950.433	1101.397	727.177
M_{tx}^s	572.051	818.426	371.872266	818.426	572.051	572.051	818.426	720.646	720.646	818.426	572.051
M_{ty}^u	356.026	312.062	438.423	312.062	356.026	356.026	312.062	269.289	269.289	312.062	356.026
M_{ty}^s	377.130	299.969	839.256054	299.969	377.130	377.130	299.969	338.944	338.944	299.969	377.130
M_{gx}^u	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	484.785	-734.265	-290.5875	-734.265	-484.785	-484.785	-734.265	-633.622	-633.622	-734.265	-484.785
M_{gx}^s	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	381.367	-545.617	-247.914844	-545.617	-381.367	-381.367	-545.617	-480.431	-480.431	-545.617	-381.367
M_{dx}^u	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	484.785	-734.265	-290.5875	-734.265	-484.785	-484.785	-734.265	-633.622	-633.622	-734.265	-484.785
M_{dx}^s	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	381.367	-545.617	-247.914844	-545.617	-381.367	-381.367	-545.617	-480.431	-480.431	-545.617	-381.367
M_{gy}^u	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	209.427	-183.566	-257.89640	-183.566	-209.427	-209.427	-183.566	-158.405625	-158.405625	-183.566	-209.427
M_{gy}^s	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	221.841	-176.452	-228.974	-176.452	-221.841	-221.841	-176.452	-199.378	-199.378	-176.452	-221.841
M_{ry}^u	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	125.656	-110.137	-154.737	-110.137	-125.656	-125.656	-110.137	-95.043	-95.043	-110.137	-125.656
M_{ry}^s	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	133.105	-105.871	-137.384	-105.871	-133.105	-133.105	-105.871	-119.627	-119.627	-105.871	-133.105

Tableau 10 : tableau des moments fléchissant des différents panneaux de dalles constituant le plancher étage courant.

V.3.4 Détermination des armatures :

a) Panneau de dalle portant dans une seule direction (panneau 3 et 5) :

Plancher terrasse (inaccessible) :

En travée	$M_{tx}^u = 169551 \text{ N.m}$	$M_{tx}^s = 124031 \text{ N.m}$
-----------	---------------------------------	---------------------------------

Etat limite ultime (ELU) :

1) Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{16955.1}{14.2 \times 100 \times (14.4)^2} = 0.058$$

$$\mu = 0,058 < \mu_l = 0,392 \text{ (FeE 400)}$$

→ A' n'existe pas et $1000\xi_s > 1000\xi_L$

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

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

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

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{16955.1}{348 \times 0,972 \times 14,4} = 3,48 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

2) Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité, CBA91/A4 .2.1) :

$$A_{tx}^u = 0,0006 \times b \times h = 0,0006 \times 100 \times 16 = 0,96 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

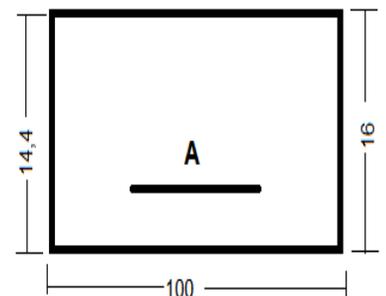
$$A_{tx}^u = \text{Max}(A_{\text{cal}} ; A_{\text{min}}) = \text{Max}(3,48 ; 0,96) \Rightarrow A_{tx}^u = 3,48 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

3) Espacement maximal des armatures :

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

4) Choix des Armatures :

$$A_{tx}^u = 3,52 \Rightarrow (7T8 ; e=20 \rightarrow T8 ; e=20)$$



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 σ_b , à la contrainte des aciers σ_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 σ_s :**

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

➤ **La contrainte maximale du béton comprimé σ_b :**

Lorsque la section comporte une partie comprimée ; on doit vérifier sous la sollicitation de service que : $\sigma_b \leq 0,6 f_{c28}$

5) Vérification de la contrainte maximale du béton comprimé :

$$D = \frac{15 \times A_u}{b} = \frac{15 \times 3,52}{100} = 0,528 \Rightarrow E = 2 \times d \times D \Rightarrow E = 2 \times 14,4 \times 0,528 \text{ donc } E = 15,206$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = 3,40$$

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

$$I = \frac{100 \times 3,40^3}{3} + 15 \times 3,52 \times (14,4 - 3,40)^2 \Rightarrow I = 7698,93$$

$$K = \frac{M_{tx^s}}{I} = \frac{12403,1}{7698,93} = 1,61$$

$$\text{Enfin } \sigma_b = k \times y_1 = 1,61 \times 3,40 \Rightarrow \sigma_b = 5,474 \text{ MPa} < 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Conclusion :

La contrainte du béton ρ_b étant vérifiée, nous retiendrons la valeur de la section d'armature calculée à l'ELU ($A_{tx^u} = 3,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$).

En appuis	$M_{ax^u} = -10596,9 \text{ N.m}^2$	$M_{ax^u} = -7751,95 \text{ N.m}^2$
------------------	-------------------------------------	-------------------------------------

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

$$\mu = \frac{M_{tx^u}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{10596,9}{14,2 \times 100 \times (14,4)^2} = 0,0359$$

$\mu = 0,0359 < \mu_{l=0,392}$ (FeE 400) A' n'existe pas et

↳ A' n'existe pas et $1000\xi_s > 1000\xi_1$

$$\delta = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,045$$

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

$$A_{ax}^u = \frac{Max^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{10596,9}{348 \times 0,983 \times 14,4} = 2,15 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

2) Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité, CBA91/A4 .2.1) :

$$A_{ax}^u = 0,0006 \times b \times h = 0,0006 \times 100 \times 16 = 0,96 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Conclusion :

$$A_{ax}^u = \text{Max}(A_{cal} ; A_{min}) = \text{Max}(2,15 ; 0,96) \Rightarrow A_{ax}^u = 2,15 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

3) Espacement maximal des armatures :

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

4) Choix des Armatures :

$$A_{ax}^u = 3,52 \Rightarrow (7T8 \rightarrow T8; e=20)$$

Etat limite de service (ELS) :

Vérifications de la contrainte maximale du béton comprimé σ_b ainsi que la contrainte des aciers σ_s et aux déformations.

- La vérification de la contrainte des aciers σ_s n'est pas nécessaire (fissuration peu nuisible).
- La vérification de la contrainte de béton σ_b passe par les calculs suivants :

Données	Unités
Fc28	25
D	14,4
B	100
M _{ax} ^s	77519.5 N.m
Au	2,51

Vérification de la contrainte de béton σ_b		
D	$\frac{15 \times Au}{b}$	0,528
E	$2 \times d \times D$	15.206
Y ₁	$-D + \sqrt{D^2 + E}$	3,40
I	$\frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times Au \times (d - y_1)^2$	7698,93 cm ⁴
K	$\frac{Mtx^u}{I}$	1,61
σ_b	$k \times y_1$	5.474
$\bar{\sigma}_b$	$0,6 \times fc28$	15

Conclusion :

$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ La fissuration est peu nuisible (aucune vérification pour σ_s \Rightarrow Les armatures calculées à l'ELU seront maintenues

Plancher étages courants :

En travée	M _{tx} ^u = -1417,9 N.m	M _{tx} ^u = -1026,36 N.m
-----------	--	---

Le principe de calcul pour le plancher des étages courants et le même que pour le plancher terrasse.

Les résultats sont illustrés ci-dessous dans les tableaux.

Données	Unités
Fc28	25
D	14,4
B	100
M _{ax} ^s	11340
Au	3,14

Etat limite ultime (ELU) :		
μ	$\frac{Mtx^u}{\sigma_b \times b \times d^2}$	0,048
α	$1,25 \times (1 - \sqrt{-2\mu})$	0,0615
β	$1 - 0,4\alpha$	0,98
A _{tx} ^u	$\frac{Max^u}{\sigma_s \times \beta \times d}$	2,30

Données	Unités
Fc ₂₈	25
D	14,4
B	100
M _{ax} ^s	1026,56N.m
σ _s	348
σ _s	14,2

Vérification de la contrainte de béton σ _b		
D	$\frac{15 \times Au}{b}$	0,471
E	$2 \times d \times D$	13,56
Y ₁	$D + \sqrt{D^2 + E}$	3,24
I	$\frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times Au \times (d - y_1)^2$	6999,8cm ⁴
K	$\frac{Mtx^u}{I}$	1,46
σ _b	$k \times y_1$	4,73
σ _b	$0,6 \times fc_{28}$	15

Conclusion :

→ σ_b ≤ σ_b = 15 MPa La fissuration est peu nuisible (aucune vérification pour σ_s

Les armatures calculées à l'ELU seront maintenues).

En appuis	M _{ax} ^u = -7087,5	M _{ax} ^u = -641,6
------------------	--	---------------------------------------

Données	Unités	Etat limite ultime (ELU) :		
Fc ₂₈	25	μ	$\frac{Mtx^u}{\sigma_b \times b \times d^2}$	0,024
D	14,4	α	$1,25 \times (1 - \sqrt{-2\mu})$	0,03
B	100	β	$1 - 0,4\alpha$	0,988
M _{ax} ^s	708,75	A _{tx} ^u	$\frac{Max^u}{\sigma_s \times \beta \times d}$	1,43
σ _s	348			
σ _s	14,2			

Données	Unités
F_{c28}	25
D	14,4
B	100
M_{ax}^s	641,6
Au	2,01

Vérification de la contrainte de béton σ_b		
D	$\frac{15 \times Au}{b}$	0,301
E	$2 \times d \times D$	8,66
Y_1	$D + \sqrt{D^2 + E}$	2,65
I	$\frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times Au \times (d - y_1)^2$	4782,9
K	$\frac{Mtx^u}{I}$	1,34
σ_b	$k \times y_1$	3,55
$\bar{\sigma}_b$	$0,6 \times f_{c28}$	15

Choix des armatures :

$$A_{tx}^u = 2,01 \Rightarrow (4T8 ; T8 \quad e=25)$$

Conclusion :

→ $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ La fissuration est peu nuisible (aucune vérification pour σ_s Les armatures calculées à l'ELU seront maintenues

b) Panneau de dalle portant dans deux sens (panneau 1, 2, 4, 6... 13) :

Plancher terrasse (inaccessible) : on prend le panneau (6), le plus sollicité

En travée (sens x-x)	$M_{tx}^u = 1317,415$	$M_{tx}^s = 988.839$
----------------------	-----------------------	----------------------

Etat limite ultime (ELU) :

1) Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{1317,4}{14,2 \times 100 \times (14,4)^2} = 0,0447$$

$$\mu = 0,0359 < \mu_l = 0,392 \text{ (FeE 400)}$$

→ A' n'existe pas et $1000\xi_s > 1000\xi_L$

$$\delta = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0572$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,977$$

$$A_{tx}^u = \frac{Mtx^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{13174,15}{348 \times 0,977 \times 14,4} = 2,26 \text{ cm}^2$$

2) Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité CBA91/A4 .2.1) :

$$A_{tx}^u = 0,0006 \times b \times h = 0,0006 \times 100 \times 16 = 0,96 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Conclusion :

$$A_{tx}^u = \text{Max}(A_{cal} ; A_{min}) = \text{Max}(2,26 ; 0,96) \Rightarrow A_{tx}^u = 2,26 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

3) Espacement maximal des armatures :

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

4) Choix des armatures :

$$A_{tx}^u = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow (5T8 \rightarrow T8 ; e=25)$$

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 σ_b et de l'acier σ_s pour les panneaux portant dans deux directions s'effectuera de la même façon.

1) Vérification de la contrainte maximale du béton comprimé σ_b :

$$D = \frac{15 \times A_u}{b} = \frac{2,51 \times 15}{100} = 0,45$$

$$Y_1 = D + \sqrt{D^2 + E} = 4,078$$

$$\text{cm} \Rightarrow E = 2 \times d \times D \Rightarrow E = 2 \times 14,4 \times 0,453 \text{ et donc } E = 12,96$$

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

$$I = \frac{100 \times (4,07)^3}{3} + 15 \times 2,51 \times (14,4 - 4,07)^2 \Rightarrow I = 6264,89 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{tx}^s}{I} = \frac{9888,39}{6264,89} = 1,57$$

$$\text{Enfin } \sigma_b = k \times y I = 1,57 \times 4,078 \Rightarrow \sigma_b = 6,402 \text{ MPa} < 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Conclusion :

→ $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ La fissuration est peu nuisible (aucune vérification pour σ_s Les armatures calculées à l'ELU seront maintenues.

En appuis (sens x-x)	$M_{ax}^u = -8782,77 \text{ N.m}$	$M_{ax}^s = -6592,26 \text{ N.m}$
-----------------------------	-----------------------------------	-----------------------------------

2) Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{8782,77}{14,2 \times 100 \times (14,4)^2} = 0,0298$$

$$\mu = 0,0298 < \mu_l = 0,392 \text{ (FeE 400) } A' \text{ n'existe pas et}$$

→ $A' \text{ n'existe pas et } 1000\xi_s > 1000\xi_L$

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

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,03$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,9825$$

$$A_{ax}^u = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{8782,77}{348 \times 0,983 \times 14,4} = 1,78 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

3) Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité CBA91/A4 .2.1) :

$$A_{ix}^u = 0,0006 \times b \times h = 0,0006 \times 100 \times 16 = 0,96 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Conclusion :

→ $A_{tx}^u = \text{Max}(A_{cal}; A_{min}) = \text{Max}(1,78; 0,96) \Rightarrow A_{tx}^u = 1,78 \text{ cm}^2/\text{ml}$

4) Espacement maximal des armatures :

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

5) Choix des armatures :

$$A_{tx}^u = 2,51 \Rightarrow (5T8 ; e=25)$$

Etat limite de service (ELS) :

1) Vérification de la contrainte maximale du béton comprimé σ_b :

$$D = \frac{15 \times A_u}{b} - \frac{2,51 \times 15}{100} = 0,377 \Rightarrow E = 10,85$$

$$Y_1 = D + \sqrt{D^2 + E} \Rightarrow 0,377 + \sqrt{0,377^2 + 10,85} = 3,369$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A_u \times (d - y_1)^2 \Rightarrow \frac{100 \times 3,36^3}{3} + 15 \times 2,51 \times (14,4 - 3,36)^2 \quad I = 5853,71 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{tx}^s}{I} = \frac{6592,26}{5853,71} = 1,13$$

$$\text{Enfin } \sigma_b = k \times y_1 \Rightarrow \sigma_b = 3,80 \text{ MPa} < 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Conclusion :


 $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ La fissuration est peu nuisible (aucune vérification pour σ_s Les armatures calculées à l'ELU seront maintenues

En travée (sens y-y)	$M_{ty}^u = 3732,67 \text{ N.m}$	$M_{ty}^s = 3624,29 \text{ N.m}$
----------------------	----------------------------------	----------------------------------

2) Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{3732,67}{14,2 \times 100 \times (14,4)^2} = 0,013$$

$$\mu = 0,013 < \mu_l = 0,392 \text{ (Fe E 400) A' n'existe pas et}$$


 $A' \text{ n'existe pas et } 1000\xi_s > 1000\xi_L$

$$\delta = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,016$$

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

$$A_{ly}^u = \frac{Mty^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{3732,67}{348 \times 0,994 \times 14,4} = 0,75 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

3) Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité CBA91/A4 .2.1) :

$$A_{lx}^u = 0,0006 \times b \times h = 0,0006 \times 100 \times 16 = 0,96 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Conclusion :

$$\rightarrow A_{lx}^u = \text{Max}(A_{cal}; A_{min}) = \text{Max}(0,75; 0,96) \Rightarrow A_{lx}^u = 0,96 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Espacement maximal des armatures :**

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

- **Choix des armatures :**

$$A_{lx}^u = 2,01 \Rightarrow (4T8 \rightarrow T8; e=25)$$

Etat limite de service (ELS) :

1) Vérification de la contrainte maximale du béton comprimé σ_b :

$$D = \frac{15 \times A_u}{b} = \frac{2,01 \times 15}{100} = 0,3015 \Rightarrow E = 13,56$$

$$Y_1 = D + \sqrt{D^2 + E} \Rightarrow 0,3015 + \sqrt{0,3015^2 + 13,56} = 3,99$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A_u \times (d - y_1)^2 \Rightarrow \frac{100 \times 3,99^3}{3} + 15 \times 2,01 \times (14,4 - 3,99)^2 = 5384,67 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{Mty^u}{I} = \frac{3732,67}{5384,67} = 0,70$$

$$\text{Enfin } \sigma_b = k \times y_1 \Rightarrow \sigma_b = 2,79 \text{ MPa} < 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Conclusion :

$\rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ La fissuration est peu nuisible (aucune vérification pour σ_s Les armatures calculées à l'ELU seront maintenues.

