

République Algérienne Démocratique et Populaire Ministère de

L'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Djilali Bounaama de Khemis Miliana

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de la Technologie



Mémoire de fin d'études

En vue d l'obtention du diplôme de master en Génie civil

Option : structures

Thème

*Étude d'un bâtiment à usage d'habitation en
béton armé(R+9+Ssol) réalisé par le coffrage
tunnel*

Réalisé par

M^{lle}. Ouerdane Hamida

M^{lle}. Kouider Djelloul Rofeida

Encadré par

Dr. Kouider Djelloul Omar

Promotion 2020

Remerciement

Toute notre parfaite gratitude, grâce et remerciement à **Allah** le tout puissant qui nous a donné la force le courage et volonté d'arriver à cette étape de notre vie et de pouvoir réaliser ce travail.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre encadreur Dr Kouider djelloul Omar qui a dirigé ce travail, pour sa disponibilité, son écoute et son aide.

Nous tenons à remercier l'équipe de control technique de construction et Setam pour l'accueil qu'elle nous a réservé, on remercie particulièrement Dr.N.Benlekhal et Mr Mehmoudi et M^{me} Rezk allah et Mr Bechaa et Mr Zakaria Benrabah... que chacun nous a apporté et qui ont nourrit ce travail .

On remercie également nos enseignants pour la qualité de l'enseignements qu'ils nous ont prodigué durant notre cycle de formation universitaire.

Nous remercions également les membres de jury qui nous font l'honneur de présider et examiner ce modeste ouvrage.



Dédicace

Avec un énorme plaisir et une immense joie , je dédie mon travail à ma très chère, respectueuse et magnifique mère qui m'a toujours soutenu le long de ma vie , a mon chère père qui m'a donné le courage et l'aide

A mes frères Assem et Soheib

A ma sœur Soumia et mon neveu Islem,et en particulier mon binôme Hamida et mes chères amies ;

même je dédie cet mémoire aussi à la famille KOUIDERDJELLOUL : exception mes oncles ,mes tantes , et mes cousines , aussi qu'à la famille de ma mère : CHELLAL mes oncles ,mes tantes, et mes cousines ;

Et toute personne qui me connait ;

Je remercie enfin tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin dans l'accomplissement de ce travail

Rofeida



Dédicace



Avec un énorme plaisir et une immense joie, je dédie mon travail à ma très chère, respectueuse et magnifique maman qui m'a toujours soutenu le long de ma vie, et à mon père qui ne sera jamais mis à l'oubli ;

A mes sœurs Marwa et Dalal ; et en particulier mon binôme Rofeida et mes chères amies ;

même je dédie cet mémoire aussi à la famille OUERDANE : exception mes oncles ,mes tantes , et mes cousines , aussi qu'à la famille de ma mère : REZKALLAH mes oncles ,mes tantes, et mes cousines ;

À tous mes amis

Et toute personne qui me connaît ;

Surtout à vous :

Je remercie enfin tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin dans l'accomplissement de ce travail

Hamida

SOMMAIRE

Introduction générale	1
Chapitre I : Présentation de la technique coffrage tunnel	
I.1. Introduction.....	3
I.2. Le coffrage tunnel.....	3
I.3. Les banches.....	3
I.4. Accessoire du coffrage tunnel.....	5
I.5. Etapes d'exécution.....	8
I.6. Domaine d'application.....	16
I.7. Les avantages et Inconvénients du coffrage tunnel.....	16
Chapitre II : Présentation du projet	
II.1. Introduction.....	17
II.2. Présentation de l'ouvrage.....	17
II.3. Ossature de l'ouvrage.....	20
II.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	22
Chapitre III : Pré dimensionnement des éléments résistants	
III.1. Introduction.....	29
III.2. Pré dimensionnement des planchers.....	29
III.3. Dessent des charges.....	31
III.4. Pré dimensionnement des voiles.....	32
Chapitre IV : Étude des planchers	
IV.1. Introduction.....	33
IV.2. Principe de calcul.....	33
IV.3. Hypothèse de calcul.....	34
IV.4. Les condition d'appui.....	36

IV.5. Les étapes de calcul.....	37
IV.6. Calcul des dalles.....	39
IV.7. Disposition des armatures des dalles.....	47
Chapitre V : Étude des éléments non structuraux	
V.1.Introduction	49
V.2. Calcul de l'acrotère.....	49
V.3. Calcul des escalier.....	55
V.3.5.Ferraillage d'escalier.....	54
V.4.Calcul d'Ascenseur.....	65
Chapitre VI : Étude dynamique en zone sismique	
VI. Introduction.....	82
VI.1.Etude sismique.....	82
VI.3 Modélisation.....	90
VI.1.11.Résultats de l'analyse	91
Chapitre VII : Étude des voiles	
VII.1. Introduction	98
VII.2. Principe.....	98
VII.3. Réglementation.....	99
VII.4.Ferraillage des voiles.....	100
VII.5.Règles communes	101
VII.6 .Calcul du ferraillage des voiles.....	103
VII.7.Ferraillage Récapitulative des autres voiles.....	104
VII.8.Ferraillage des trumeaux.....	124
VII.9.Ferraillage des linteaux.....	130
Chapitre VIII : Étude de l'infrastructure	

VIII.1 Introduction.....	134
VIII.2 Définition.....	134
VIII.3 Semelles filantes.....	134
VIII.4 Radier général.....	136
VIII.5. Ferrailage du radier.....	140
VIII.6.Ferrailage du débordement.....	145
VIII.7. Etude du voile périphérique.....	146
VIII.8.Plan de ferrailage.....	146
Conclusion générale.....	148

LA LISTE DES FIGURES

Figure I.1. Schéma de système banche métallique.....	4
Figure I.2. Schéma du système coffrage tunnel.....	5
Figure I.3. Une demi coquille sur chantier.....	6
Figure I.4. Image 3D du vérin à vice et de la roue.....	7
Figure I.5. Assemblage de deux demi coquille sur chantier.....	7
Figure I.6. Schéma du système coffrage tunnel.....	7
Figure I.7. Passerelles de décoffrage.....	8
Figure I.8. Mise en œuvre des fondations.....	9
Figure I.9. Coulage des talonnettes achevé.....	9
Figure I.10. Mise en places des demi coquille.....	10
Figure I.11. Chambre de coffrage.....	11
Figure I.12. Solidarisation les deux demi coquille.....	12
Figure I.13. Solidarisation à l'aide d'entretoises.....	12
Figure I.14. Mise en place des banches pignon.....	13
Figure I.15. Décoffrage à l'aide d'un triangle de levage.....	14
Figure II.1. Coupe transversale d'un mur de façade.....	20
Figure II.2. Schéma de l'escalier.....	21
Figure II.3. Schéma de la cage d'ascenseur.....	22
Figure II.4. Copie d'un rapport d'essai de compression sur éprouvettes en béton.....	25
Figure IV.1. Schéma d'un panneau continu au-delà de ses appui	36
Figure IV.2. Schéma de la distribution des panneaux de la dalle	37
Figure IV.3. Enrobage.....	38
Figure IV.4. Schéma de ferrailage de la dalle plancher terrasse.....	47
Figure IV.5. Schéma de ferrailage de la dalle plancher étage courant.....	47
Figure IV.6. Schéma de ferrailage de la dalle plancher terrasse.....	48
Figure IV.7. Schéma de ferrailage de la dalle plancher étage courant.....	48
Figure V.1. Schéma statique.....	50
Figure V.2. Coupe Verticale sur l'acrotère.....	50