En appuis (sens y-y)	$M_{ay}^u = -2195,69$	$M_{ay}^s = -2131,93$
----------------------	-----------------------	-----------------------

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

$$\mu = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{2195,69}{14,2 \times 100 \times (14,4)^2} = 0,0074$$

$$\mu = 0,0074 < \mu_l = 0,392 \text{ (FeE 400) } \Rightarrow \text{A' n'existe pas et}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \rightarrow \text{A' n'existe pas et } 1000\xi_s > 1000\xi_l \end{array} \right.$$

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

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0093$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,996$$

$$A_{ay}^u = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{2195,69}{348 \times 0,996 \times 14,4} = 0,44 \text{ cm}^2$$

2) Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité CBA91/A4 .2.1) :

$$A_{tx}^u = 0,0006 \times b \times h = 0,0006 \times 100 \times 16 = 0,9 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Conclusion :

$$\left\{ \begin{array}{l} \rightarrow A_{tx}^u = \text{Max}(A_{cal} ; A_{min}) = \text{Max}(0,44 ; 0,9) \Rightarrow A_{tx}^u = 0,9 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{array} \right.$$

• Espacement maximal des armatures :

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

• Choix des armatures :

$$A_{tx}^u = 2,01 \Rightarrow (4T8 \rightarrow T8 ; e=25)$$

Etat limite de service (ELS) :**1) Vérification de la contrainte maximale du béton comprimé σ_b :**

$$D = \frac{15 \times A_u}{b} = \frac{2,01 \times 15}{100} = 0,3015 \Rightarrow E = 8,683$$

$$Y_1 = D + \sqrt{D^2 + E} \Rightarrow 0,3015 + \sqrt{0,3015^2 + 8,683} = 3,26$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A_u \times (d - y^1)^2 \Rightarrow \frac{100 \times 3,26^3}{3} + 15 \times 2,01 \times (14,4 - 3,26)$$

$$I = 4968,29 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ay}^s}{I} = \frac{2131,93}{1392,44} = 1,53$$

$$\text{Enfin } \sigma_b = k \times y_l \Rightarrow \sigma_b = 4,9878 \text{ MPa} < 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Conclusion :

→ $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ La fissuration est peu nuisible (aucune vérification pour σ_s Les armatures calculées à l'ELU seront maintenues.

Sens x-x : en travée

M_{tx}^u	σ_{bc}	b(Cm)	d(Cm)	μ	α	β	A_{tx}^u	choix
11013,397	14,2	100	14,4	0,037	0,047	0,98	2,24	2,51
D	D ²	E	Y ₁	I	M_{tx}^s	k	$\bar{\sigma}_b$	
0,3765	0,120	10,8432	3,687	5991,727	8184,26	1,365	5,032	

Choix des Armatures :

$$5T8 \text{ ml} \rightarrow A_a = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ (FeE400)}$$

$$A_{tx}^u \Rightarrow (5T8; T8 e=25)$$

Sens y-y : en travée

M_{ty}^u	σ_{bc}	b(Cm)	d(Cm)	μ	α	β	A_{ty}^u	choix
4384,238	14,2	100	14,4	0,015	0,018	0,992	0,94	2,01
D	D ²	E	Y ₁	I	M_{ty}^s	K	$\bar{\sigma}_b$	
0,3015	0,090	2,61798	1,34437	5220,04	8392,56	1,61	2,1644	

Choix des Armatures :

4T8 ml $\rightarrow A_a=2,01\text{cm}^2/\text{ml}$ (FeE400)

$$A_{tx}^u \Rightarrow (4T8 \text{ T8}; e=25)$$

Sens x-x : en appui :

M_{ax}^u	σ_{bc}	b(Cm)	d(Cm)	μ	α	β	A_{tx}^u	choix
7342,65	14,2	100	14,4	0,047	0,060	0,976	1,5	2,01
D	D ²	E	Y ₁	I	M _{ax} ^s	k	$\bar{\sigma}_b$	
0,3015	0,0909	2,61798	1,34437	5220,04	5456,17	1,045	1,404	

Choix des Armatures :

$$A_{tx}^u=2,01 \Rightarrow (4T8 ;e=25)$$

Sens y-y : en appui

M_{tx}^u	σ_{bc}	b(Cm)	d(Cm)	μ	α	β	A_{tx}^u	choix
2578,896	14,2	100	14,4	0,0087	0,011	0,99	0,519	2,01
D	D ²	E	Y ₁	I	M _{tx} ^s	K	$\bar{\sigma}_b$	
0,3015	0,0909	2,61798	1,34437	5220,04	2289,74	0,438	0,588	

Choix des Armatures :

$$A_{tx}^u=2,01 \Rightarrow (4T8 ;e=25)$$

V.3.5 Vérification des contraintes de cisaillement et détermination de l'effort Tranchant :

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 :

$$T_{\max} = \max (T_x ; T_y) \begin{cases} T_x = \frac{Q_{\max} \times Lx}{2} \times \frac{ly^4}{ly^4 + lx^4} & \text{Suivant le sens (x - x)} \\ T_y = \frac{Q_{\max} \times ly}{2} \times \frac{lx^4}{lx^4 + ly^4} & \text{Suivant le sens (y - y)} \end{cases}$$

Pour le plancher terrasse : $Q_{\max} = 1205,7 \text{ daN/m}^2$

On choisira le panneau le plus défavorable (panneau 5)

$Lx=3,75$	$Ly=10,66$
-----------	------------

$$T_x = \frac{1205,7 \times 10,66}{2} \times \frac{3,75^4}{10,66^4 + 3,75^4} = 2226,57 \text{ daN/ml}$$

$$T_y = \frac{1205,7 \times 10,66}{2} \times \frac{3,75^4}{10,66^4 + 3,75^4} = 96,93 \text{ daN/ml}$$

Donc $T_{\max} = 2226,57 \text{ daN/ml}$

$$\tau u = \frac{T_{\max}}{b \times d \times 100} = \frac{2226,57}{100 \times 14,4 \times 100} = 0,015$$

$$\bar{\tau} u = 0,05 \times f_{c28} = 1,25$$

} $\tau u < \bar{\tau} u$ (Sans reprise de bétonnage)

Pour le plancher des étages courants : $Q_{\max} = 1008 \text{ daN/m}^2$

On choisira le panneau le plus défavorable (panneau 5)

$$T_x = \frac{1008 \times 3,75}{2} \times \frac{10,66^4}{10,66^4 + 3,75^4} = 1861,5 \text{ daN/ml}$$

$$T_y = \frac{1008 \times 10,66}{2} \times \frac{3,75^4}{10,66^4 + 3,75^4} = 81,04 \text{ daN/ml}$$

Donc $T_{\max} = 1861,5 \text{ daN/ml}$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d \times 100} = \frac{1861,5}{100 \times 14,4 \times 100} = 0,129$$

$$\bar{\tau}_u = 0,05 \times f_{c28} = 1,25$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ (Sans reprise de bétonnage)

V.3.6 Vérification de la flèche :

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions citées ci-après sont toutes vérifiées :

→ Si la poutre est associée à un hourdis ;

$$\Rightarrow \frac{hd}{lx} = \frac{M_{tx}}{20 \times M_{xs}}$$

$$\Rightarrow \frac{A}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e}$$

Où :

- lx : portée de la dalle suivant l'axe xx
- hd : hauteur de la dalle ;
- dx : hauteur utile de la section dans le sens x ;
- M_{tx} : moment fléchissant maximal en travée à l'état limite de service dans le sens x ;
- M_{sx} : moment maximal dans la travée supposée indépendante et reposant sur deux appuis simples dans le sens x ;
- A : section des armatures tendues
- f_e : limite élastique de l'acier utilisé (en MPa).

$$\frac{16}{375} = 0,042 \geq \frac{1240,31}{20 \times 1550,39} = 0,04 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

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 mobile autour de son axe, sur lequel se roule ou déroule un câble qui sert à entraîner la cabine et roule ses mouvements de montée et de descente.
- 3- **La contre poids** : a pour but d'équilibrer la cabine et la charge utile.

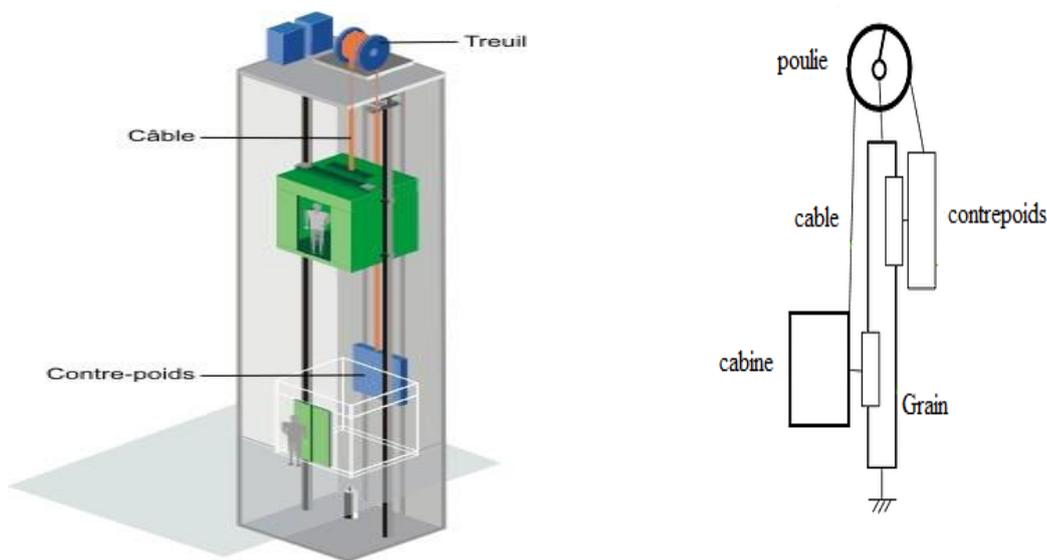


Fig 48 : la cage d'ascenseur.

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 :	$C = 220\text{m}$

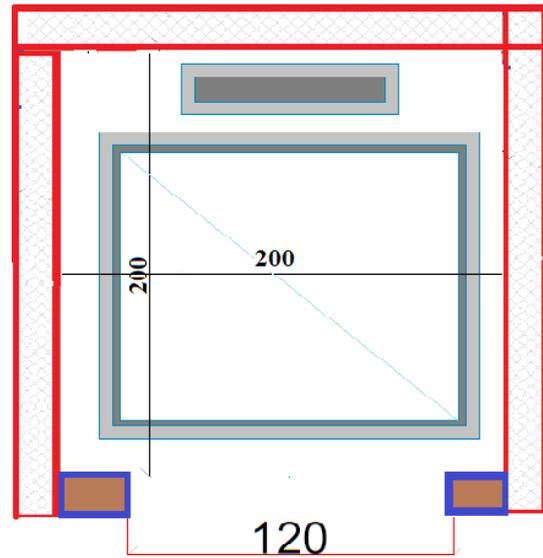


Fig 49 : dimensionnement de la cabine.

VI.2. Descente de charges :

❖ Surcharge 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 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 daN/m^2 pour appareils de 300 à 600 daN de charge.

- **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/m² 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.

$$\left\{ \begin{array}{l} D/d = 40 \Rightarrow d = D/40 = 500/40 \Rightarrow d = 12.5 \text{ mm.} \\ C_s = 1 \end{array} \right.$$

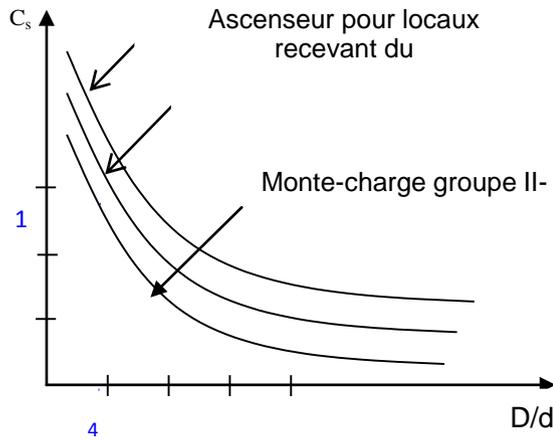


Fig 50 : Abaque de détermination de suspentes.

D : diamètre de la poulie de moulage pris entre 400 et 800 mm

d : diamètre du câble

C_s : 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_r : 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_{rn} , il convient de faire intervenir le coefficient de câblage qui est égal à 0.85 donc :

$$C_{rn} = \frac{C_r}{0.85} \Rightarrow C_{rn} = \frac{17690,01}{0.85} = 20811.77 \text{ daN}$$

C_{rn} Égal aussi :

$$C_m = C_r(\text{cable}) \cdot n \cdot m$$

Avec :

m : type de

moulage ; n :

nombre de câble et

C_r (câble) : charge de rupture par câble en fonction du diamètre

$$d = 12.5\text{mm}$$

$$\Rightarrow C_r(\text{cable}) = 8152 \text{ daN (voir tableau suivant) :}$$

Diamètre des câbles [mm]	Diamètres des fils [mm]	Section [mm ²]	Masse linéaire M_L [daN/m]	Charge admissible totale C_r [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
12.6	0.8	53.34	0.515	8152
14.2	0.9	67.98	0.656	10805
15.5	1.0	83.84	0.810	12830

Tableau 11: caractéristiques des câbles

$$n = \frac{20811.77}{2 \times 8152} \Rightarrow n = 1.27 \quad \text{On prend : } n = 2 \text{ câbles}$$

Masse totale des câbles M_c : $M_c = M_L \cdot n \cdot C$

Avec :

M_L : masse linéaire du diamètre 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 :

$$q_{ser} = G + Q = 3009.04 + 630 = 3639.04 \text{ daN.}$$

VI.3-Etude du plancher :

✓ **Vérification de poinçonnement :**

Pour chacun des quatre appuis :

$$q_a^u = \frac{q_u}{4} \Rightarrow q_a^u = 1251.80 \text{ daN}$$

$$q_a^{ser} = \frac{q_{ser}}{4} \Rightarrow q_a^{ser} = 909.76 \text{ daN}$$

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 a 16cm ;

U, V : représentent les cotes du rectangle ($U//L_x$ et $V//L_y$) sur lequel la charge Q_u s'applique, compte tenu de la diffusion à 45degré 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 :

$$U_c = 2 \times [U+V] \Rightarrow U_c = 104 \text{ cm.}$$

$$q_a^u = 12518 < \frac{0.045 \times 1040 \times 25 \times 160}{1.5} = 124800 \text{ N} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ 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

$$\left. \begin{aligned} M_x &= q_a \times (M_1 + v \cdot M_2) \text{ et} \\ M_y &= q_a \times (M_2 + v \cdot M_1). \end{aligned} \right\}$$

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

$$\rho = \frac{L_x}{L_y}$$

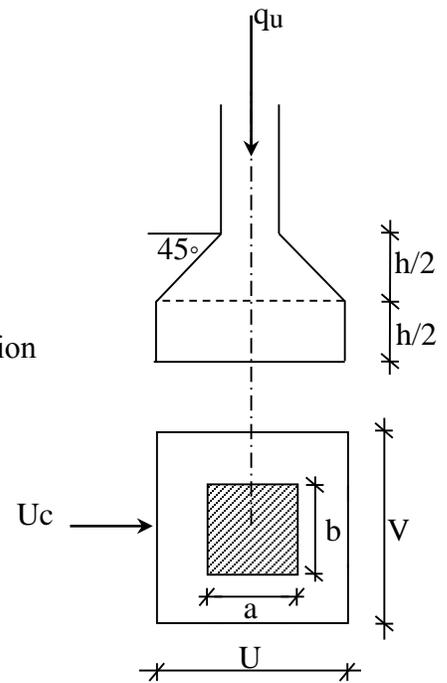


Fig 51 : Schéma de la surface d'impact

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$M_x^u = q_a^u \times M_1$$

$$M_y^u = q_a^u \times M_2$$

➤ Etat limite ultime de service :

$$M_x^{\text{ser}} = q_a^{\text{ser}} \times (M_1 + 0.2 \times M_2)$$

$$M_y^{\text{ser}} = q_a^{\text{ser}} \times (M_2 + 0.2 \times M_1)$$

La charge au m² sera :