Figure.V.3. Section de calcul.....	51
Figure.V.4 .Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	54
Figure.V.5. Escalier à deux volées.....	55
Figure.V.6. Schéma de l'escalier.....	56
Figure.V.7. Diagrammes des sollicitations(ELU).....	60
Figure.V.8. Diagrammes des sollicitations(ELS).....	61
Figure.V.9 . Schéma de ferrailage d'escalier.....	64
Figure.V.10. Plan d'action d'un ascenseur.....	65
Figure.V.11. Dimensions de l'ascenseur.....	66
Figure.V.12. Ascenseur électrique.....	67
Figure.V.13. Abaque de détermination de suspentes.....	69
Figure.V.14. Schéma de la surface d'impact.....	71
Figure.V.15. Schéma de dalle pleine d'ascenseur.....	73
Figure.V.16. Chargement des panneaux.....	74
Figure.V.17. Dimensions de panneau de dalle d'ascenseur.....	76
Figure.V.18. Schéma de Ferrailage de la dalle machine.....	81
Figure.VI.1. Vue en plan de la structure sur ETABS	90
Figure.VI.2 : Image 3D de la structure sur ETABS	90
Figure.VII.1. Les sollicitations sur les voiles.....	99
Figure.VII.2. Disposition vertical des armatures dans les voiles.....	102
Figure.VII.3. Distribution des voiles.....	103
Figure VII.4. Ferrailage des voiles vue ne plan VY(21, 18).....	123
Figure VII.5. Ferrailage des voiles vue ne plan VY(14,23,24,25,26,28Et 29).....	123
Figure VII.6. Ferrailage des voiles ue en plan VY(14, 29,1 , 13).....	123
Figure VII.7. Ferrailage des voiles ue en plan VY(16, 27).....	124
Figure VII.8. Ferrailage des voiles ue en plan VY(2, 15).....	124
Figure.VII.11. Linteau du 1 ^{er} cas.....	130
Figure.VII.12. Linteau du 2 ^{eme} cas.....	131
Figure.VII.13. Ferrailage du linteau.....	133
Figure.VIII.1. Distribution des voiles.....	135
Figure.VIII.2. Schéma du radier générale.....	136
Figure.VIII.4. Section de calcul dans le sens x-x.....	142
Figure.VIII.5 Section de calcul dans le sens y-y.....	142
Figure.VIII.6. Schéma statique du débord.....	145

Figure.VIII.7. Coupe horizontale du ferrailage du voile périphérique.....	146
Figure.VIII.8. Ferrailage du voile périphérique.....	147
Figure.VIII.9. Plan de ferrailage du radier générale.....	147

LA LISTE DES TABLEAUX

Tableau II.1. Composition courante d'1m ³ de béton.....	24
Tableau III.1. Charge permanente du plancher étage courant	31
Tableau III.2. Charge permanente du plancher terrasse	31
Tableau IV.1. Calcul des moments agissants (plancher terrasse).....	39
Tableau IV.2 . Calcul des sections d'armatures (plancher terrasse).....	40
Tableau IV.3. Vérification de la contrainte de cisaillement (plancher terrasse).....	40
Tableau IV.4. Calcul des moments agissants (plancher étage courant).....	41
Tableau IV.5. Calcul des sections d'armatures (plancher étage courant).....	42
Tableau IV.6. Vérification de la contrainte de cisaillement(plancher étage courant).....	42
Tableau IV.7. Calcul des moments agissants(plancher terrasse).....	43
Tableau IV.8. Calcul des sections d'armatures (plancher terrasse).....	44
Tableau IV.9. Vérification de la contrainte de cisaillement(plancher terrasse)	44
Tableau IV.10. Calcul des moments agissants (plancher étage courant).....	45
Tableau IV.11. Calcul des sections d'armatures(plancher étage courant).....	46
Tableau IV.12. Vérification de la contrainte de cisaillement(plancher étage courant).....	46
Tableau.V.1. Ferraillage de l'acrotère.....	54
Tableau.V.2 : Evaluation des charges et surcharges pour le palier.....	58
Tableau .V.3 . Evaluation des charges et surcharges pour la volée	59
Tableau.V.4. Combinaisons des charges	60
Tableau .V.5. Caractéristiques géométriques et mécaniques.....	61
Tableau.V.6. Ferraillage de l'escalier.....	61
Tableau .V.7. Vérification des contraintes.....	62
Tableau.V.8. Caractéristiques des câbles.....	70
Tableau .V.9 . Les Moments dus à la charge concentrée à l'ELUR.....	75
Tableau .V.10. Résultats des moments.....	75
Tableau .V.11. Les moments en travée et sur appui.....	78
Tableau .V.12. Section des armatures dans les sens Y-Y et X-X.....	81
Tableau VI.1. Valeurs des pénalités P _q	87
Tableau VI.2. Périodes et facteur de participation modale	91

Tableau VI.3. Caractéristiques massiques et géométriques.....	93
Tableau VI.4. Déplacement horizontal de chaque niveau.....	94
Tableau VI.5 . Déplacements latéraux inter étages.....	95
Tableau VI.6 . Calcul du coefficient Θ	96
Tableau.VII.1. Ferrailage des voiles	104
Tableau .VII.2. Ferrailage des linteau.....	128
Tableau .VII.3. Ferrailage des linteau.....	132
Tableau. VIII.1. Sections des semelles filantes.....	135
Tableau.VIII.2. Les contraintes.....	139
Tableau .VIII.3. Vérification au poinçonnement.....	140
Tableau.VIII.4. Sollicitations (moment) suivant le sens X et le sens Y.....	141
Tableau.VIII.5. Tableau récapitulatif des sollicitations maximale appui et travée	141
Tableau.VIII.6. Ferrailage des panneaux du radier.....	143
Tableau.VIII.7. Vérification des contraintes.....	144
Tableau.VIII.8. Redimensionnement des armatures.....	144
Tableau.VIII.9. Vérification des contraintes.....	144
Tableau.VIII.10. Ferrailage du débord.....	145
Tableau.VIII.11. Vérification des contraintes.....	145

LA LISTE DES SYMBOLES

- A : Coefficient d'accélération de zone.
- A_s : Aire d'une section d'acier.
- A_t : Section d'armatures transversales.
- B : Aire d'une section de béton.
- ϕ : Diamètre des armatures, mode propre.
- \bar{q} : Capacité portante admissible.
- Q : Charge d'exploitation.
- γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.
- γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.
- σ_s : Contrainte de traction de l'acier.
- σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
- $\bar{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.
- τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.
- τ : Contrainte tangentielle.
- β : Coefficient de pondération.
- σ_{sol} : Contrainte du sol.
- σ_m : Contrainte moyenne.
- G : Charge permanente.
- ξ : Déformation relative.
- V_0 : Effort tranchant a la base.
- $E.L.U$: Etat limite ultime.
- $E.L.S$: Etat limite service.
- N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.
- N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- T_u : Effort tranchant ultime.
- T : Effort tranchant
- S_t : Espacement.
- λ : Elancement.

e : Epaisseur

D : Fiche d'ancrage.

L : Longueur ou portée.

L_f : Longueur de flambement.

d : Hauteur utile.

F_e : Limite d'élasticité de l'acier.

M_u : Moment à l'état limite ultime.

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

M_t : Moment en travée.

M_a : Moment sur appuis.

M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.

I : Moment d'inertie.

I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.

I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.

M : Moment, Masse.

E_{ij} : Module d'élasticité instantané.

E_{vj} : Module d'élasticité différé.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

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

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

F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'age.

δ : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.