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_a^u = \frac{q_a^u}{V \times U} = \frac{1251,80}{0,26^2} = 18517,75 \text{ daN/m}^2 \text{ et} \\ Q_a^{\text{ser}} = \frac{q_a^{\text{ser}}}{V \times U} = \frac{909,76}{0,26^2} = 13457,98 \text{ daN/m}^2. \end{array} \right.$$

✓ **Calcul des moments dus aux charges concentrées :**

Lorsque la charge n'est pas concentrique, on procède de la façon suivante :

- Soit pour **fig 52** une dalle de dimension ($L_x \times L_y$) soumise à une charge concentrique (A) répartie sur un rectangle ($U \times V$).
- 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

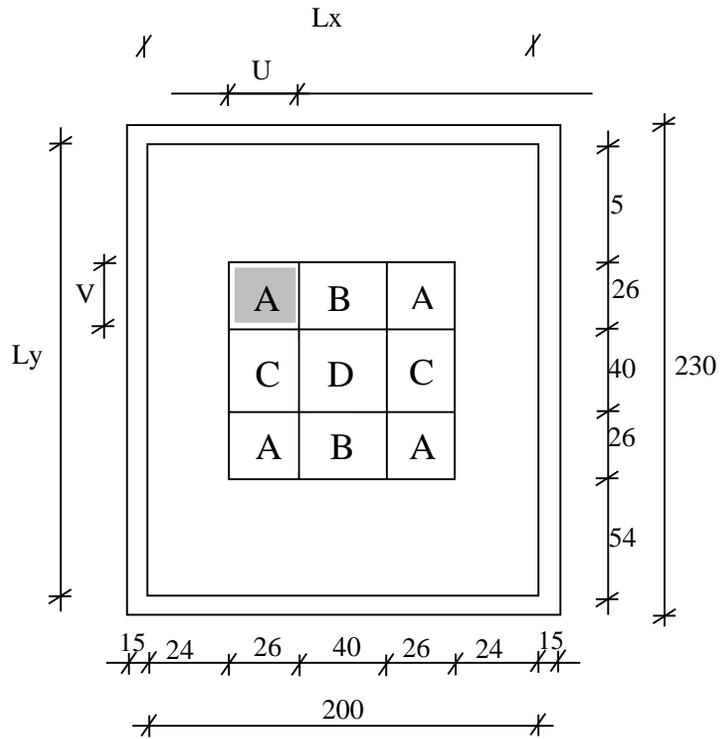


Fig 52: Schéma de la dalle pleine d'ascenseur.

On divise la dalle en rectangle fictif donnant des charges symétriques comme suite :

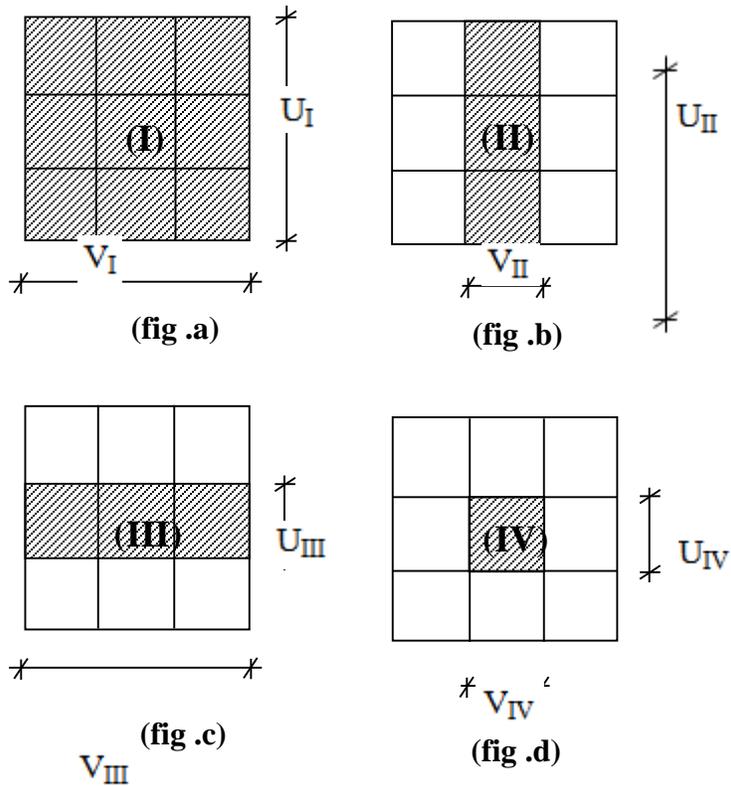


Fig 53 : Chargement de panneau

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 :

$$A = \frac{I - II - III + IV}{4}$$

$$\rho = \frac{Lx}{Ly} = \frac{200}{230} = 0.86 \Rightarrow 0.4 \quad \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

Donc :

$$M_{xC} = (M_{xI} - M_{xII} - M_{xIII} + M_{xIV})/4$$

$$M_{yC} = (M_{yI} - M_{yII} - M_{yIII} + M_{yIV})/4$$

Avec : $M_x = (M_1 + \nu M_2) \times q_u = (M_1 + \nu M_2) \times (4 \times Q_a) \Rightarrow M_x / 4 = (M_1 + \nu M_2) \times Q_a$

$$M_y = (M_2 + \nu M_1) \times q_u = (M_2 + \nu M_1) \times (4 \times Q_a) \Rightarrow M_y / 4 = (M_2 + \nu M_1) \times Q_a$$

$$Q'_a = Q_a \times S \quad S = U \times V$$

	I	II	III	IV
U en [m]	0,92	0,92	0,4	0,4
V en [m]	0,92	0,4	0,92	0,4
S en [m ²]	0,8464	0,368	0,368	0,16
U/L_x	0,46	0,46	0,2	0,2
V/L_y	0,46	0,2	0,46	0,2
M1	0,098	0,136	0,109	0,16

M2	0,098	0,109	0,136	0,16
$Q_a^u = Q_a^u \times S$ en [N]	156734,236	68145,32	68145,32	29628,4
$Q_a^{ser} = Q_a^{ser} \times S$ en [N]	113908,3427	49525,3664	49525,3664	21532,768
M_X^U en [N.m]	15359,95513	9267,76352	7427,83988	4740,544
M_Y^U en [N.m]	15359,95513	7427,83988	9267,76352	4740,544
M_X^{ser} en [N.m]	13395,6211	7815,102818	6745,354904	4134,291456
M_y^{ser} en [N.m]	13395,6211	6745,354904	7815,102818	4134,291456
M_{XC}^U en [N.m]	3404,895728			
M_{YC}^U en [N.m]	3404,895728			
M_{XC}^{ser} en [N.m]	2969,454838			
M_{YC}^{ser} en [N.m]	2969,454838			

Tableau12 : Tableau récapitulatif des résultats.

VI.4.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.) :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

- $q_u = 1.35 \times 400 + 1.5 \times 100 = 690$

daN/m².

Pour une bande de 1m de largeur :

$$\bar{q}_u = q_u \times 1.00 = 690 \text{ daN/mL.}$$

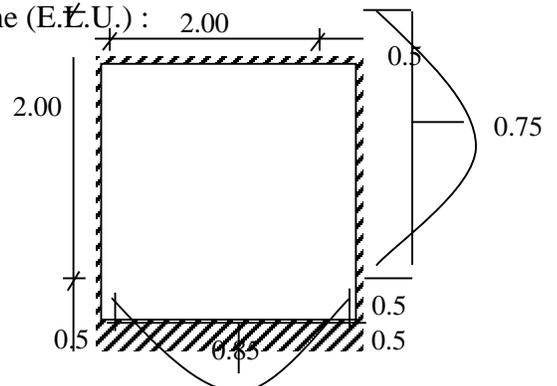


Fig 54 : dimensions de panneau de dalle d'ascenseur

➤ Etat limite de service (E.L.S.):

$$q_{\text{ser}} = G + Q$$

$$q_{\text{ser}} = 400 + 100 = 500 \text{ daN/m}^2.$$

Pour une bande de 1m de largeur

$$q_s = \overline{q_s} \times 1.00 = 500 \text{ daN/m}_L.$$

a. Calcul des sollicitations :

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$\begin{array}{l} \text{Suivant la direction } L_x; \\ \text{Suivant la direction } L_y. \end{array} \quad \left\{ \begin{array}{l} M_x^u = \mu_x^u \times q_u \times L_x^2 \\ M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u \end{array} \right.$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$\begin{array}{l} \text{Suivant la direction } L_x; \\ \text{Suivant la direction } L_y. \end{array} \quad \left\{ \begin{array}{l} M_x^{\text{ser}} = \mu_x^{\text{ser}} \times q_{\text{ser}} \times L_x^2 \\ M_y^{\text{ser}} = \mu_y^{\text{ser}} \times M_x^{\text{ser}} \end{array} \right.$$

Avec : μ_x et $\mu_y = f(\rho, \nu)$

• Coefficient de poisson :

$$\begin{array}{l} \Rightarrow \text{Etats limites ultimes (béton fissuré) et} \\ \Rightarrow \text{Etats limites de service (béton non fissuré).} \end{array} \quad \left\{ \begin{array}{l} \nu = 0 \\ \nu = 0.2 \end{array} \right.$$

b. Calcul des moments dus aux charges réparties :

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.00}{2.00} = 1 \quad \xrightarrow{\text{tableau}} \mu_x^u = 0.0368 \quad \text{et} \quad \mu_y^u = 1.0000$$

$$M_x^u = \mu_x^u \times \overline{q_u} \times L_x^2 = 0.0368 \times 690 \times 2^2 = 101,568 \text{ daN.m}$$

$$M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u = 1,000 \times 101,568 = 101,568 \text{ daN.m}$$

➤ Etat limite de service :

$$\rho = \frac{Lx}{Ly} = \frac{2.00}{2.00} = 1 \xrightarrow{\text{tableau}} \mu_x^{ser} = 0.0441 \text{ et } \mu_y^{ser} = 1$$

$$M_x^{ser} = \mu_x^{ser} \times \bar{q}_{ser} \times L_x^2 = 0.0441 \times 500 \times 2^2 = 88.2 \text{ daN.m}$$

$$M_y^{ser} = \mu_y^{ser} \times M_x^{ser} = 88.2 \times 1 = 88,2 \text{ daN.m}$$

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.) :

$$M_{xt}^{ser} = (M_{xc}^{ser} + M_x^{ser}) = (2969,45 + 882) \Rightarrow M_{xt}^{ser} = 3851,45 \text{ N}$$

$$M_{yt}^{ser} = (M_{yc}^{ser} + M_y^{ser}) = (2969,45 + 882) \Rightarrow M_{yt}^{ser} = 3851,45 \text{ N}$$

- Moment max en travée : $M_t = 0.75 \times M_{xt}$ et
- Moment max en appuis : $M_a = -0.5 \times M_{xt}$

Moments	M_{tx}^u	M_{tx}^{ser}	M_{ax}^u	M_{ax}^{ser}	M_{ty}^u	M_{ty}^{ser}	M_{ay}^u	M_{ay}^{ser}
	[daN.m]	[daN.m]	[daN.m]	[daN.m]	[daN.m]	[daN.m]	[daN.m]	[daN.m]
panneau								
(1)	331,54	288,86	-221,03	-192,57	331,54	288,86	-221,03	-192,57

Tableau 13 : Tableau récapitulatif des sollicitations maximales.

VI.5 - Calcul du ferrillage de la dalle pleine

❖ Sens X-X et Y-Y :

a) En travées :

➤ E.L.U :

$$\mu_{tx} = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d_x^2} = \frac{3315,4}{14,2 \times 100 \times (14,4)^2} = 0,0113 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow A'N' \text{ existe pas.}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d_x^2} = \frac{3315,4}{14,2 \times 100 \times (14,4)^2} = 0,0113$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0142$$

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

- 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]

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

b) En appuis :

➤ E.L.U. :

$$M_{ax}^u = -221,03 \text{ daN.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d_x^2} = \frac{2210,3}{14,2 \times 100 \times (14,4)^2} = 0,008$$

$$\mu = 0,008 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow A' n' \text{ existe pas.}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

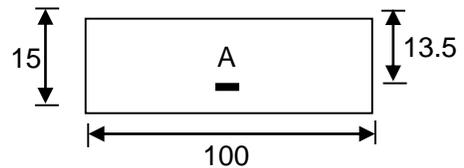


Fig 55 : Section de calcul en travée (x-x)

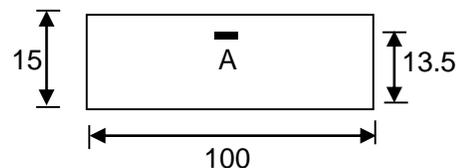


Fig 56 : Section de calcul en appui (x-x)

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.010$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.996$$

- 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 :

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

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

➤ E.L.S :

$$M_{ax}^{ser} = -192,57$$

- Flexion simple
 - Section rectangulaire sans A'
 - Acier FeE400
- $$\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{ax}^u}{M_{ax}^{ser}} = \frac{221,03}{192,57} = 1.15$$

$$\frac{1.15 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.325 > \alpha = 0,010$$

- Conclusion :

- ✓ $\bar{\sigma}_b < \sigma_b = 15 \text{ MPa}$
 - ✓ Fissuration peu nuisible
 - (Aucune vérification pour (σ_s))
- $$\Rightarrow \text{les armatures calculées à E.L.U seront maintenues.}$$

VI.6- Vérification des contraintes de cisaillement :

- T_u 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 τ_u :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{1941,8 \times 10}{(100 \times 14,4) \times 100} = 0,13 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} \overline{\tau}_u &= 0,05 \times f_{c28} = 1,00 \text{ MPa} \\ \tau_u &= 0,13 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 1 \text{ MPa} \end{aligned} \quad \left. \vphantom{\begin{aligned} \overline{\tau}_u &= 0,05 \times f_{c28} = 1,00 \text{ MPa} \\ \tau_u &= 0,13 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 1 \text{ MPa} \end{aligned}} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures transversales ne sont pas nécessaires}$$

Il n'y a pas de reprise de bétonnage

VI.7- Vérification de la flèche :

- ❖ Condition de la flèche : [BAEL 91 / B.7.5]

- $\frac{h_d}{L_x} > \frac{M_{tx}^{\text{ser}}}{20 M_x^{\text{ser}}}$
- $\rho = \frac{A}{b \times d_x} < \frac{2}{f_e}$

- ❖ Vérification si la flèche est nécessaire :

$$\frac{h_d}{L_x} \geq \frac{M_{tx}^{\text{ser}}}{20 M_x^{\text{ser}}} \Rightarrow \frac{h_d}{L_x} = \frac{16}{200} = 0,08 > \frac{288,860}{20 \times 385,145} = 0,038 \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{3,14}{100 \times 14,4} = 0,0022 < \frac{2}{400} = 0,005 \dots \text{condition vérifiée ; } f_e \text{ en (MPa)}$$

- ❖ Conclusion : les 02 conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

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 de/s 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 le déplacement et les dégradations soient dans les limites admissibles 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 :(Extenté 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.
- ✓ logiciel permet la prise en Ce compte des propriétés non linière des matériaux ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différent es réglementation en vigueur à travers le monde de plus de par sa spécificité pour le calcul des bâtiments; 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 éléments 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, satisfaisait 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 de calcul :

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).

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone IIa} \\ \text{Groupe d'usage 2} \end{array} \right.$$

Coefficient de comportement global de la structure R :

Mixte Portiques /voiles avec interaction => **R = 5** [RPA99 (v2003)/tableau 4]

➤ Facteur d'amplification dynamique moyen « D » :

Ce facteur est en fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (**T**).

$$D = \begin{cases} 2,5 & \eta \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ sec} \\ 2,5 \eta (T_2/3,0)^{2/3} \cdot (3,0/T)^{5/3} & T > 3,0 \text{ sec} \end{cases} \quad (4.2)$$

η : facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \zeta)}}$$

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 composée exclusivement de voiles en Béton armé donc : $\zeta = 10\%$

$$\eta = \sqrt{7/(2+10)} = 0,76 \geq 0,7 \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

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 :

$$T = 0,09 h_N / \sqrt{D} \quad (4.7)$$

D : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$\left[\begin{array}{l} D_x = 26,25 \text{ m} \\ D_y = 17,56 \text{ m} \\ T_x = 0,09 \times 52,02 / \sqrt{26,25} \Rightarrow T_x = 0,91 \text{ sec} \\ T_y = 0,09 \times 52,02 / \sqrt{17,56} \Rightarrow T_y = 1,12 \text{ sec} \end{array} \right.$$

Il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement par (4.6) et (4.7).

$$T(x;y) = \min(T; T_x, T_y) \Rightarrow T(x) = \min(0,97; 0,91; 1,12) T(x) = 0,91 \text{ sec}$$

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 $T_2=0,30$ sec.

En fin, d'après (4.2) :

$$T_2 = 0,30 \text{ sec} \leq T(x) = 0,91 \text{ sec} \leq 3,0 \text{ sec}$$

$$D_x = 2,5 \eta (T_2/T)^{2/3} \Rightarrow D_x = 0,626 \Rightarrow D_y = 0,626$$

• **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 :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \quad (4-4)$$

P_q : est la pénalité à retenir selon la satisfaction du critère de qualité "q" ou non, sa valeur est donné par le tableau 4.4

On aura donc :

Critter q	P_{qx}	P_{qy}
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0
2. Redondance en plan	0	0
3. Régularité en plan	0,05	0,05
4. Régularité en elevation	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

Tableau 14 : facteur de qualité [(4-4) RPA99V2003.

$$Q = 1 + \sum P_q = 1 + 0,2 \Rightarrow Q = 1,2$$

$$Q_x = Q_y = 1,2$$

- **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

Le système de contreventement de notre structure est constitué uniquement de voiles porteurs $\Rightarrow R = 5$

- **Poids totale de la structure « W » :**

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) :

$$\text{Avec} \quad W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \quad \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad \quad \quad (4-5)$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5.

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

$$\text{En fin} \quad \left\{ \begin{array}{l} V_x = \frac{A \cdot D(x) \cdot Q}{R} W = \frac{0,15 \times 0,626 \times 1,2}{5} \times 71436,76 \\ V_y = \frac{A \cdot D(y) \cdot Q}{R} W = \frac{0,15 \times 0,626 \times 1,2}{5} \times 71436,76 \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} V_x = 1609,89 \\ V_y = 1609,89 \end{array} \right.$$

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 (dynamique) > 80% V (statique)

Vérification :

$$\left\{ \begin{array}{l} V_{Dx} = 2413,00\text{KN} > 0.8V_x = 1287,92\text{KN} \dots\dots \text{Condition} \\ V_{Dy} = 2229,11\text{KN} > 0.8V_y = 1287,92\text{KN} \dots\dots \text{Condition} \end{array} \right.$$

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 « Sa/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 :

$$Sa/g = \left\{ \begin{array}{ll} 1.25A(1+(T/T_1)(2.5\eta Q/R-1)) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta (1.25A) Q/R & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25A) Q/R (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5 \eta (1.25A) Q/R (T_2/T)^{2/3} (3/T)^{5/3} Q/R & T \geq 3s \end{array} \right.$$

Mathématique par la méthode des éléments finis :

La modélisation par simulation **Modélisation** numérique sur ordinateur a connu une évolution importante ces dernières années, ce qui a pour résultat :

- ✓ de mieux circoncire 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 à la base et où 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).

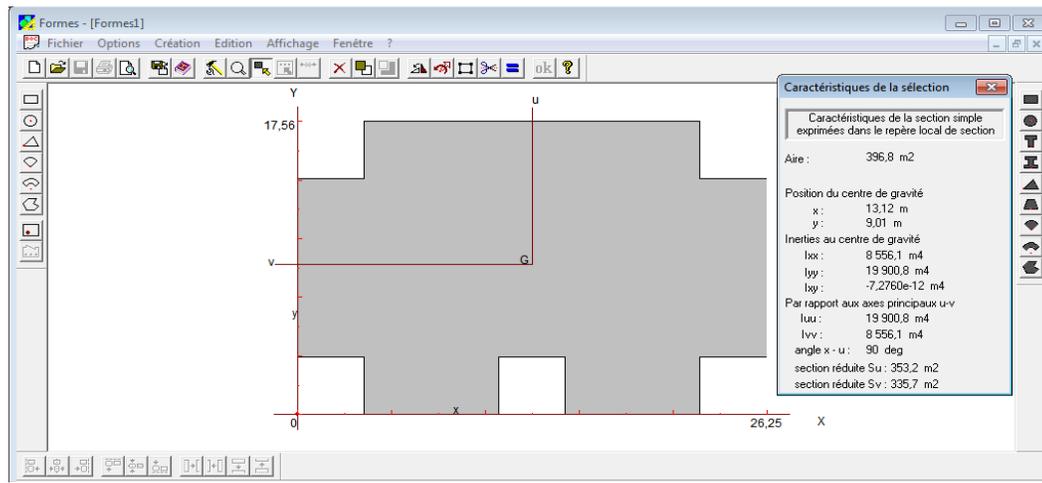


Fig 57 : le centre de masse.

- **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.

Modélisation :

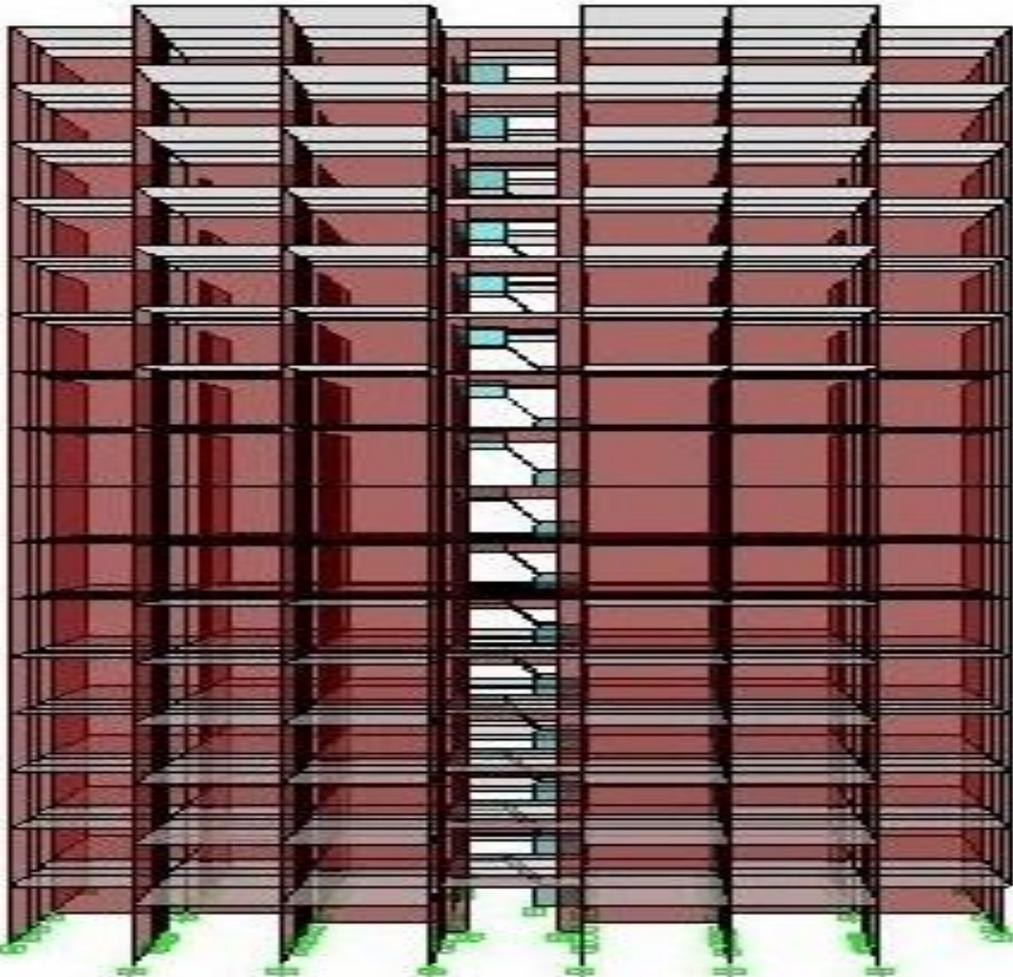


Fig 58 : modélisation de la structure

Résultats de l'analyse :

Mode	Période (seconde)	UX	UY	ΣUX	ΣUY
1	0.913668	2.668	61.6682	16.1453	2.668
2	0.885625	50.3616	9.7825	66.5069	12.4504
3	0.76156	4.2719	1.1525	70.7788	67.2784
4	0.236605	16.207	0.1293	86.9858	67.4077
5	0.188434	92.89830.0508	3.5729	87.0366	70.9806
6	0.169423	0.4401	14.6178	87.4767	85.5984
7	0.113431	5.4216	0.0654	90,2456	85.6638
8	0.07833	0.0077	1.411	92.9059	87.0747
9	0.073735	0.8059	3.7955	93.7118	90.8702
10	0.071931	1.8866	1.0339	95.5984	91.9041
11	0.052413	1.4954	0.0003	97.0939	91.9044
12	0.046021	0.0015	0.7051	97.0953	92.6096

Tableau 15 : Période et facteur de participation massique (en%).

➤ **Interprétation des résultats :**

1- le nombre de mode à considérer :

Selon le règlement parasismique algérien **le nombre de mode à considérer** est $K=3\sqrt{N}$; ou N est nombre des niveaux à considérer à partir du terrain naturel, dans notre cas $N=17$ niveaux c-t-d $N=3\sqrt{16}=12$ modes

2- la participation massique :

Selon le tableau **La participation massique** est atteint les 90% a partir du 9 ième mode.

- 1) Le premier mode est un mode translation suivant le sens (y-y).
- 2) Le deuxième mode est un mode translation suivant le sens (x-x).

3) Le troisième mode est un mode de torsion

3-La période fondamentale :

La période fondamentale du modèle étudié du logiciel ETABS, est estimée $T_{dyn}=0,914$ Sec. Il y a lieu de vérifier l'égalité de l'article 4.2.4.4 du RPA99/2003 :

$$T_{dyn} < 1,3 \times T_{amp} \text{ Ou } T_s = 0,09 H_N / \sqrt{D}$$

$$D = 17,56 \text{ m}$$

$$T_s = 0,95 \text{ donc } 1,30 T_s = 1,30 \times 0,95 = 1,23 \text{ d'où } T_D = 0,914 < 1,30 T_s = 1,23 \dots\dots\dots C_v$$

4-Calcul du centre de gravité des masses et centre de rigidité :

4-1-1 Centre de gravité des masses :

C'est le point de passage de la force d'inertie engendrée par le tremblement de terre à 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. 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 V_i étages situés au-dessus de l'étage i.

Le centre de gravité des masses (C_{Mi}) est exprimé par les coordonnées X_{CMi} et Y_{CMi} suivants:

$$X_{CMi} = \frac{\sum_{j=i+1}^n m_j X_j}{\sum_{j=i+1}^n m_j} \quad Y_{CMi} = \frac{\sum_{j=i+1}^n m_j Y_j}{\sum_{j=i+1}^n m_j}$$

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.

Etage	Position Du Ce centre de masse		Position du centre de Rigidité		Excentricité	
	Xcmi	Ycmi	Xcri	Ycri	ex	Ey
RDC	12.999	8.827	12.499	8.312	0,5	0,515
1	13.066	8.798	12.241	8.686	0,825	0,112
2	13.066	8.798	12.088	8.896	0,978	0,098
3	13.066	8.798	12.04	9.04	1,026	0.515
4	13.066	8.798	12.042	9.142	1.024	0.112
5	13.068	8.797	12.064	9.213	1.004	-0.098
6	13.066	8.798	12.094	9.26	0.972	-0.242
7	13.066	8.798	12.127	9.29	0.939	-0.344
8	13.066	8.798	12.158	9.307	0.908	-0.416
9	13.066	8.798	12.188	9.315	0.878	-0.462
10	13.066	8.798	12.216	9.318	0.85	-0.492
11	13.066	8.8	12.241	9.318	0.825	-0.509
12	13.066	8.798	12.264	9.317	0.802	-0.517
13	13.065	8.8	12.284	9.317	0.781	-0.52

14	13.08	8.779	12.302	9.319	0.778	-0.518
15	13.087	8.854	12.318	9.323	0.769	-0.519

Tableau 16 : Position du centre de masse et centre de Rigidité

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.

Logiciel ETABS, l'excentricité **naturelle** est automatiquement calculée ; ce n'est pas le cas de l'excentricité **accidentelle**. En effectuant une analyse d'un modèle 3D de notre structure à l'aide du

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 :

$$e_{\text{accidentelle}} = 0,05 \times L_x \Rightarrow e_{\text{accidentelle}} = 0,05 \times 26,25\text{m} = 1,313\text{ m}$$

$$e_{\text{accidentelle}} = 0,05 \times L_y \Rightarrow e_{\text{accidentelle}} = 0,05 \times 17,56\text{m} = 0,878\text{m}$$

Distribution verticale de la force sismique V_K :

La résultante des forces sismiques à la base V_K doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$V_K = f_t + \sum f_i$$

Force concentrée F_t au La sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes Supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule :

$$F_i = \frac{(V - F_t) W_i h_i}{\sum_j^n W_j h_j} \quad \left\{ \begin{array}{l} F_t = 0,07 \cdot TV \leq 0,25V \\ F_t = 0 \text{ si } T \leq 0,7s \end{array} \right.$$

X-X / Y-Y							
ETAGE	HE	HCUM	WPCUM	WP /ETAGE	SOM WJHJ	Fikn	VK
15	3,06	45,9	70537.605	443.6237	215845.071	1500.58	1609.89
14	3,06	42,84	66101.368	437.2487	620385.443	978.496833	1087.8068
13	3,06	39,78	61728.881	437.2487	1187056.57	716.339374	825.64937
12	3,06	36,72	57356.394	437.2487	1889098.83	557.657736	666.96773
11	3,06	33,66	52983.907	437.2179	2699752.61	450.578635	559.88863
10	3,06	30,6	48611.728	437.0603	3592263.94	372.824678	482.13467
9	3,06	27,54	44241.125	437.2487	4539908.83	313.225889	422.53588
8	3,06	24,48	39868.638	437.2487	5515893.09	265.513206	374.82320
7	3,06	21,42	35496.151	437.2487	6493457.09	225.906318	335.21631
6	3,06	18,36	31123.664	437.2487	7445841.21	191.936481	301.24648
5	3,06	15,3	26751.177	437.2379	8346285.83	161.891075	271.20107
4	3,06	12,24	22378.798	436.9827	9168035.29	134.500007	243.81000
3	3,06	9,18	18008.971	437.2298	9884432.16	108.757973	218.06797
2	3,06	6,12	13636.673	437.0878	10468627.2	83.7389107	193.04891
1	3,06	3,06	9265.795	470.1969	10893927.2	58.5827908	167.89279
RDC			4563.826	456.3826	11117372.1	30.1597334	139.4697

Tableau 17 : Distribution verticale de la force sismique VK

Calcul et vérification des déplacements des planchers :

C'est des déplacements horizontaux dus aux forces sismiques (δ_{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 :

Niveau	Diaphragme	CHARGE	UX (m)	CHARGE	UY (m)
15	D16	EX	0.0052	EY	0,0055
14	D15	EX	0.0049	EY	0,0051
13	D14	EX	0.0046	EY	0,0047
12	D13	EX	0.0042	EY	0,0043
11	D12	EX	0.0039	EY	0,0039
10	D11	EX	0.0035	EY	0,0035
9	D10	EX	0.0031	EY	0,0031
8	D9	EX	0.0027	EY	0,0027
7	D8	EX	0.0023	EY	0,0023
6	D7	EX	0.0019	EY	0,0019
5	D6	EX	0.0016	EY	0,0015
4	D5	EX	0.0012	EY	0,0011
3	D4	EX	0.0009	EY	0,0008
2	D3	EX	0.0006	EY	0,0005
1	D2	EX	0.0003	EY	0,0003
RDC	D1	EX	0.0001	EY	0,0001