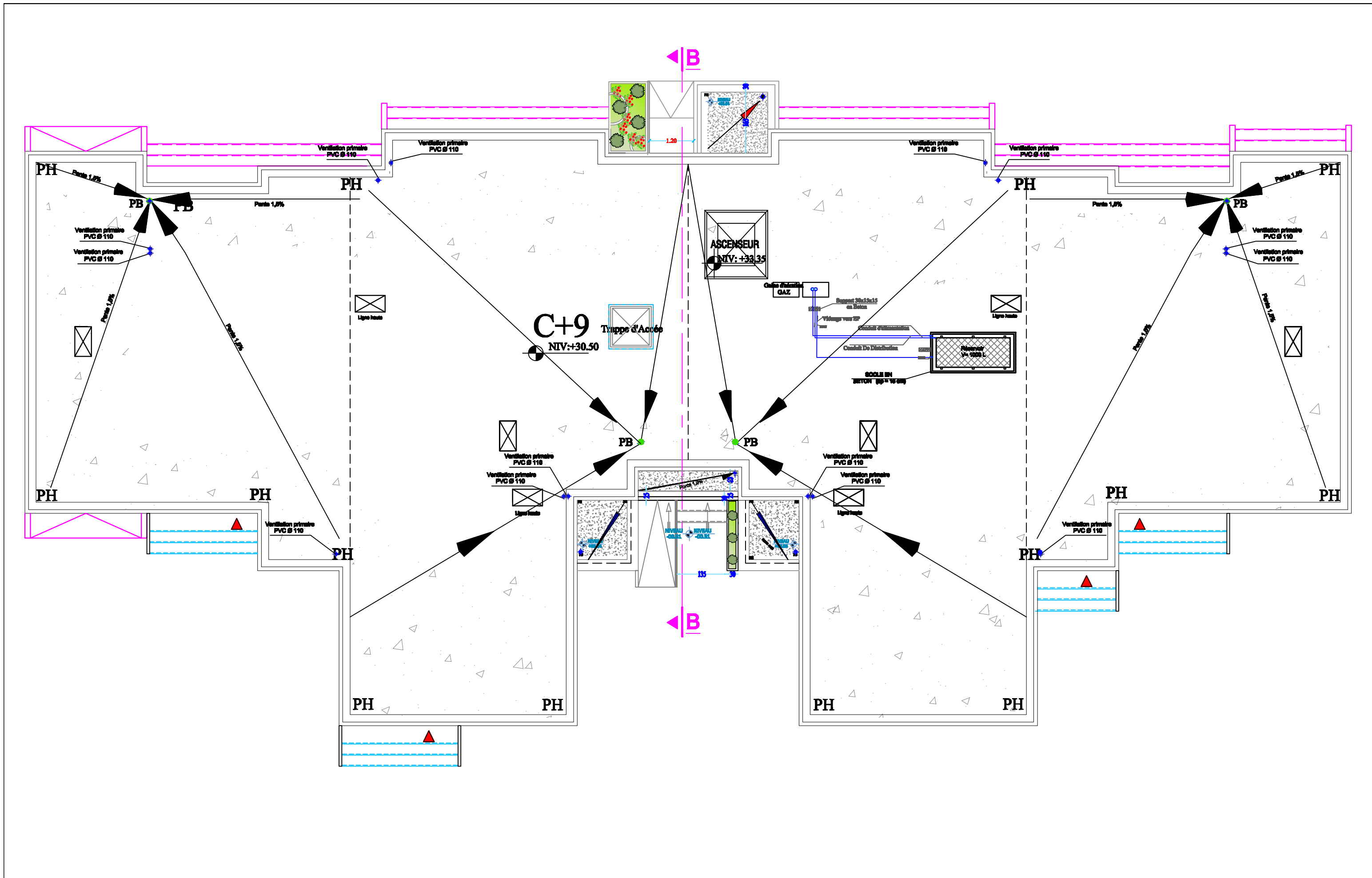
Y : Position de l'axe neutre.

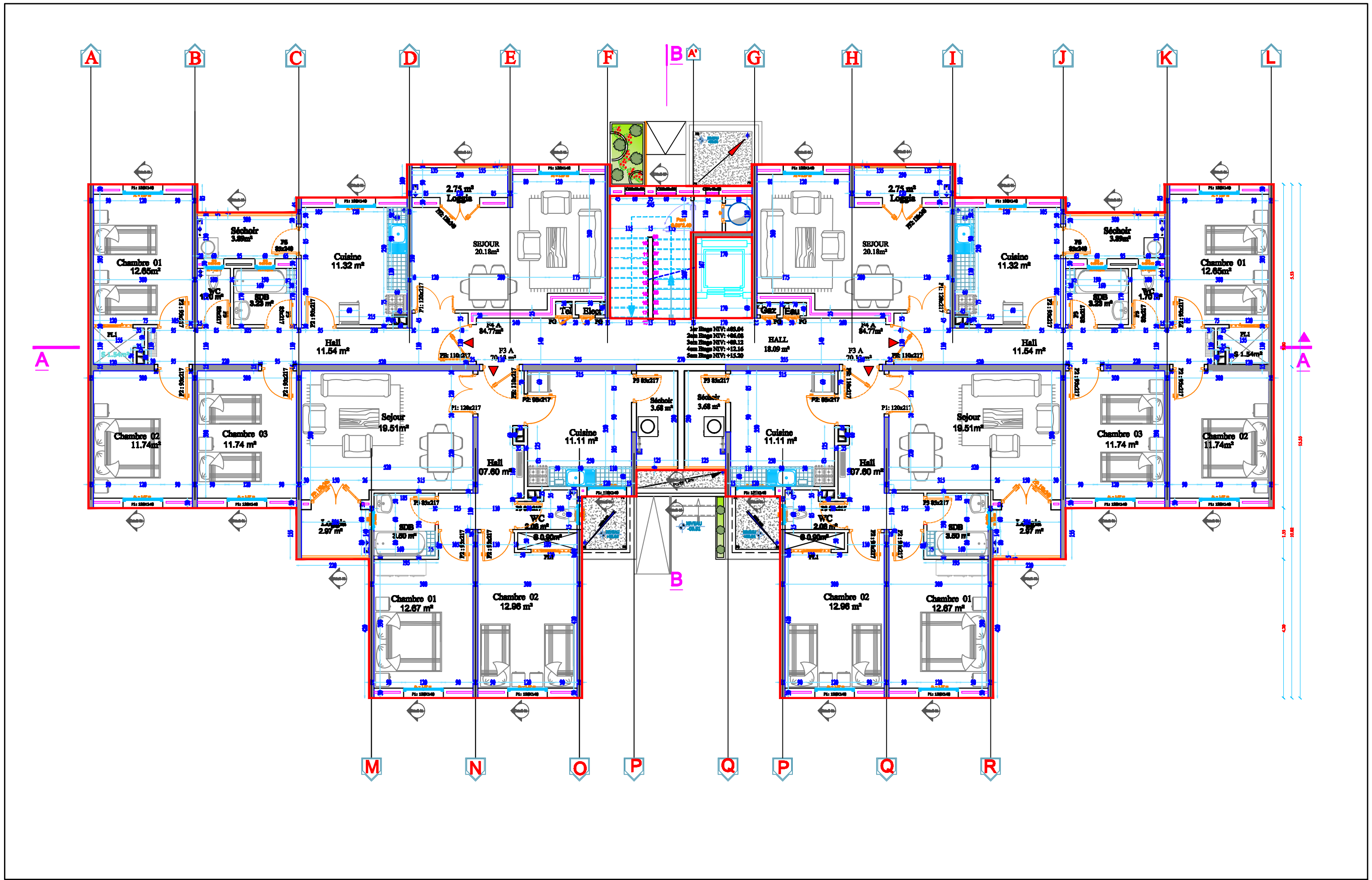
I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène



FACADE POSTERIEURE

Niveau Terrain
-0,61 m





A

A

B

A

B

C

D

E

F

B A'