Tableau 18 : Déplacement maximum absolu

✓ **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 :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}$$

δ_{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 :

Après calcul nous obtiendront les résultats $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ » tableau ci-après

ETAGE	UX (mm)	Δ_{ek}	Δ	UY (mm)	Δ_{ek}	Δ
15	5,2	26	/	5,5	27,5	/
14	4,9	24,5	1,5	5,1	25,5	2
13	4,6	23	1,5	4,7	23,5	2
12	4,2	21	2	4,3	21,5	2
11	3,9	19,5	1,5	3,9	19,5	2
10	3,5	17,5	2	3,5	17,5	2
9	3,1	15,5	2	3,1	15,5	2
8	2,7	13,5	2	2,7	13,5	2
7	2,3	11,5	2	2,3	11,5	2
6	1,9	9,5	2	1,9	9,5	2
5	1,6	8	1,5	1,5	7,5	2
4	1,2	6	2,5	1,1	5,5	2
3	0,9	4,5	1	0,8	4	1,5
2	0,6	3	1,5	0,5	2,5	1,5
1	0,3	1,5	1,5	0,3	1,5	1
RDC	0,1	0,5	1	0,1	0,5	1

Tableau 19 : déplacements latéraux inter étages

- **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

Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ :

L'effet P- (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- Δ** peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \times \Delta_k / V_k \times h_k \leq 0,10$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "k"

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau "k" \Rightarrow

$$V_k = \sum_{i=k}^n F_i$$

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

Résultats des calculs sont illustrés dans le tableau ci-après :

ETAGE	P_k	h_k	Δ_k^x	V_k	θ_X	Δ_k^x	V_k	θ_Y
15	70537.605	3,06	/	1609.89		/	1609.89	
14	66101.368	3,06	0,0015	1087.80683	0.02978712	0,002	1087.80683	0.03971616
13	61728.881	3,06	0,0015	825.649374	0.02978712	0,002	825.649374	0.04886538
12	57356.394	3,06	0,002	666.967736	0.02978712	0,002	666.967736	0.05620638
11	52983.907	3,06	0,0015	559.888635	0.02978712	0,002	559.888635	0.06185159
10	48611.728	3,06	0,002	482.134678	0.02978712	0,002	482.134678	0.06589937
9	44241.125	3,06	0,002	422.535889	0.02978712	0,002	422.535889	0.06843387
8	39868.638	3,06	0,002	374.823206	0.02978712	0,002	374.823206	0.0695206
7	35496.151	3,06	0,002	335.216318	0.02978712	0,002	335.216318	0.06920934
6	31123.664	3,06	0,002	301.246481	0.02978712	0,002	301.246481	0.06752698
5	26751.177	3,06	0,0015	271.201075	0.02978712	0,002	271.201075	0.06447035
4	22378.798	3,06	0,0025	243.810007	0.02978712	0,002	243.810007	0.05999206
3	18008.971	3,06	0,001	218.067973	0.02978712	0,0015	218.067973	0.04048246
2	13636.673	3,06	0,0015	193.048911	0.02978712	0,0015	193.048911	0.03462668
1	9265.795	3,06	0,0015	167.892791	0.02978712	0,001	167.892791	0.01803554
RDC	4563.826	3,06	0,0001	139.469733	0.02978712	0,001	139.469733	0.01069369

Tableau 20 : Justification vis-à-vis de l'effet P Δ **Conclusion :**

Puisque tous les coefficients θ suivant les deux sens et de tous les niveaux, sont inférieure à 0,10, L'effet P- Δ peut-être négligé.

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 ferrailons 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 :

$$\text{➤ Selon le BEAL 91} \quad \left\{ \begin{array}{l} 1,35 G + 1,5 Q \\ G + Q \end{array} \right.$$

$$\text{➤ Selon le RPA99 V2003} \quad \left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0,8 G \pm E \end{array} \right.$$

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

2- (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.

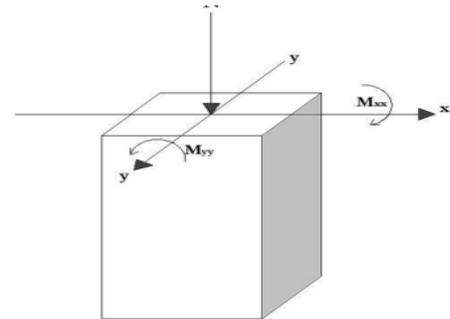


Fig 59 : Les sollicitations sur les voiles

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. Ferrailage des voiles :

Le ferrailage d'un voile en béton armé passe toujours par :

1) Le ferrailage 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 :

$$D \leq \min \left(\frac{he}{2} ; \frac{2l'}{3} \right)$$

l' : la longueur de la zone comprimée.

he : la hauteur entre nus de planchers du trumeau considéré.

On devra disposer les ferrillages 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 ferrailage 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 à vérifier, d'après l'article 7.7.2 du RPA99/2003.

Il faut que :

$$\tau_u = \frac{\bar{v}_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

$\overline{V_u}$: 1,4 v_u calculer

b : épaisseur du voile ;

d : hauteur utile ($d = 0,9.h$)

h : hauteur totale de la section brute $\overline{\tau_u} \cdot 0,2 f_{c28}$

Pour le voile le plus sollicité

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 :

Globalement dans la section du voile : $A_{min} = 0,15\% \times b \times h$

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 m². 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 ϕ Pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible ;
 - ✓ 20 ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

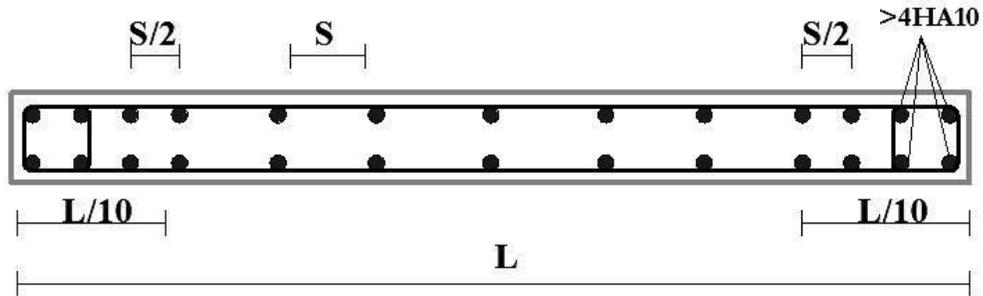


Fig 60 : Disposition vertical des armatures dans les voiles.

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 :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M+V}{I} ; \sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M+V}{I}$$

Avec :

N : effort normal appliqué.

M : Moment fléchissant appliqué.

B : Section transversale du voile.

V et V` : Bras de levier $v=v' = \frac{L_{voile}}{2}$

➤ **Armatures verticales :**

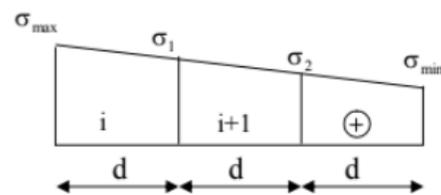
Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des Diagrammes des contraintes obtenues :

• **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

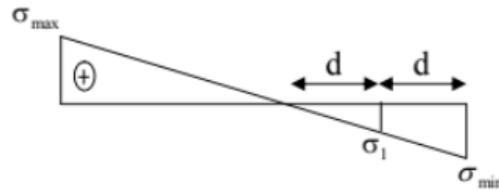
$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

• Section partiellement comprimée :

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$$

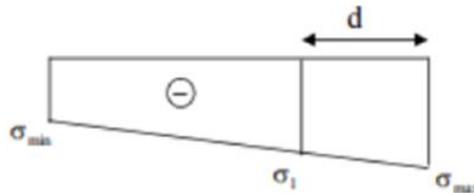
$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$$



Section entièrement Tendue :

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

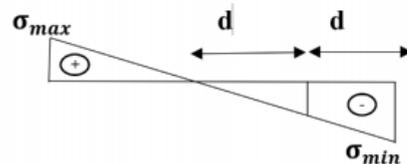


Section partiellement comprimée :

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$$



➤ Armatures minimales :

Par mètre de parement mesuré perpendiculaire à ces armatures $A_{min} \geq 4 \text{ cm}^2$

Avec B : Section de béton comprimée. $0,2\% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0,5$

$$A_{min} \geq \frac{B \cdot f_{c28}}{f_e}$$

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 e du béton tendu.

VIII.7.Détermination des sollicitations :

Les sollicitations obtenues par le logiciel ETABS2009 (Les valeurs max unité KN) :

	ELU			ELS		
Zone	N _{max}	M _{max}	V _{max}	N _{min}	M _{min}	V _{min}
I	5520,97	1119,647	378 ,97	3999,86	811,496	275,47
II	4390,4	891,874	160,76	3183,88	646,271	116,39
III	3734,94	3041,844	208,93	2708,63	2192,79	151,31
IV	2724,58	550,015	236,64	1977,73	398,785	171,43
V	1416,01	431,082	269,91	1028,55	312,792	195,75

Tableau 21: les sollicitations Selon le BEAL 91.

	G+Q±E			0 ,8G±E		
Zone	N _{max}	M _{max}	V _{max}	N _{min}	M _{min}	V _{min}
I	5874,97	3016,11	585,7	4487,99	2940,74	561,29
II	4446,86	1761,129	570,39	3325,16	1697,747	540,3
III	3318,78	6650,887	477,17	2359,51	5777,246	435,2
IV	2187	661,546	399,33	1580,62	648,545	351,7
V	1225,82	555,598	354,42	881,6	466,599	293,64

Tableau 22 : les sollicitations Selon le RPA 99V2003.

VIII.8. Ferrailage des voiles :**1) Ferrailage de Trumeaux :**

En prend note de calcul voile (V6) Equivalent de (P35 sur ETABS) :

➤ **La section est partiellement comprimée**

$$h = 2,90 \text{ m } L = 4.16 \text{ m } e = 0,15 \text{ m } d = 1,45$$

M,n,	N	M	I	Air	V	σ_{MAX}	σ_{MIN}	Lc	σ_1	N _{ul}	A _v	A _{v/2}
I	5520,97	1119,64	0,899	0,624	2,08	11495,29	6314,28	1,47	8904,785	4487,99	128,9	64,45
II	4355,88	855,06	0,899	0,624	2,08	8958,91	5002,24	1,5	6950,57	4703,62	135,16	67,58
III	3734,94	754,25	0,899	0,624	2,08	7730,57	4240,38	1,36	5985,475	3440,82	98,87	49,43
IV	2724,58	781,47	0,899	0,624	2,08	6174,39	2558,23	1,21	4366,31	2276,82	65,42	32,71
V	1416,01	610,47	0,899	0,624	2,08	3681,70	856,79	0,78	4110,095	1269,1	36,46	18,23

Tableau 23 : calcul voile V6.

Ferrailage Récapitulative des autres voiles :**Voile sans ouvertures et Voile avec ouvertures :****Ferrailage des trumeaux :**

niveaux	L	e	Av/2	ESP Ext	A extrémité	zone courante	St
I	4,16	0,15	64,45	6,5	T16	T12	15
II	4,16	0,15	67,58	6,5	T16	T12	15
III	4,16	0,15	49,43	6,5	T14	T12	15
IV	4,16	0,15	32,71	6,5	T12	T12	15
V	4,16	0,15	18,23	6,5	T12	T12	15

Tableau 24 : Ferrailage des trumeaux.**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 : $A_H = \frac{AV}{4}$ et d'après le RPA révisé 2003 : $A_H \geq 0,15\% \times$. En a cumule à nous projet ferrailage avec T16 pour la zone (I-II) et T12 pour tous les zones 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.

➤ **Principe des linteaux :**

Les linteaux sont des éléments reliant deux trumeaux d'un voile, à leurs extrémités par encastrement.

Dans le cas des murs à ouvertures, les rotations subies par les sections horizontales se traduisent par de fortes courbures et, donc, par de fortes exigences de ductilité de linteaux qui seront appelés à dissiper une partie importantes de l'énergie par la formation des rotules plastiques entre les trumeaux et les linteaux comme c'est indiqué sur le schéma à droite.

Il faut rappeler qu'une rotule plastique est le point de départ de la déformation d'un voile quand il est sollicité. Ce point continue à se déformer (se plastifier) sans pour autant se rompre, tant que l'épuisement totale de sa capacité de déformation n'a été atteint.

Les linteaux sont donc fortement sollicités à l'effort tranchant, avec parfois d'importants efforts axiaux de compression ou de traction.

Leur endommagement dépend directement des dispositions d'armatures. Une disposition très rapprochée des armatures transversales ou la mise en place des armatures en X équilibrant directement les tensions diagonales en améliorent la ductilité du linteau

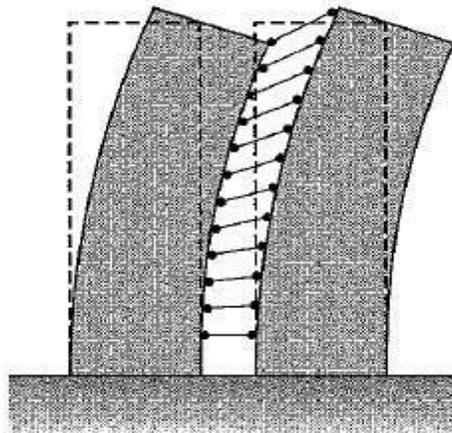


Fig 61 : Liaisons des trumeaux par les linteaux.

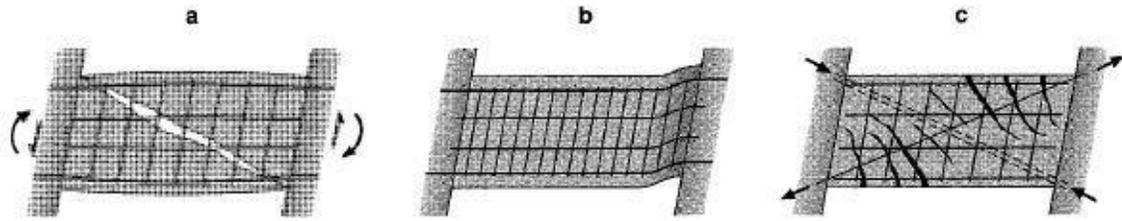


Fig 62 : Dispositions des linteaux.

Ferraillage des linteaux :

Pour le calcul, il faut traiter les linteaux comme des poutres soumises à la flexion simple (avec les efforts M, V).

Après une vérification des contraintes limites de cisaillement (τ_b) dans linteaux, le ferraillage s'effectuera selon l'article 7.7.3 du RPA99/2003 qui préconise deux cas :

1er cas : $\tau_b \leq 0,06 f_{c28}$ (article 7.7.3.1 du RPA99/2003)

On dispose alors le ferraillage suivant :

- Des aciers longitudinaux de flexion (A_l)
- Des aciers transversaux (A_t)

Des aciers en partie courante (aciers de peau) (A_c)

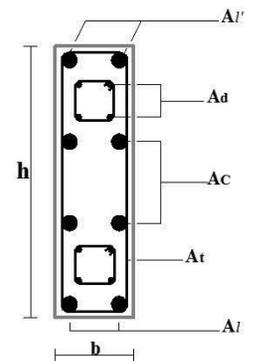


Fig 63 : Linteau du 1er cas.

2ème cas $\tau_b \geq 0,06 f_{c28}$ (article 7.7.3.2 du RPA99/2003)

Dans ce cas, il y a lieu de disposer les ferraillements 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.

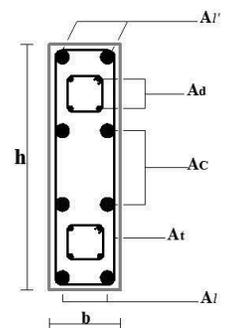


Fig 64 : Linteau du 2ème cas.