G

H

I

J

K

L

M

N

O

P

Q

P

Q

R

Chambre 01
12.65m²

Séchoir
3.88m²

Cuisine
11.32 m²

Loggia
2.75 m²

SEJOUR
20.18m²

HALL
18.09 m²

SEJOUR
20.18m²

Cuisine
11.32 m²

Séchoir
3.88m²

Chambre 01
12.65m²

Chambre 02
11.74m²

Chambre 03
11.74 m²

Sejour
19.51m²

Hall
07.60 m²

Cuisine
11.11 m²

Séchoir
3.68 m²

Cuisine
11.11 m²

Hall
07.60 m²

Sejour
19.51m²

Chambre 03
11.74 m²

Chambre 02
11.74m²

Chambre 01
12.67 m²

SDB
3.80 m²

WC
2.08 m²

Loggia
2.97 m²

Chambre 02
12.96 m²

WC
2.08 m²

SDB
3.80 m²

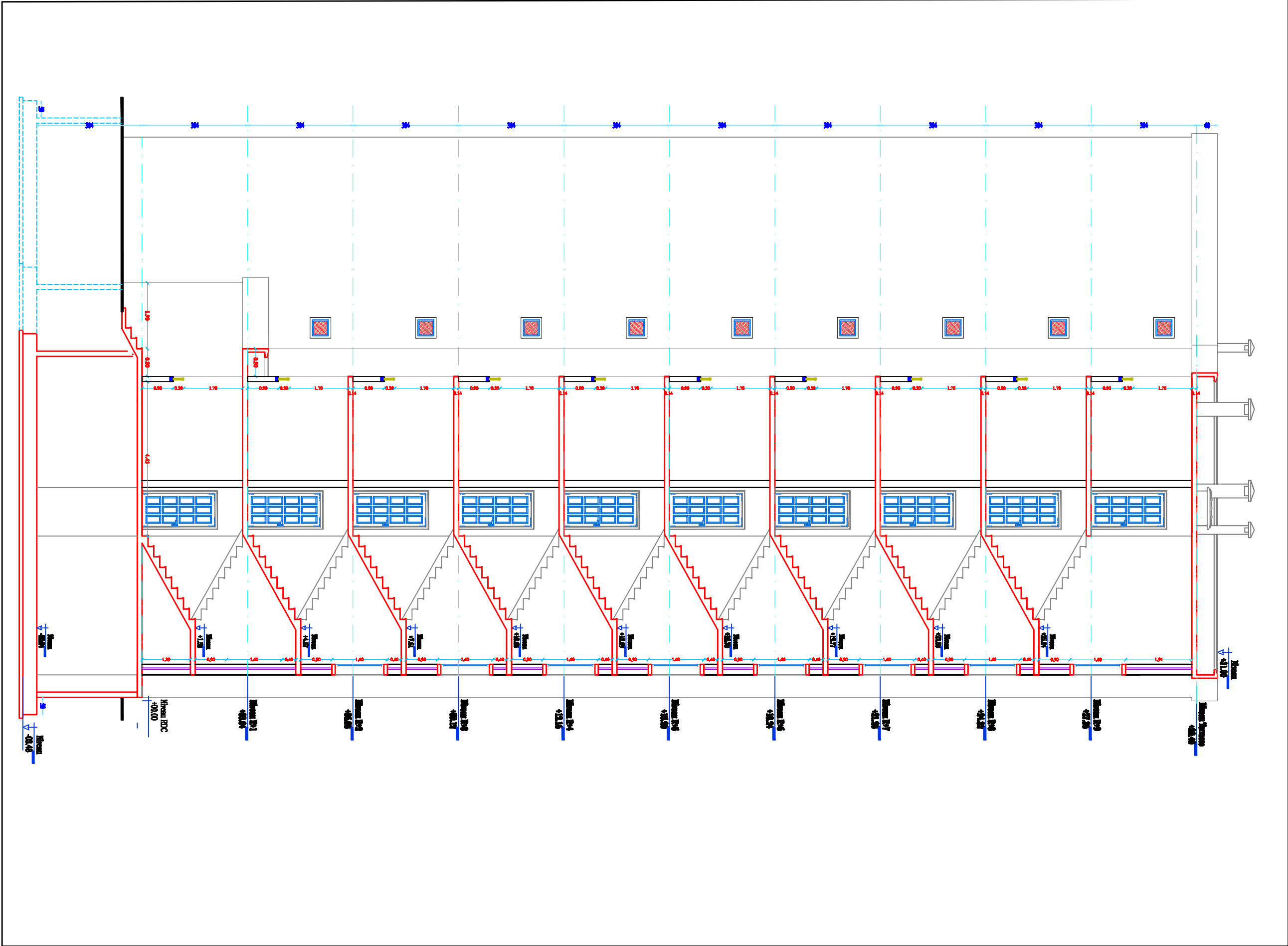
Chambre 02
12.96 m²

Loggia
2.97 m²

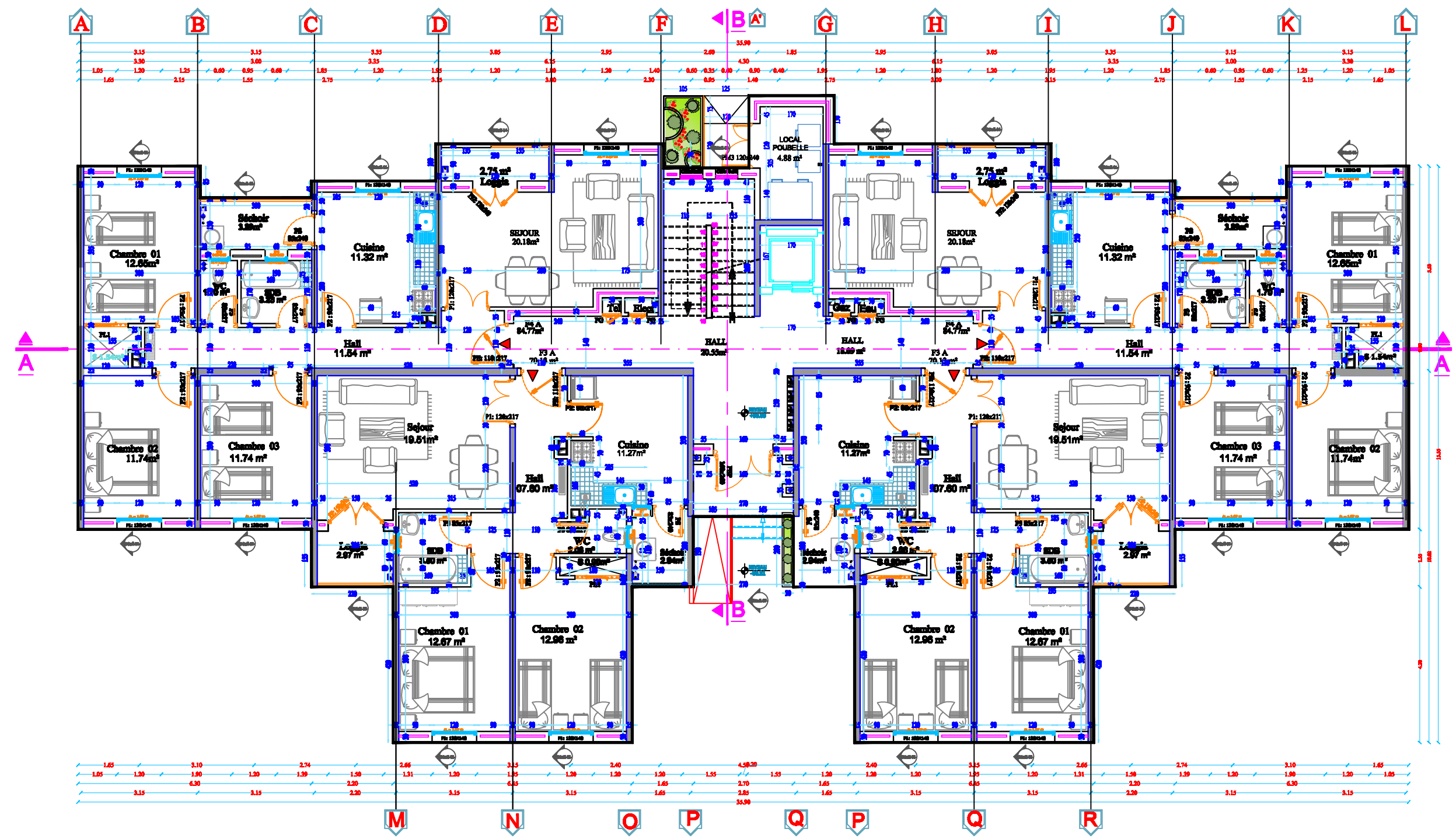
Chambre 01
12.67 m²

1er Etage NIV: +00.04
2da Etage NIV: +04.08
3da Etage NIV: +08.12
4da Etage NIV: +12.16
5da Etage NIV: +16.20

1.50
15.00
1.50
15.00
1.50



0.10



ملخص

يهدف هذا العمل الى دراسة عمارة من خرسانة مسلحة المصنوعة من صب الخرسانة مكونة من طابق أرضي زائد تسعة طوابق ذات استعمال سكني الواقعة ببلدية عين الدفلى المصنفة حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل (منطقة IIb) وذلك باستخدام نظام صب الخرسانة والتي بذاتها هيكل اقتصادي ومقاومة للزلازل. اذ قمنا بالمقارنة بين التحليل الديناميكي عن طريق برنامج ETABS من أجل دراسة إستقرار الهيكل . حيث قمنا بحساب تقوية العناصر الهيكلية و الثانوية وتعزيزها. كما درسنا البنية التحتية للعمارة التي هي عبارة عن لبشة خرسانة عامة.

Résumé

L'objectif de ce travail est l'étude d'un bâtiment en béton armé réalisé par le coffrage tunnel composé de rez-de-chaussée plus neuf étages à usage d'habitation, situé à la commune d'Ain Defla selon les règles parasismique algérienne la zone est classée en (zone IIb), En utilisant le système de coffrage qui sont des structures économiques et résistantes aux séisme et faire une comparaison entre l'analyse dynamique à l'aide du logiciel ETABS ainsi que la stabilité de la structure. Et que nous avons pré dimensionné et ferrailé les éléments structuraux et non structuraux et vu qu'on a le système coffrage tunnel on a pris comme fondation un radier général.

Abstract

The objective of this work is the study of building made of reinforced concrete composed of ground floor plus nine floors for residential use, located in the municipality of Ain Defla according to the Algerian earthquake regulations, the area is classified as (zone IIb) .Using the formwork system which are economical and earthquake resistant structures and make a comparison between the dynamic analysis using ETABS software as well as the stability of the structure. And that we have pre-dimensioned and reinforced the structural and non-structural elements and given that we have the tunnel formwork system, we took a general concrete pad.

Introduction

Introduction générale

Le séisme est à ce jour la catastrophe naturelle la plus meurtrière, cette catastrophe résulte d'une rupture brutale des roches provoquant de nombreuses secousses. Ce phénomène entraîne des conséquences inimaginable d'un point de vue humain, environnemental et économique .On pourra alors se demander le nombre de victimes causé par ces séismes, beaucoup trop, aujourd'hui l'homme doit apprendre à vivre avec un séisme, pour cela il doit connaître sa nature, son environnement et les moyens mis en œuvre pour atténuer toute ces conséquences.

Comme dans de nombreux pays, la population de l'Afrique du Nord et spécialement de l'Algérie est entrée dans une croissance rapide .Elle a enregistré plus d'un million l'année dernière, contre 589 000 en 2000. Le pays compte ainsi 43,4 millions d'habitants, et afin de fournir un logement et un abri à tout ce pourcentage, la réglementation parasismique algérienne prévoyait des bâtiments construits dans un temps court et économique afin de répondre aux besoins des citoyens, qui sont des bâtiments utilisant un système de coffrage tunnel.

Le coffrage tunnel est un système qui permet de couler les murs et les dalles en une seule opération, cela dans un cycle journalier. Moyennant ce système rapide, les délais de construction sont considérablement raccourcis par rapport aux méthodes conventionnelles. Le Système de Coffrage Tunnel apporte la rapidité, la qualité et la précision à la construction en béton et permet d'économiser énormément sur les travaux de finition Grâce à l'utilisation des technologies avancées pour la production de coffrages d'acier, les coffrages tunnels sont solides et durables. Ce système permet d'obtenir des structures portantes efficaces pour mieux résister aux séismes.

Dans le cadre de ce mémoire, nous avons intéressé par la conception et le calcul du ferrailage des éléments structuraux et non structuraux d'un bâtiment en béton armé réalisé par le coffrage tunnel à usage d'habitation, composé de rez-de-chaussée plus neuf étages (R+9) plus 1 sous-sol, situé à la commune d'Ain Defla selon les règles algérienne parasismique est classé en zone (IIb).

Ce mémoire est constitué de huit chapitres : dans le premier chapitre on a présenté de la technique coffrage tunnel , puis en 2^{ème} chapitre on a fait présentation de l'ouvrage, ensuite en 3^{ème} chapitre on a pré dimensionné les éléments résistants, en 4^{ème} chapitre on a étudié le plancher , en 5^{ème} chapitre on a fait l'étude des éléments non structuraux et puis on a étudié les voiles et en dernier en 8^{ème} chapitre on a fait l'étude de l'infrastructure et en fin on terminé notre mémoire avec une conclusion générale.

Introduction générale

Le séisme est à ce jour la catastrophe naturelle la plus meurtrière, cette catastrophe résulte d'une rupture brutale des roches provoquant de nombreuses secousses. Ce phénomène entraîne des conséquences inimaginable d'un point de vue humain, environnemental et économique .

On pourra alors se demander le nombre de victimes causé par ces séismes, beaucoup trop, aujourd'hui l'homme doit apprendre à vivre avec un séisme, pour cela il doit connaître sa nature, son environnement et les moyens mis en œuvre pour atténuer toute ces conséquences.

Comme dans de nombreux pays, la population de l'Afrique du Nord et spécialement de l'Algérie est entrée dans une croissance rapide .Elle a enregistré plus d'un million l'année dernière, contre 589 000 en 2000. Le pays compte ainsi 43,4 millions d'habitants, et afin de fournir un logement et un abri à tout ce pourcentage, la réglementation parasismique algérienne prévoyait des bâtiments construits dans un temps court et économique afin de répondre aux besoins des citoyens, qui sont des bâtiments utilisant un système de coffrage tunnel.

Le coffrage tunnel est un système qui permet de couler les murs et les dalles en une seule opération, cela dans un cycle journalier. Moyennant ce système rapide, les délais de construction sont considérablement raccourcis par rapport aux méthodes conventionnelles. Le Système de Coffrage Tunnel apporte la rapidité, la qualité et la précision à la construction en béton et permet d'économiser énormément sur les travaux de finition Grâce à l'utilisation des technologies avancées pour la production de coffrages d'acier, les coffrages tunnels sont solides et durables. Ce système permet d'obtenir des structures portantes efficaces pour mieux résister aux séismes.

Dans le cadre de ce mémoire, nous avons intéressé par la conception et le calcul du ferrailage des éléments structuraux et non structuraux d'un bâtiment en béton armé réalisé par le coffrage tunnel à usage d'habitation, composé de rez-de-chaussée plus neuf étages (R+9) plus 1 sous-sol, situé à la commune d'Ain Defla selon les règles algérienne parasismique est classé en zone (IIb).