Ferrailage minimale :

$$A_l; A_l' \geq 0,0015 b.h$$

$$A_C \geq 0,0020 b.h$$

$$A_D \geq 0,0015 b.h \quad \text{Si } \tau_b > 0,06 f_{c28}$$

$$A_D = 0 \quad \text{Si } \tau_b \leq 0,06 f_{c28}$$

$$A_t \geq 0,0015 b.S \quad \text{Si } \tau_b \leq 0,025 f_{c28}$$

$$A_t \geq 0,0025 b.S \quad \text{Si } \tau_b > 0,025 f_{c28}$$

a) Vérification de l'effort tranchant : V = 179,64 KN

En prend note de calcul linteaux S15 de Voile 5 équivalent de P19 sur ETABS :

En a :

$$V = 179,64 \text{ KN} \quad h = 90 \text{ cm} \quad b = 20 \text{ cm} \quad f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$L = 120 \text{ cm} \quad d' = 2,5 \text{ cm} \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{1,4 \times 179640}{250 \times 0,9 \times 900} \geq 006 \times f_{c28}$$

$$A_D = \frac{V}{2 f_e \sin \alpha}$$

$$\tau_b = 1,24 \geq 1,5$$

Pas de rupture par cisaillement et Présence d'armatures diagonales (7.7.3.2 RPA 99V2003)

$$\text{Vec} : \quad \alpha = 35,31$$

$$A_D = \frac{179640}{2 \times 400 \times \sin 35,51} = 3,88$$

Choix d'armature : 4T12

1. Acier longitudinaux :

$$A_l = 0,0015\% \times 20 \times 90 = 2,7 \text{ cm}^2$$

Choix d'armature : 4T10

2. Acier des peaux :

$$A_c = 0,20\% \times b \times h = 3,6 \text{ cm}^2$$

Choix d'armature : 4T10

Aciers transversaux : cadre, étrier Ø8

V4-V5	Longueur d'ouverture m	(Al ; Al') (Choix)	At (Choix)	AC (Choix)	AD (Choix)
Linteau (1)	1.20	4T12	Ø6 + Ø8	4T10	4T12
Linteau (2)	1,20	4T12	Ø6 + Ø8	4T10	4T12

Tableau 25 : calcul ferrailage linteaux.

Chapitre XI

Etude Fondation

IX.1. Introduction :

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causée par les sous dimensionnements 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 ≥ 15 cm.
- Les armatures sont constituées de 2 nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures dans les 2 sens (horizontal et vertical) .

⇒Un recouvrement de $40 \varnothing$ pour les renforcements des angles.

⇒ On adopte une épaisseur $e = 15$ cm.

⇒ La hauteur du voile périphérique $= 3.5$ m.

IX4 : calcul des sollicitations :

► Le moment fléchissant maximum est donnée par la formule suivante :

$$M_{\max} = \frac{2ph}{9\sqrt{3}} \quad \text{Avec} \quad Q = \frac{P_i \times h}{2} ; P_i = \gamma_d \times h \times k_0$$

$$k_0 : \text{Coefficient de poussé} \Rightarrow k_0 = \tan^2 \left[\left(\frac{\pi}{4} \right) - \left(\frac{\varphi}{2} \right) \right]$$

$$h = 3.5 \text{ m}$$

$$\gamma_d = \text{poids spécifique du remblai} \Rightarrow \gamma_d = 1.8 \text{ t/m}$$

$$\varphi : \text{Angle de frottement interne du remblai} \Rightarrow \varphi = 30^\circ$$

$$P_i = 2.1 \text{ t}$$

$$Q = 3.68 \text{ t}$$

$$D'où M = 0.94 \text{ t} \Rightarrow 0.94 \times 10^2 \text{ K}$$

- **Calcul du ferrailage vertical :**

Le ferrailage se fera en flexion simple avec fissuration très préjudiciable (le calcul se fera à l'ELS).

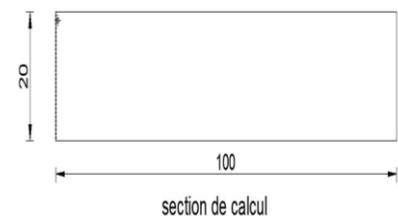
Le ferrailage sera fait pour une bande de section $(1,00 \times 0,2) \text{ m}^2$

$$\sigma_{st} = 201,63$$

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = 15$$

$$X = (n \times \overline{\sigma_{bc}} \times d) / (n \times \sigma_{bc} + \sigma_{st})$$



$$X = (15 \times 15 \times 0,9) / (15 \times 15 + 201,63)$$

$$X = 0,095$$

$$Z = d - x/3 = 0,9 \times 0,2 - \frac{0,095}{3} = 0,15$$

$$\overline{M}_1 = \frac{1}{2} \times b \times X \times \sigma_{bc} \times Z$$

$$\overline{M}_1 = \frac{1}{2} \times 1 \times 0,095 \times 15 \times 0,01482$$

$$\overline{M}_1 = 0,1059 \text{ MPa.}$$

$M_{ser} < \overline{M}_1$ donc la section sans armatures comprimées.

$$A_s = f \frac{I_x}{I_y} = \frac{375}{8,78} = 0,42 \Rightarrow A_s = 2,011 \text{ cm}^2$$

► **Condition exigées par 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.

$$A_t = 0,10\% \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 0,10\% \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}$$

⇒ **Choix des armatures verticales :**

$$6T10/ml \longrightarrow A = 4,71 \text{ cm}^2 / ml$$

$$T10 \longrightarrow (e=15)$$

⇒ **Choix des armatures verticales :**

$$6T10/ml \longrightarrow A = 4,71 \text{ cm}^2 / ml$$

$$T10 \longrightarrow (e=15)$$

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.

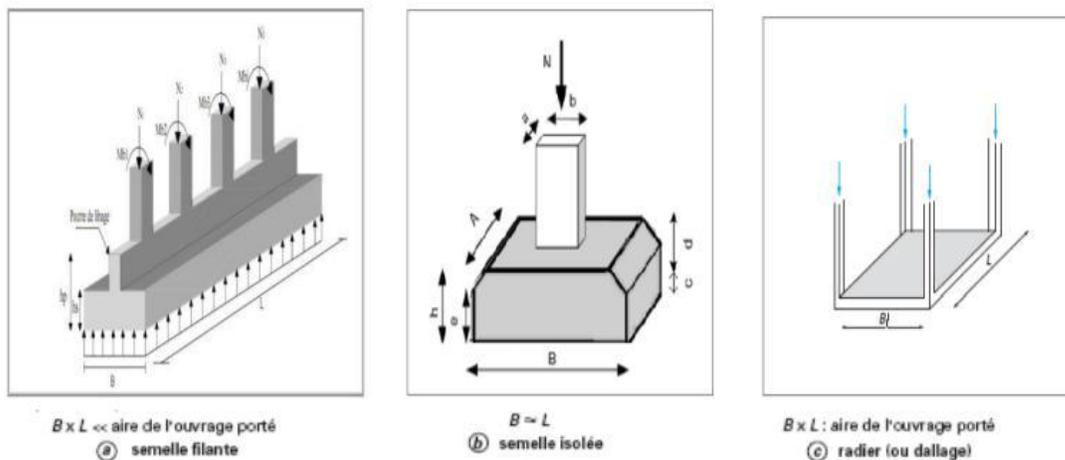


Fig 65 : les types des fondations.

➤ **Type des fondations superficielles**

❖ **Fondations profondes :**

- Fondations sur puis (semi profondes).

- Fondations sur puis (semi 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 :**
 - ELU : 1.35G+1.5Q**
 - ELU : G+Q**
- **Situation accidentelle :**
 - G+Q±E**
 - 0.8G±E**

IX.6. Vérification des semelles filantes :

La sur Pour cette vérification, on doit déterminer la semelle filante la plus sollicitée sous les différentes combinaisons.

On Choisit une semelle filante de largeur B et de longueur L, située sous un portique de 8 poteaux.

$$N = \sum N_i = 12682,8595 \text{ t}$$

La vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma}_{\text{sol}}$ avec $B \times L \geq \frac{N}{\overline{\sigma}_{\text{sol}}}$.B=2,41m² L=26,25

Avec :

Ni : l'effort normal provenant du poteau « i ».

B : Largeur de la semelle

L : Longueur de la semelle.

$\overline{\sigma}_{\text{sol}}$: Contrainte admissible du sol.

Calcul de la surface de la semelle filante :

$$\sum \frac{N}{S_{\text{sol}}} \leq S_{\text{Batiment}} \Rightarrow \frac{1262,8595}{200} = 63,41 \text{ m}^2 < 396,8$$

La surface du bâtiment est : **Sb = 396,8m²**

➤ Conclusion :

La surface totale des semelles occupent plus de 50% de la surface d'emprise de l'ouvrage, par conséquent 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 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 se présente aussi sous la forme d'un plancher renversé, composé d'un système de.

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. .

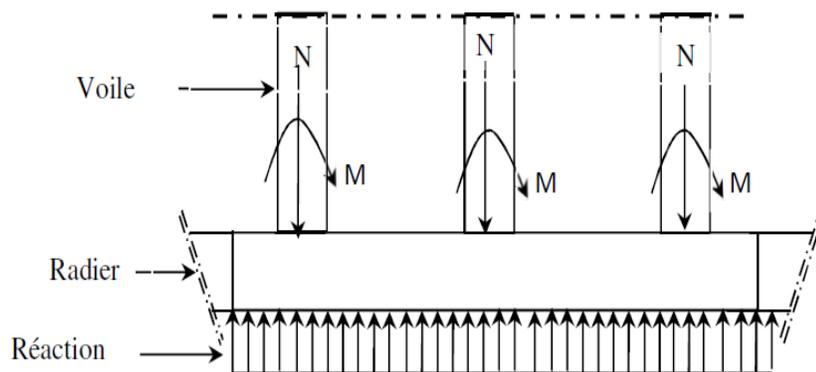


Fig 66 : coupe d'un radier

2) Pré dimensionnement du radier :

➤ Hauteur du radier :

Le pré- dimensionnement du radier consiste à déterminer son hanteur pour, Laquelle 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 noter que le radier va déborder de 50 cm de chaque cote.

1) Condition forfaitaire :

$$\frac{L}{8} \leq h \leq \frac{L}{5}$$

Avec :

L : la plus grande portée du panneau.

$$L=8,78 \Rightarrow 1,09 \leq h \leq 1,75$$

2) Condition de rigidité :

Pour qu'un plancher soit rigide, il faut que :

$$L \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

Avec :

$$L_e : \text{longueur élastique donnée par : } L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

K : coefficient d'élasticité du sol ; 0

Pour un sol de densité moyenne, $K=40\text{MN/m}^3$ (HENRY THONIER) ; Conception et Calcul des structures de bâtiment.

E : module d'Young du béton ($E=3,104 \text{ MPa}$) ;

I : inertie du radier $(I = \frac{b \times h^3}{12})$

B : largeur du radier.

Pour notre cas : $L=8.78\text{m}$.

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \times \frac{2L^4}{\pi}}$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times 40}{3 \times 10^4} \times \frac{2 \times 8,78^4}{\pi}} = h \geq 1,57 \text{ m}$$

3) Condition de non cisaillement : [BAEL91/A5.2, 2]

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0,07 f_{c28} / \gamma_b = 1,16 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b \times 0,9h \times \tau_u} \quad [\text{BAEL91/A5. 1, 1}]$$

$$\delta_{t1} \leq 7,56 \text{ cm} \quad \text{le valeur rejeté}$$

τ_u : Contrainte tangentielle.

$\bar{\tau}_u$: Contrainte tangentielle admissible.

T_u^{max} : Effort tranchant max.

$$\text{On à } \frac{LX}{LY} = \frac{3,75}{8,78} = 0,42 \Rightarrow 0,4 < p < 1 \quad \text{Donc la dalle travaille dans les deux directions}$$

Donc :

$$T_X = \frac{q \times l_x \times l_y}{3 l_y} \quad \text{et} \quad T_Y = \frac{q \times l_x \times l_y}{2 l_y + l_x}$$

Calcul qu :

La surface du radier est de : $S = 396,8$

Le poids de superstructure : $G = 71436,76 \text{ KN}$

$$q^u = 1,35G + 1,5Q$$

$$q^u = 1,35 \times \frac{71436,76}{396,8} + 1,5 \times 5 = 250,54$$

$$T_X = \frac{250,54 \times 3,75 \times 8,78}{3 \times 8,78} = 313,17 \text{ KN}$$

$$h > \frac{387,09}{0,9 \times 1 \times 1,16 \times 10^3} = 0,37 \text{ m} \quad T_Y = \frac{250,54 \times 3,75 \times 8,78}{2 \times 8,78 + 3,75} = 387,09 \text{ KN}$$

$$T_{\max} = (T_x; T_y) = 387,09 \text{ KN}$$

4) Condition de non poinçonnement :

$$N_u < 0,045 \cdot U_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \dots (1)$$

Avec:

U_c : périmètre du contour cisailé sur le plan moyen du radier.

h : épaisseur du radier.

N_u : charge maximale appliquée par les voiles sur le radier, calculée à l'E.L.U.R.

Pour notre structure : $N_u \max = 5257,72$

$$U_c = 2(a_1 + b) \Rightarrow \begin{cases} a_1 = a + h \\ a_2 = a + h \end{cases}$$

$$\Rightarrow a = 15 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow b = 25 \text{ cm}$$

$$(1) \Rightarrow 45h + 3h^2 + 5257,72 \geq 0$$

$$\text{Ou : } h = 0,373 \text{ m.}$$

Remarque :

Le radier sera étudié comme un plancher renversé comportant un système de poutres (nervures) avec une hauteur égale à $(L/10)$ et une dalle pleine d'épaisseur égale à $L/20$.

Pour satisfaire les quatre conditions, soit : $h = 160 \text{ cm}$.

La hauteur des nervures : h_n

$$h_n > \frac{h}{10} = \frac{878}{10} = 87,8 \text{ cm}$$

On prendra : $h_n = 110 \text{ cm}$

Epaisseur de la dalle :

$$e > \frac{h}{20} = \frac{878}{20} = 43,9 \text{ cm}$$

On prendra $e = 50 \text{ cm}$

Pré dimensionnement des poutres :

On distingue deux types de poutres apparentes :

- Poutres principales et Poutres secondaires
- Dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :
 - $0,3h \leq b_0 \leq 0,4 h$
 - $b_1 \leq \min \left(\frac{l-b_0}{2} ; \frac{l}{10} \right)$
 - $b = 2 \times b_1 + b_0$

Détermination des sollicitations :

a) Caractéristiques du radier :

$$h = 160 \text{ cm} ; e = 50 \text{ cm} ; h_n = 110$$

$$\text{Surface du radier } S = 396,8 \text{ m}^2$$

$$L_{xx} = 8556,1 \text{ m}^4 \quad ; \quad L_{yy} = 19900,8 \text{ m}^4$$

$$V_x = 13,12 \text{ m} \quad ; \quad V_y = 9,01 \text{ m}$$

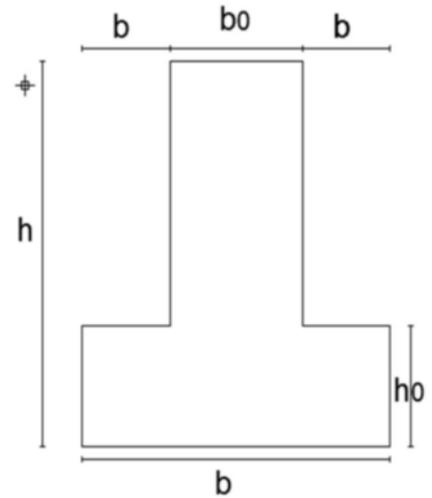


Fig 67 : Dimensions de la poutre.

Avec :

V_x, V_y : abscisse du centre de gravité du radier

I_{xx}, I_{yy} : inerties du radier.

	Poutres principaux	Poutres secondaires
h (cm)	160	160
h₀(cm)	50	50
b₀ (cm)	60	60
b₁(cm)	40	40
B(cm)	140	140

Tableau 26 : Dimension de la poutre.

b) Calcul du poids du radier P_r :

Poids du radier sans poutres : $P_1 = S.e.\gamma_b$

Poids des poutres principales : $P_p = L(h-h_0).b_0.\gamma_b$

Poids des poutres secondaires : $P_s = L'(h-h_0).b_0.\gamma_b$

Avec :

e : épaisseur du radier sans poutres.

γ_b : Masse volumique du béton.