Ce mémoire est constitué de huit chapitres : dans le premier chapitre on a présenté de la technique coffrage tunnel , puis en 2^{ème} chapitre on a fait présentation de l'ouvrage, ensuite en 3^{ème} chapitre on a pré dimensionné les éléments résistants, en 4^{ème} chapitre on a étudié le plancher , en 5^{ème} chapitre on a fait l'étude des éléments non structuraux et puis on a étudié les

voiles et en dernier en 8^{ème} chapitre on a fait l'étude de l'infrastructure et en fin on terminé notre mémoire avec une conclusion générale.

Chapitre I

Présentation de la technique coffrage
tunnel

Chapitre I : présentation de la technique coffrage tunnel

I.1. Introduction

Nous présentons dans ce chapitre les descriptions générales de notre projet, telles que la définition de la technique coffrage tunnel, les différents éléments composant la structure. Les étapes d'exécutions, les avantages et les inconvénients de coffrage tunnel, donc dans ce chapitre on présentera un aperçu général sur cette technique.

I.2. Le coffrage tunnel

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. Il apporte la qualité et la précision à la construction en béton et offre la possibilité d'économiser énormément sur les travaux de finition ainsi que les travaux mécaniques. Sans oublier que ce système produit des structures portantes mieux adapté aux séismes.

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 la planification.

L'utilisation des technologies avancées pour la production de coffrages en acier a permis d'obtenir des coffrages tunnels solides, légers et durables.

I.3. Les banches

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.

Ces moules appelés banche, 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.

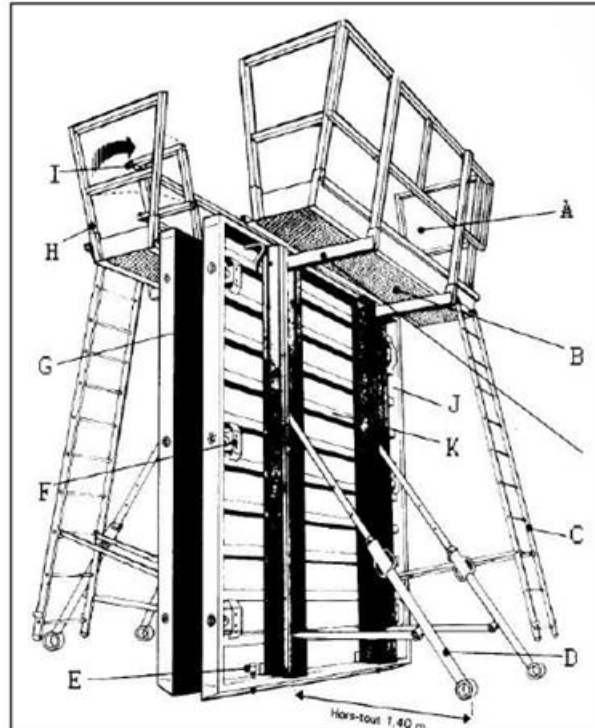


Figure .I.1. Schéma du système banche métallique.

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-dessous 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

L'utilisation des banches métallique a été un progrès considérable dans la construction en béton armée mais il faut toujours couler les planchers dans une seconde opération nécessitant de nouvelles manutentions. L'idéale serai de couler les murs et les planchers en même temps.

La solution à ce problème c'est le coffrage tunnel.

I.4. 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. (Montré dans la **Figure I.2**).

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.

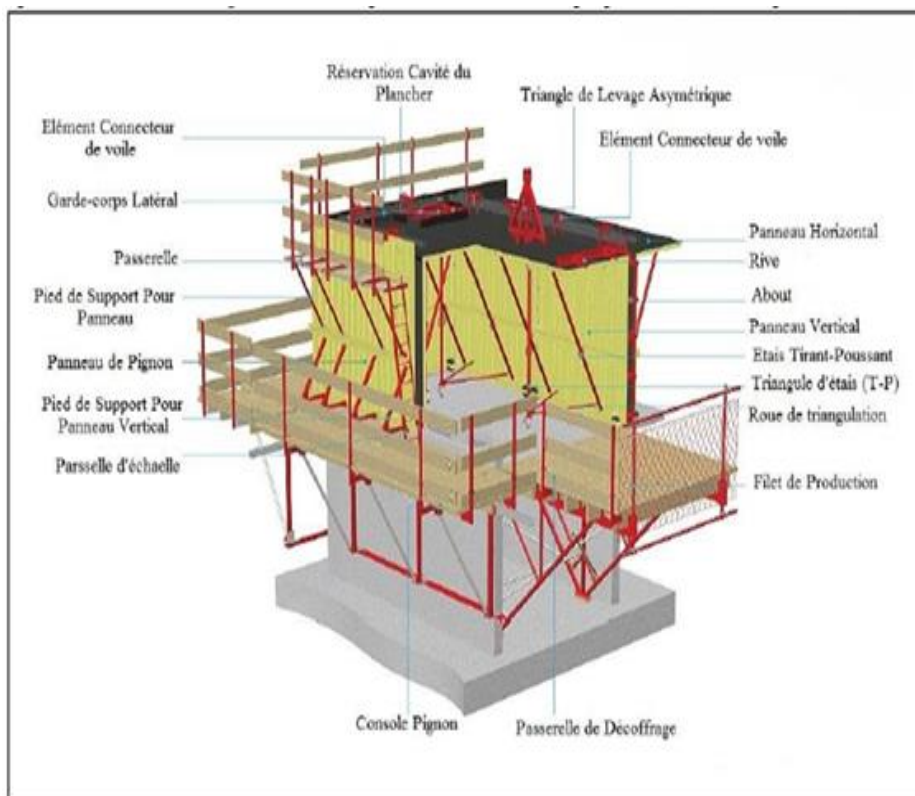


Figure I.2. Schéma du système coffrage tunnel .

I.4.1. Demi-coquille

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

Les panneaux sont réalisés en tôle de trois ou quatre mm rédies par des profilés en tôle pliés en U soudés tous les 18 cm. Le contreventement des deux panneaux est assuré par (A) deux ou quatre contres fiches(étais tire-pousse) de longueur réglable par des vérins à vice et une buté réglable elles aussi, permettent d'obtenir sans erreur un dièdre parfaitement droit ou légèrement ouvert si on veut donner une contre flèche.

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



Figure I.3. Une demi coquille sur chantier.

A la base du panneau verticale deux vérins à vice (C) permettent le réglage de la hauteur et de l'horizontalité des panneaux supérieurs ainsi que des roues.

(D) servent à dégager la demi-coquille lors du décoffrage, comme le montre la **Figure I.4**.

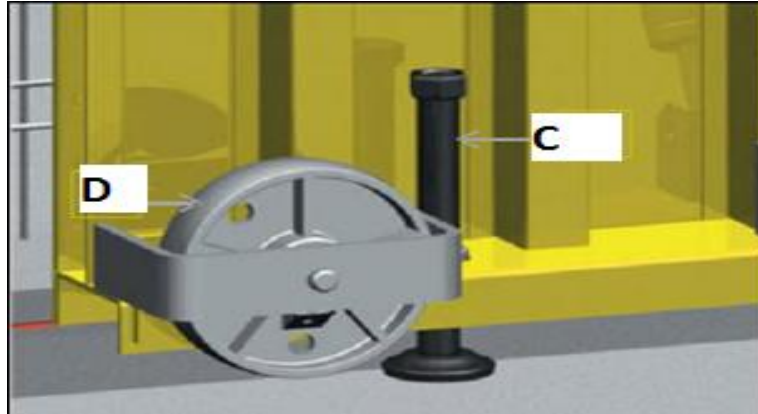


Figure I.4. Image 3D du vérin à vice et de la roue.

A chaque extrémité latérale des panneaux, des profilés permettent l'affleurement des éléments consécutifs, l'assemblage s'effectue à l'aide de levier a ressort (E) comme le montre la **Fig1.3.**

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



Figure I.5. Assemblage de deux
demi coquille sur chantier .



Figure I.6.Deux panneaux horizontaux
solidarisés à l'aide verrous à clef .

I.4.2. 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 quatre à cinq jour) tout en assurent la sécurité du personnel.

Descente de charge: données de calcul

$Q_v = 60 \text{ daN/m}^2$ pour un Vent: 85 Km/h
 P1: Surcharge de circulation: 150 daN/m
 P3: Poids des banches: 180 daN/m²
 B: Position banche / voile: 0.2m
 Autres données: voir tableau précédent.

Calcul des réactions:

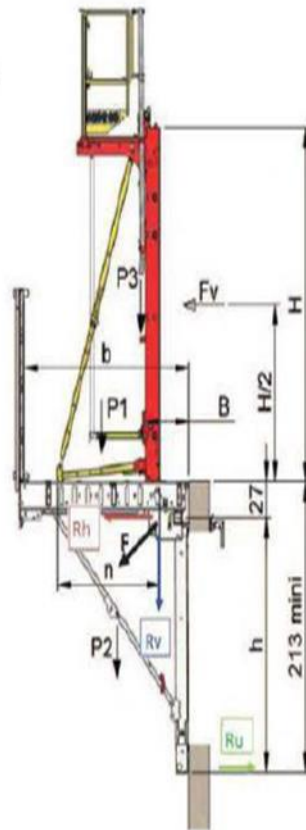
$$R_v \text{ attache} = \frac{R_v \times L}{\text{Nbr d'attache}}$$

$$R_h \text{ attache} = \frac{R_h \times L}{\text{Nbr d'attache}}$$

$$R_u \text{ ferme} = \frac{R_u \times L}{\text{Nbr de fermes}}$$

Légende:

Nbr: Nombre
 L: Longueur de la plateforme



EFFORTS

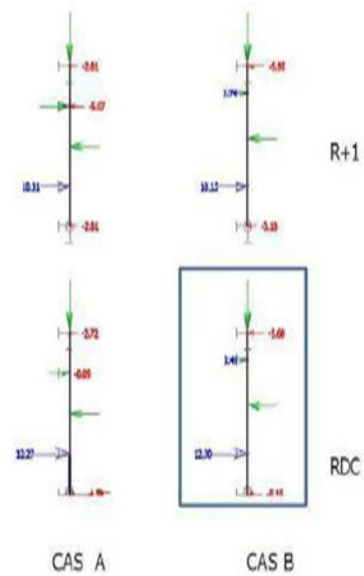


Figure I.7. Passerelles de décoffrage.

I.5. Etapes d'exécutions

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

1^{ère} 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.

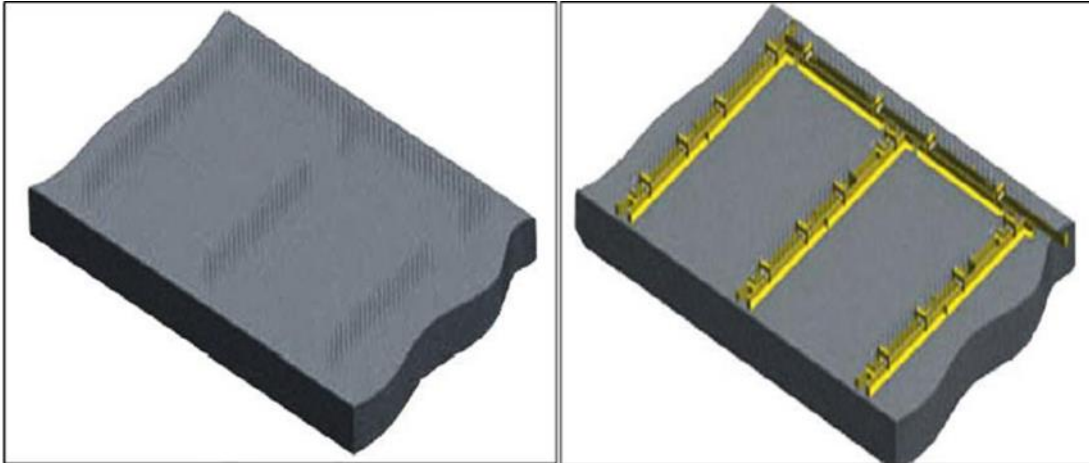


Figure I.8. Mise en œuvre des fondations.

2^{ème} étape

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

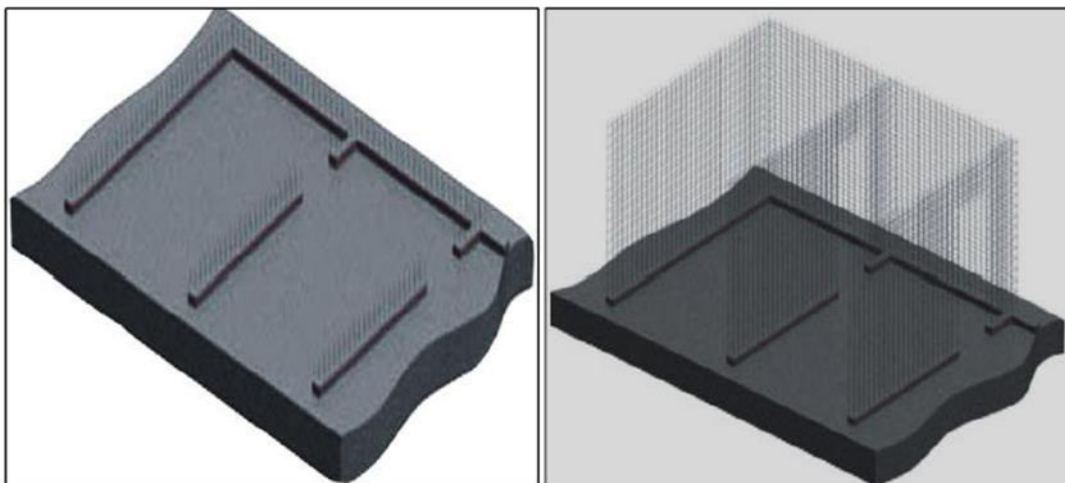


Figure I.9. Coulage des talonnettes achevé .

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.

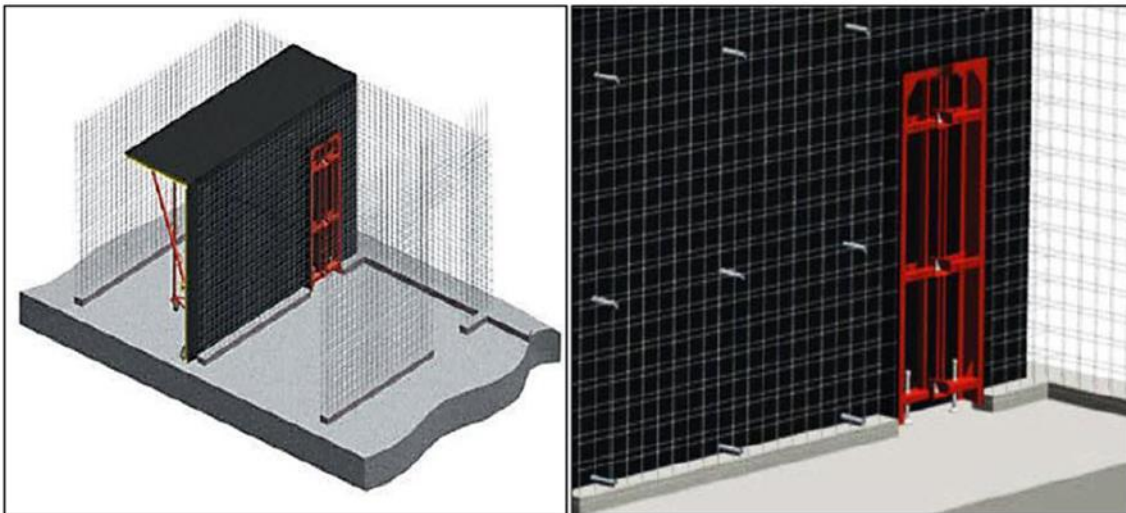


Figure I.10. Mise en places des demi coquille.