L : Somme des longueurs de toutes les poutres principales

L' : Somme des longueurs de toutes les poutres secondaires.

$$b_1 = 396,8 \times 0,5 \times 25 = 4960 \text{ KN}$$

$$P_p = 82,45 \times 0,66 \times 25 = 1360,425 \text{ KN}$$

$$P_s = 22,05 \times 0,66 \times 25 = 363,825 \text{ KN}$$

$$P_r = b_1 + P_p + P_s = 6684,25 \text{ KN}$$

c) Surcharges d'exploitation :

$$Q_r = S \times 5 \Rightarrow 396,8 \times 5 = 1984 \text{ KN}$$

d) Combinaisons d'actions :

Etat limite ultime (E.L.U) :

$$1) \text{ Situations durable et transitoire } (1,35G+1,5Q) + (1,35G+1,5Q) + N_u^3$$

$$\begin{array}{ccc} & \uparrow & \uparrow \\ & N_u^1 & N_u^2 \end{array}$$

$$N_u = N_u^1 + N_u^2 + N_u^3$$

N_u^1 : Résultante de toutes les réactions verticales appliquées sur le radier qui sont données par le logiciel ETABS sous la combinaison ELUR .

N_u^3 : Le poids de remblai.

$$N_u^1 = 87958,26$$

$$N_u = 87958,26 + 19407, + 4058,99 = 111424,85 \text{ KN}$$

$$M_x = 62,67 \text{ KN.m} \quad ; M_y = 49,96 \text{ KN.m}$$

Avec :

M_x et M_y résultante de tous les moments par rapport au centre de gravité du radier dans la direction considérée, c'est-à-dire :

$$M_{X/G} = (M_x + F_x \cdot (X_i + X_g)) =$$

$$M_{Y/G} = (M_y + F_y \cdot (Y_i + Y_g)) =$$

M_x , M_y et F_z sont donnés par le logiciel ETABS.

Situation accidentelle :

$$[(G+Q\pm E)(Pr+Qr)] \text{ et } [(0,8G\pm E+0,8Pr)]+N_u^3$$

$$N_a = 107579,27 + 17645,01 + 4058,99 = 129283,27 \text{ KN}$$

$$M_x = -106,504 \text{ KN.m} \quad ; M_y = -46,296 \text{ KN.m}$$

Etat limite service (E.L.S.) :

$$(G+Q) + (Pr + Qr) + N_u^3$$

$$= 117044,37 + 17645,01 + 4058,99 = 138748,37 \text{ KN}$$

$$M_x = -101,713 \text{ KN.m} \quad ; M_y = -40,225 \text{ KN.m}$$

Vérification des contraintes sous radier :

σ_{12} : Contraintes du sol sous la structure (sous le radier)

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} V \quad ; \quad \sigma_{min} = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} V$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4}$$

Situation durable et transitoire :

➤ **Etat limite ultime (E L U) :**

$$N_u = 111424,85 \text{ KN}$$

$$\sigma_{sol} = 2 \text{ MPa}$$

Suivant l'article de *RPA99/V2003* :

$$\sigma_{adm} = \sigma_{sol}^u = 2 \cdot \sigma_{sol} = 4 \text{ bars}$$

Sens X – X

$$\sigma_{min} = \left[\frac{111424.85}{396.8} - \frac{-62,67}{8556,1} \times 13,12 \right] \cdot 10^{-2} = 2.8$$

$$\sigma_{max} = \left[\frac{111424.85}{396.8} + \frac{-62,67}{8556,1} \times 13,12 \right] \cdot 10^{-2} = 2.8$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{(3 \times 2,8) + 2,8}{4} = 2.8 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{min} = 2.8 \text{ bars} < \sigma_{adm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_{max} = 2.8 \text{ bars} < \sigma_{adm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Sens Y – Y

$$\sigma_{min} = \left[\frac{111424.85}{396.8} - \frac{-49,96}{19900,8} \times 9,01 \right] \cdot 10^{-2} = 2.8$$

$$\sigma_{max} = \left[\frac{111424.85}{396.8} + \frac{-49,96}{19900,8} \times 9,01 \right] \cdot 10^{-2} = 2.8$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{(3 \times 3.7145) + 1.4855}{4} = 2.8 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{min} = 2.8 \text{ bars} < \sigma_{adm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_{max} = 2.8 \text{ bars} < \sigma_{adm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Etat limite service (E L S) :

$$\sigma_{max} = \frac{N_s}{S} + \frac{M_s}{I} V \quad ; \quad \sigma_{min} = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} V$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4}$$

$$N_s = 138748,37 \text{ KN}$$

Sens X – X

$$\sigma_{min} = \left[\frac{138748,3}{396,8} - \frac{-101,713}{8556,1} \times 13,12 \right] \cdot 10^{-2} = 3,49$$

$$\sigma_{max} = \left[\frac{138748,3}{396,8} + \frac{-101,713}{8556,1} \times 13,12 \right] \cdot 10^{-2} = 3,49$$

$$M_x = -101,713 \text{ KN.m} \quad ; M_y = -40,225 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{(3 \times 3,49) + 3,49}{4} = \mathbf{3,49 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{min} = 3,49 \text{ bars} < \sigma_{adm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_{max} = 3,49 \text{ bars} < \sigma_{adm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Sens Y – Y

$$\sigma_{min} = \left[\frac{138748,37}{396,8} - \frac{-40,225}{19900,8} \times 9,01 \right] \cdot 10^{-2} = 3,49$$

$$\sigma_{max} = \left[\frac{138748,37}{396,8} + \frac{-40,225}{19900,8} \times 9,01 \right] \cdot 10^{-2} = 3,49$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{(3 \times 3,7145) + 1,4855}{4} = \mathbf{2,8 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{min} = 3,49 \text{ bars} < \sigma_{adm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_{max} = 3,49 \text{ bars} < \sigma_{adm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Situation accidentelle

$$N_a = 129283,27 \text{ KN}$$

$$M_x = -106,504 \text{ KN.m} \quad ; M_y = -46,296 \text{ KN.m}$$

Sens X – X

$$\sigma_{min} = \left[\frac{129283,27}{396,8} - \frac{-106,504}{8556,1} \times 13,12 \right] \cdot 10^{-2} = 3,26$$

$$\sigma_{max} = \left[\frac{129283,27}{396,8} + \frac{-106,504}{8556,1} \times 13,12 \right] \cdot 10^{-2} = 3,26$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{(3 \times 3,26) + 3,26}{4} = 3,26 \text{MPa}$$

$$\sigma_{min} = 3,26 \text{bars} < \sigma_{adm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_{max} = 3,26 \text{ bars} < \sigma_{adm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Sens Y – Y

$$\sigma_{min} = \left[\frac{129283,27}{396,8} - \frac{-42,296}{19900,8} \times 9,01 \right] \cdot 10^{-2} = 3,26$$

$$\sigma_{max} = \left[\frac{129283,27}{396,8} + \frac{-46,296}{19900,8} \times 9,01 \right] \cdot 10^{-2} = 3,26$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{(3 \times 3,7145) + 1,4855}{4} = 3,26 \text{MPa}$$

$$\sigma_{min} = 3,26 \text{bars} < \sigma_{adm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_{max} = 3,26 \text{ bars} < \sigma_{adm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

f) Vérification vis-à-vis de l'effort de soulèvement :

On doit vérifier que sous pression hydrostatique le bâtiment ne soulève pas :

$$p > 1,5 \times S \times \gamma \times Z$$

Où :

P : poids du bâtiment.

S : surface du radier.

Z : ancrage du bâtiment dans le sol.

γ : Poids volumique de l'eau ($\gamma = 10 \text{ KN/m}^3$)

Le poids de superstructure : $G = 71436,76 \text{ KN}$

$$71436,76 \text{KN} > 1,5 \times 396,8 \times 1 \times 2,88 = 1714,176 \text{t}$$

$$7143,676 \text{t} > 1714,176 \text{ t} \longrightarrow$$

Condition vérifiée.

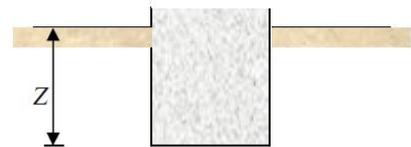


Fig 68 : Encrage de la structure.

Ferraillage du radier :

1. Ferraillage de la dalle :

- Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur en flexion simple.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.

a) Détermination des efforts :

$$p = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,75}{8,78} = 0,42 \quad \text{si} \quad 0,4 < p < 1 \quad \text{Donc la dalle portent en deux sens.}$$

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

➤ **Etat limite ultime (E L U) :**

$$q_u = \sigma_m \times \left(\frac{1}{4}\right) \times 1m = 280 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Etat limite de service (E L S) :**

$$q_s = \sigma_m \times \left(\frac{1}{4}\right) \times 1m = 345 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Situation accidentelle :**

$$q_{acc} = \sigma_m \times \left(\frac{1}{4}\right) \times 1m = 326 \text{ KN/m}^2$$

M0x (KN.M)	Sollicitation	Lx (m)	Ly(m)	$\sigma=Lx/Ly$	μ_x	μ_y	M0y (KN.M)
428,4	E.L.U	3,75	8,78	0,42	0,1088	0,2500	107,1
544,76	E . L . S	3,75	8,78	0,42	0,1110	0,2924	159,28

Tableau 27 : Sollicitations (moments) suivant les sens x et le sens y.

2. La réduction des moments :

Combinaison	SENS X-X		SENS Y-Y	
	E.L.U	E.L.S	E.L.U	E.L.S
Ma [KN.m]	214,2	272,38	53,55	79,64
Mt [KN.m]	321,3	108,57	80,325	119,46

Tableau 28 : récapitulatif des sollicitations maximales appuis et travées.

Calcul des armatures :

➤ Enrobage :

Fissuration préjudiciable ; $a = 2\text{cm}$

$$C_x = a + \frac{\varphi}{2}$$

$$C_y = a + \frac{\varphi}{2} + \varphi$$

$$\varphi_{\text{MaX}} < \frac{h}{10} = \frac{50}{10} = 5\text{cm}$$

En prend : $\varphi = 1.6\text{cm}$

Donc :

$$C_x = a + \frac{1,6}{2} = 2,8\text{ cm}$$

$$C_y = a + \frac{1,6}{2} + 1,6 = 4,4\text{cm}$$

$$d_x = h_0 - c_x \Rightarrow d_x = 47\text{cm}$$

➤ Sections de calcul :

a) Sens xx :

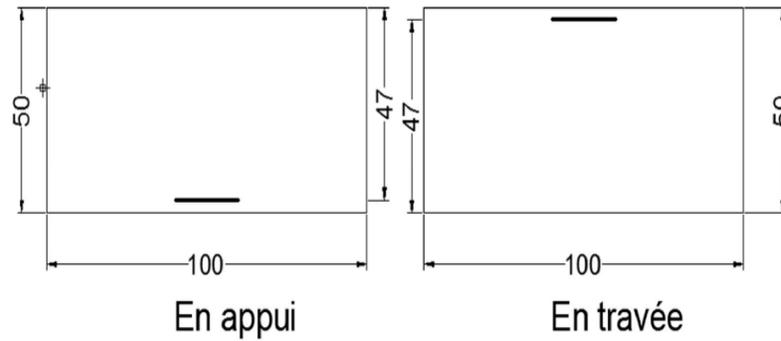


Fig 69 : Section de calcul dans le sens xx.

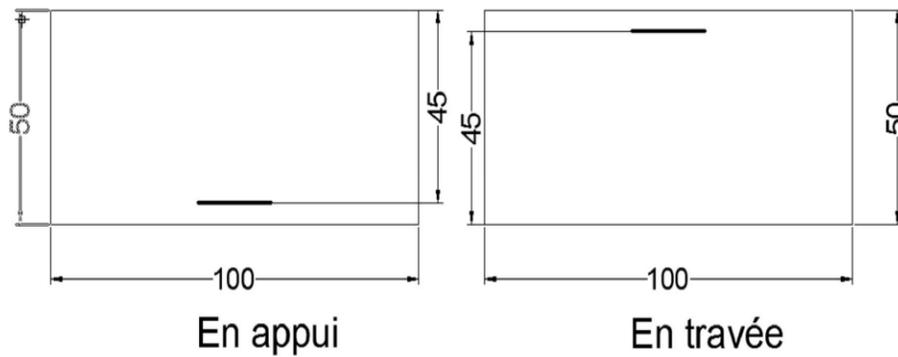


Fig 70 : Section de calcul dans le sens yy.

a) Sens x-x :

➤ En travée :

Etat limite ultime (E.L.U) : $M_u = 321,3 \text{KN.m}$

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{321,3 \times 10^3}{100 \times 14,2 \times 47^2} = 0,102 < 0,259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.102}) = \mathbf{0.13}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.13 = \mathbf{0.948}$$

$$A_{st} = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{321,3 \times 10^3}{0.984 \times 348 \times 47} = \mathbf{19,96 \text{ cm}^2}$$

Soit : 10T16 = 20,11 avec un espacement $St = 20 \text{ cm/ml}$

➤ **Etat limite service (E.L.S.)** : $M_{ser} = 108,57 \text{ KN.m}$

$$D = 15 \times \frac{A}{b} = 15 \times \frac{20,11}{100} = 3,016 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 3,016 \times 47 = 283,504$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = 13,94$$

$$I = \frac{100 \times 13,94^3}{3} + 15 \times 20,11 \times (47 - 13,94)^2 \Rightarrow I = 419988,16 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{108,57}{419988,16} = 0,25$$

$$\sigma_b = k \cdot Y_1 = 0,25 \cdot 13,94 = 3,485 \text{ MPa} < \sigma_b = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15k \times (d - Y_1) = 15 \times 0,25 \times (47 - 12,05) = 131,06 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 131,06 > \sigma_s = 240 \text{ MPa}$$

Conclusion

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \sigma_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \sigma_s = 240 \text{ MPa} \end{array} \right\} \text{ Les armatures calculées à l'ELU ne conviennent pas et doivent être recalculées à l'ELS}$$

Détermination des armatures à l'Etat limite de service

$$\mu = \frac{M_s}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{108.57 \times 10^3}{100 \times 240 \times 47^2} = \mathbf{0.0020} < 0.259$$

$$\mu_1 = 0.0020 \text{ don le tabeux} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \beta = 0,998 \\ K_1 = 25 \end{array} \right.$$

➤ Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\overline{\sigma}_b = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{240}{25} = 9,6 \text{ PMA} < \sigma_b \text{ 15 PMA}$$

$$A_s = \frac{M_s}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{108570}{240 \times 0,998 \times 47} = 9,64 \text{ cm}$$

➤ Choix des armatures :

$$5T16 \Rightarrow A_{tx}^u = 10.05 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T16 \Rightarrow e=15)$$

En appuis :

Etat limite ultime (E L U) : $M_{ax}^u = 214.2$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{214.2 \times 10^3}{100 \times 14,2 \times 47^2} = 0.068$$

$\mu = 0.068 < \mu_l = 0,392$ (FeE 400) A' n'existe pas et et 1000

↙
→ A' 'existe pas et $1000\xi_s > 1000\xi_L$

$$\alpha = 0.088$$

$$\beta = 0.968$$

$$A = \frac{214,2 \times 10^3}{348 \times 0,968 \times 47} = 13,52 \text{ cm}$$

Choix des armatures :

$$7T16 \Rightarrow 14,07 \text{ cm}$$

$$(T16 \Rightarrow e=15)$$

➤ **Etat limite de service (E L S) $M_{ax}^s = 272,38$**

$$\text{Fissuration préjudiciable} \left\{ \begin{array}{l} \sigma_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ PMa} \\ \sigma_s = \min \left(\frac{2}{3} \cdot f_e; 150\eta \right) = 240 \text{ PMa} \end{array} \right.$$

$$D = \frac{15A}{b} = \frac{15 \times 13,57}{100} = 2,03 \text{ cm}$$

$$E = \frac{30 \cdot A \cdot d}{b} = \frac{30 \times 13,57 \times 47}{100} = 191,337 \text{ cm}^2$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -2,03 + \sqrt{2,03^2 + 191,337} = 11,95$$

$$I = \frac{b \times y_l^3}{3} + 15 \times (A_{coh} \times (d - y_l)^2) = \frac{100 \times 11,95^3}{3} + 15 \times (13,57 \times (47 - 11,95)^2)$$

$$I = 306944,67 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{272380}{306944,67} = 0,88$$

$$\sigma_b = k \cdot Y_1 = 0,88 \times 11,95 = 10,516$$

$$\sigma_s = 15k \times (d - Y_1) = 15 \times (47 - 11,95) = 525,75 \text{ PMa}$$

Conclusion

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \sigma_b = 15 \text{ PMa} \\ \sigma_s > \sigma_s = 240 \text{ PMa} \end{array} \right\} \text{ Les armatures calculées à l'ELU ne convient pas et doivent Être recalculé à l'ELS.}$$

Détermination des armatures à l'Etat limite de service :

$$\mu = \frac{M_s}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{272,38 \times 10^3}{100 \times 240 \times 47^2} = 0,0051$$

$$\alpha = 0.006$$

$$\beta = 0.997$$

➤ Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{240}{32,62} = 7,35 \quad \text{PMa} < \sigma_b = 15 \text{ PMa}$$

$$A_s = \frac{M_s}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{272380}{240 \times 0,997 \times 47} = 24,21 \text{ cm}$$

Choix des armatures :

$$16\text{T14} \Rightarrow A = 24,63 \text{ cm} \quad (e = 14 \text{ cm}^2)$$

b) Sens Y-Y :**En travée**

Etat limite ultime (E L U) : $M_{tx^u} = 80,325$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{80,235 \times 10^3}{100 \times 14.2 \times 45^2} = 0.027$$

$$\alpha = 0.067$$

$$\beta = 0.98$$

$$A = \frac{80,325 \times 10^3}{348 \times 0,998 \times 45} = 5,23 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 45 \times \frac{2,1}{400} = 5,43 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(3.42; 5.43) \Rightarrow A = 5.43 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures :

5T12 ⇒ A=5,65cm ;

(T12 ⇒ e=25)

➤ **Etat limite de service (E L S) $M_{ix}^s= 119,46$**

$$D = \frac{15A}{b} = \frac{15 \times 5,65}{100} = 0,85$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 0,85 \times 45 = 76,5 \text{ cm}^2$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0,85 + \sqrt{0,85^2 + 76,5} = 9,64 \text{ cm}$$

$$I = \frac{100 \times 9,64^3}{3} + 15 \times 5,65 \times (45 - 9,64)^2 \Rightarrow I = 125826,81 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{119460}{125826,81} = 0,94$$

$$\sigma_b = k \cdot Y_1 = 0,94 \times 9,64 = 9,06$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - Y_1) = 15 \times 0,94 \times (45 - 9,64) = 498,57 \text{ PMa}$$

Conclusion :

$$\sigma_b < \sigma_b = 15 \text{ PMa}$$

$$\sigma_s > \sigma_s = 240 \text{ PMa}$$

} les armatures calculées à l'ELU ne convient pas et doivent être
Recalculé à l'ELS

Détermination des armatures à l'Etat limite de service :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times \sigma_s \times d^2} = \frac{119,46 \times 10^3}{100 \times 240 \times 45^2} = 0,0025$$

$$\mu_1 = 0.0025 \text{ don le tabeaux} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \beta = 0,997 \\ K_1 = 50,79 \end{array} \right.$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

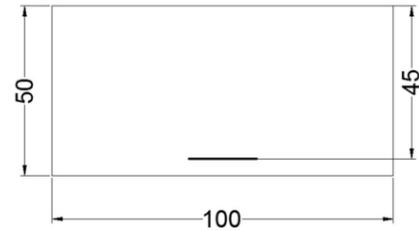
$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{240}{50,79} = 4,73 \text{ PMa} < \sigma_b \text{ 15 PMa}$$

$$A_s = \frac{M_s}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{119460}{240 \times 0,998 \times 47} = 11,06 \text{ cm}$$

Choix des armatures :

10T12 ⇒ A=11,31cm ;

(T12 ⇒ e=20)



En appuis

Etat limite ultime (E.L.U.R) : Mu = 53 ,55 KN.m

$$\mu = \frac{M_t}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{53,55 \times 10^3}{100 \times 14,2 \times 45^2} = 0.018$$

$\mu = 0.018 < \mu_l = 0,392$ (FeE 400) A' n'existe pas et 1000

↳ $A' \text{ 'existe pas et } 1000\xi_s > 1000\xi_L$

$\alpha = 0.031$

$\beta = 0.987$

$$A = \frac{53,55 \times 10^3}{348 \times 0.987 \times 45} = 3,46 \text{ cm}$$

Choix des armatures

4T12 ⇒ A=4,52cm

(T12 ⇒ e=20cm)

Etat limite service (E.L.S) : $M_{ser} = 79,64 \text{ KN.m}$

$$D = \frac{15A}{b} = \frac{15 \times 4,52}{100} = 0,603 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 0,603 \times 45 = 54,27$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0,603 + \sqrt{0,603^2 + 54,27} = 6,78 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times yl^3}{3} + 15 \times (A_{coh} \times (d - yl)^2) = \frac{100 \times 6,78^3}{3} + 15 \times (4,02 \times (45 - 6,78)^2)$$

$$I = 98473,19 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{Ms}{I} = \frac{79640}{98473,19} = 0,80$$

$$\sigma_b = k \cdot Y_1 = 0,80 \times 6,78 = 5,42$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - Y_1) = 15 \times 0,8 \times (45 - 6,78) = 458,64 \text{ PMa}$$

Conclusion :

$$\sigma_b < \sigma_b = 15 \text{ PMa}$$

$$\sigma_s > \sigma_s = 240 \text{ PMa}$$

les armatures calculées à l'ELU ne convient et doivent être recalculé à l'ELS

Détermination des armatures à l'Etat limite de service :

$$\mu = \frac{Ms}{b \times \sigma_s \times d^2} = \frac{79,64 \times 10^3}{100 \times 240 \times 45^2} = 0,0016$$

$$\mu = 0,0025 \text{ don le tabeux} \Rightarrow \begin{cases} \beta = 0,937 \\ K_1 = 64,37 \end{cases}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{240}{64,37} = 3,72 \text{ PMa} < \sigma_b = 15 \text{ PMa}$$

$$A_s = \frac{M_s}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{79640}{240 \times 0,937 \times 45} = 7,86 \text{ cm}$$

Choix des armatures :

$$4T16 \Rightarrow A=8,04\text{cm} \quad (e=20\text{cm}^2)$$

$$(T16 \Rightarrow e=20)$$

Ferrailage du débordement :

Le débordement est de 50 cm de chaque coté

Etat limite ultime (E L U) : $\sigma_m = 280\text{KN/m}^2$

-Pour une bonde de 1m de largeur

$$q_u = 280 \times 1 = 280$$

$$M_u = -q_u \times \frac{l^2}{2} = -280 \times \frac{(0,5)^2}{2} = -35 \text{ NK.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{35 \times 10^3}{100 \times 14,2 \times 45^2} = 0,012$$

$$\mu = 0,012 < \mu_l = 0,392 \text{ (FeE 400) } A' \text{ n'existe pas et } 1000$$

$$\mu > 1000 \xi_s > 1000 \xi_L$$

$$\alpha = 0,015$$

$$\beta = 0,994$$

$$A = 1,3 \text{ cm}$$

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

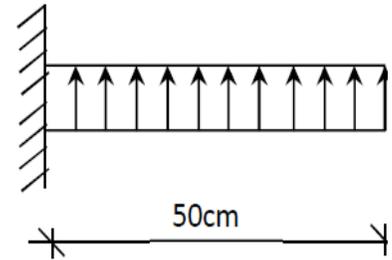


Fig 71 : Schéma statique du

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

Choix des armatures

$$7\text{T}10 \Rightarrow A_{ax}^u = 5,49 \text{ cm}$$

$$(\text{T}10 \Rightarrow e = 16 \text{ cm})$$

Etat limite de service (E L S) : $\sigma_m = 345 \text{ KN/m}^2$

-Pour une bonde de 1m de largeur

$$q_u = 345 \times 1 = 345$$

$$M_u = -q_u \times \frac{l^2}{2} = -345 \times \frac{(0,5)^2}{2} = -43,12 \text{ NK.m}$$

Fissuration préjudiciable

$$D = \frac{15A}{b} = \frac{15 \times 5,49}{100} = 0,82 \text{ cm}$$

$$E = \frac{30.A.d}{b} = \frac{30 \times 5,49 \times 45}{100} = 74,12 \text{ cm}^2$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0,82 + \sqrt{0,82^2 + 74,12} = 9,47$$

$$I = \frac{b \times y l^3}{3} + 15 \times (A_{coh} \times (d - y l)^2) = \frac{100 \times 9,47^3}{3} + 15 \times (5,49 \times (45 - 9,47)^2)$$

$$I = 132266,34 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{43120}{306944,67} = 0,32$$

$$\sigma_b = k \cdot Y_1 = 0,32 \times 9,47 = 3,04$$

$$\sigma_s = 15k \times (d - Y_1) = 15 \times 0,32 \times (45 - 9,47) = 170,54 \text{ PMa}$$

Conclusion

$$\sigma_b < \sigma_b = 15 \text{ PMa}$$

$$\sigma_s > \sigma_s = 240 \text{ PMa}$$

Les armatures calculées à l'ELU ne conviennent pas et doivent être recalculées à l'ELS

Remarque :

Le ferrailage du radier est utilisé pour deux nappes, l'une supérieure et l'autre inférieure

Ferrailage des poutres :➤ **Charge équivalente :**

Pour faciliter le calcul des poutres, on remplace les charges triangulaires et trapézoïdales par des charges équivalentes uniformes (par unité de longueur). Ces dernières sont obtenues en égalisant les sollicitations maximales (M, T) provoquées par le chargement réel et celle données par une charge désignée par (q équivalente)

⇒ **Accidentelle :**❖ **Poutres principales :**

$$q_1 = \left[q_1 \frac{-ly + (ly - lx)}{2} \right] \frac{2}{ly}$$

$$q_1 = \left[326 \times \frac{8,78 + (8,78 - 3,75)}{2} \right] \frac{2}{8,78} = 512,76 \text{KN}$$

❖ **Poutres secondaires :**

$$q_1 = \left[q_1 \times \frac{lx}{2} \right] \times \frac{2}{lx}$$

$$q_1 = \left[326 \times \frac{3,75}{2} \right] \times \frac{2}{3,75} = 326 \text{KN}$$

❖ **Etat limite ultime (E L U) :**➤ **Poutres principales :**

$$q_1 = 440,41 \text{KN}$$

➤ **Poutres secondaires :**

$$q_1 = 280 \text{KN}$$

❖ **Etat limite ultime (E L S) :**➤ **Poutres principales :**

$$q_1 = 542,64 \text{KN}$$

➤ **Poutres secondaires :**

$$q_1 = 345 \text{KN}$$

❖ **Poutres principales :**

Avec :

\bar{q}_1 : Charges provenant du radier ;

q_1 : Charge équivalente ;

M_i : sollicitations réelle apportées par les voiles (voir annexe II).

2/ Poutres secondaires :

➤ **Remarque :**

Les sollicitations sont calculées par le logiciel RDM6 suivant le chargement des poutres mentionnées auparavant.

Les résultats des moments sont récapitulés dans le tableau suivant.

	Poutre principale		Poutre secondaire	
	Travée	Appui	Travée	appui
Moment à l'ELU (KN.m)	481,2	653,6	424,8	602,7
Moment à l'ELS (KN.m)	592,8	805,3	523,4	742,6
Moment à accidentelle (KN.m)	560,7	761,7	494,6	701,7
Effort tranchant (KN)	1165		883,2	
A^u calculée (cm ²)	27,29	38,08	23,89	34,82
A^{acc} calculée (cm ²)	32,18	44,15	27,91	41,16
A=max (Au ; Aacc)	32,18	44,15	27,89	41,16
Choix des armatures	7T25 A=43,36	9T25 A=44,18	6T25 A=29,45	14T20 A=43,98

Tableau 29 : Tableau récapitulatif des sollicitations.

Vérification de l'effort tranchant :**Poutre au sens principale :**

$$\tau = \frac{T_u}{b.d} = \frac{1165000}{140 \times 144 \times 100} = 0,57$$

$$\tau_u = \min(0,15.f_{c28} / 1,5 ; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,57\text{MPa} < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre.

Poutre aux sens secondaire :

$$\tau = \frac{T_u}{b.d} = \frac{883200}{140 \times 144 \times 100} = 0,43$$

$$\tau_u = \min(0,15.f_{c28} / 1,5 ; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,43\text{MPa} < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre.

Section des armatures transversales :

Après le calcul, on a trouvé :

$A_t = 4\phi 8$ espacées de : $\Rightarrow 25$ cm pour la zone courante.

$\Rightarrow 15$ cm pour la zone nodale

Conclusion

Conclusion

Ce projet de fin d'étude a représenté pour nous, notre toute première expérience d'étude génie civil d'une structure en béton armé. Nous avons eu l'occasion durant notre stage effectué sur le site de mettre en pratique nos connaissances théoriques et de les approfondir mais le chemin est encore long pour prétendre être un « ingénieur ». Il nous reste beaucoup de chose à apprendre car le domaine du génie civil ne nous a pas encore livré tous ces secrets.

Le thème de notre projet a traité l'étude d'une structure en béton armé à voile porteur, réalisé selon la technique « coffrage tunnel », nous avons pu grâce à cette étude, découvrir, apprécier et déceler les avantages et les inconvénients de ce type de structure. Après avoir achevé ce mémoire de fin d'étude, nous somme arriver aux conclusions suivantes :

- Les structures à voiles porteurs ne sont pas complètement in faible face aux séismes comme nous avons pu le souligner dans les premiers chapitres de ce mémoire.
- Cette vulnérabilité se présente sous la forme d'une flexibilité à la torsion lors d'un séisme, comme l'a pu démontrer l'étude sismique. Ce qui consiste une faiblesse pour l'ouvrage en question.
- La source de cette flexibilité face à la torsion est à notre sens, due aux choix des dispositions de voiles porteurs (disposé selon le sens xx) prise lors de la conception de de cette ouvrage car on peut remarquer le déséquilibre des rigidités crée par ces voiles sur le plan architectural entre sa partie inférieur et supérieur.

Par conséquence, on peut dire que certaines dispositions architectural prise lors de la conception d'un ouvrage à voile porteur peuvent pénaliser énormément ce genre de structure en terme de résistance face aux séismes pourtant réputé pour être l'inverse.

Bibliographies

Bibliographies

Bibliographies

Règlements :

- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé [C.B.A93, D.T. RB. C2-41.]
- Charges permanentes et charges d'exploitation [D.T.R-B.C22.]
- Règles parasismiques algérienne RPA99 version 2003 [RPA99/V2003]
- Jean-Pierre Mougins, Béton Armé aux Etats Limites 91 modifié 99, deuxième édition Eyroles 2000. [BAEL91]

Mémoires d'ingéniera :

- 1- HIRECH Bachir ; HAMMOU Sid Ahmed ; 2020 ; d'étude d'une tour en RDC étages en coffrage tunnel, mémoire de fin d'étude master ; université de Mostaganem.
- 2- DARDOUNE Abderaouf ; TAYEB Mohamed El Amine ; 2019 ; étude d'un bâtiment R+9 en coffrage tunnel, mémoire de fin d'étude master ; université de Mostaganem.
- 3- BOUKEMMOUKH Faris ; BOULDADJ Fatah ; 2020 ; d'étude d'un tour **R+9 étages contreventé par voile coffrage tunnel** ; mémoire de fin d'étude master ; université de Jijel.

Site web :

- 1- <https://www.directindustry.fr/prod/mesa-imalat-sanayii-ve-ticaret-as/product-62090-1533623.html>
- 2- <https://www.mesaimalat.com.tr/fr/urun/ertf/>

Outils informatiques :

- MS WORD
- RDM6
- MS EXCEL

Annexe

Les annexes

Annexe 1 : tableau ferrailage

Section en cm^2 de 1 à 20 armatures de diamètre ϕ en mm

ϕ	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 ϕ en mm.

Annexe 2 (BAE1 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 (Annexe 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	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_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 $\alpha = 0,563$

Annexe 4 (Bâtiment barre R+ 15 façade principal)