4^{ème} 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 biens solidariser.

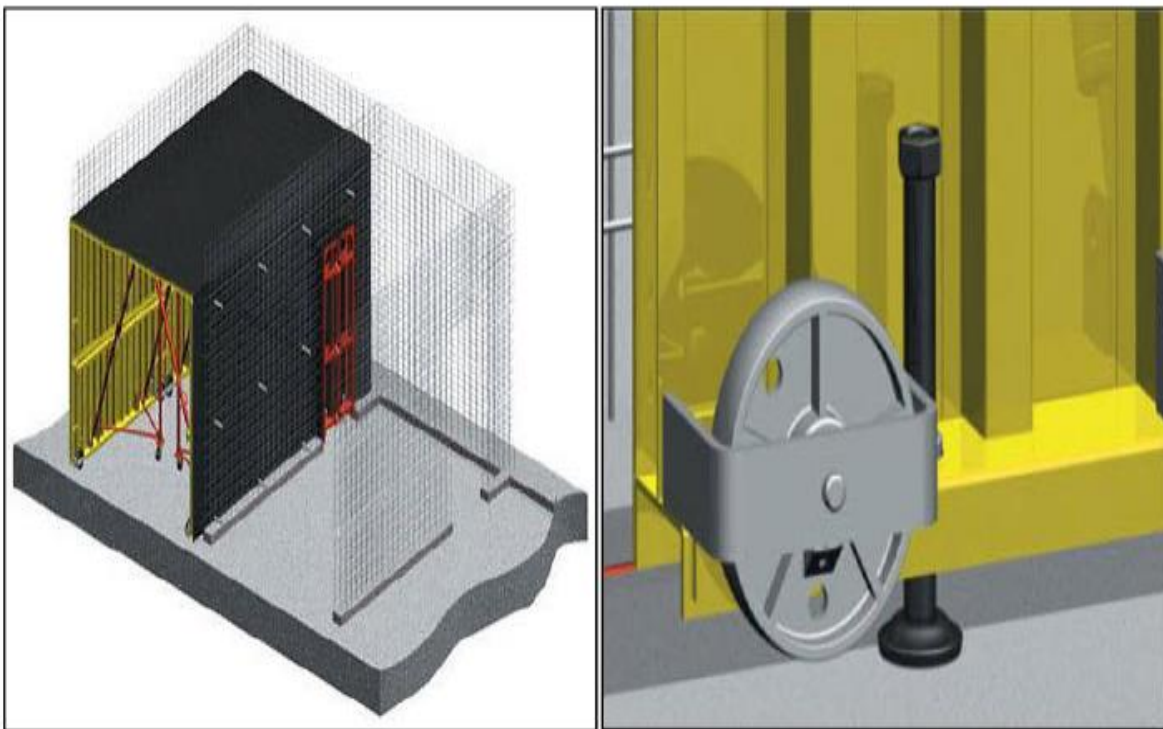


Figure I.11. Chambre de coffrage.

5^{ème} 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 1^{ère} chambre.



Figure I.12. Solidarisation les deux demi coquilles.

6^{ème} étape

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

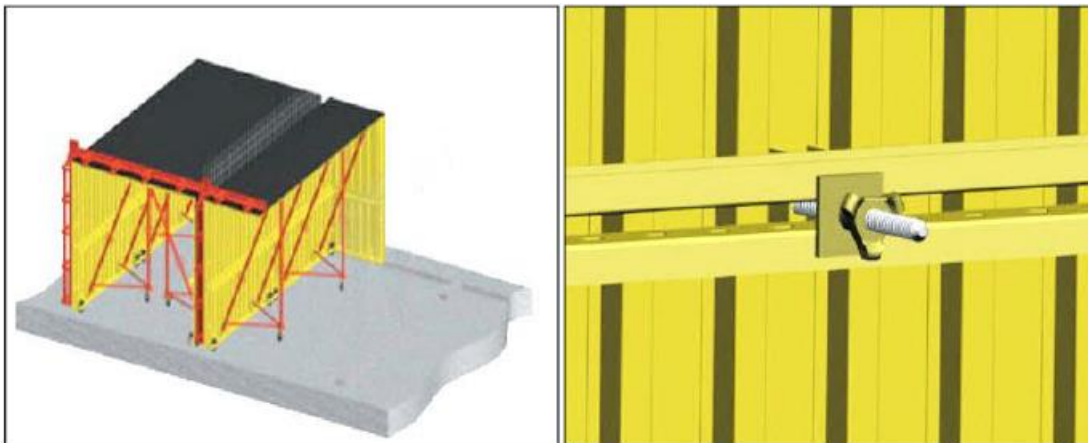
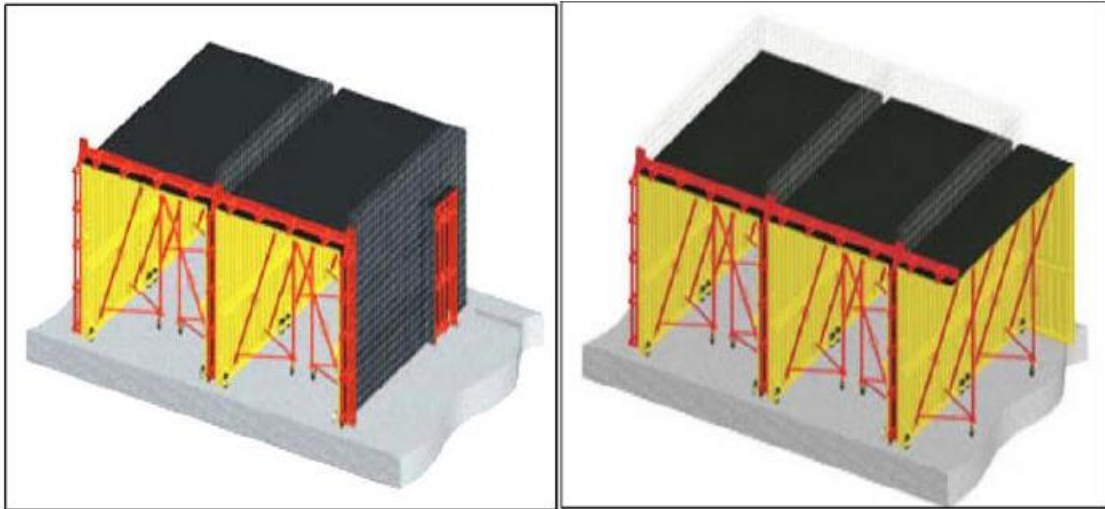


Figure I.13. Solidarisation à l'aide d'entretoises.

Les mêmes étapes précédentes se répéteront pour les demis coquilles 4, 5... ainsi de suite.



7^{ème} étape

- ✓ Mise en place des banche pignon ;
- ✓ Mise en place du ferrailage des dalles au-dessus des chambres de coffrage et prévoir d'éventuelles réservations (tuyau 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.

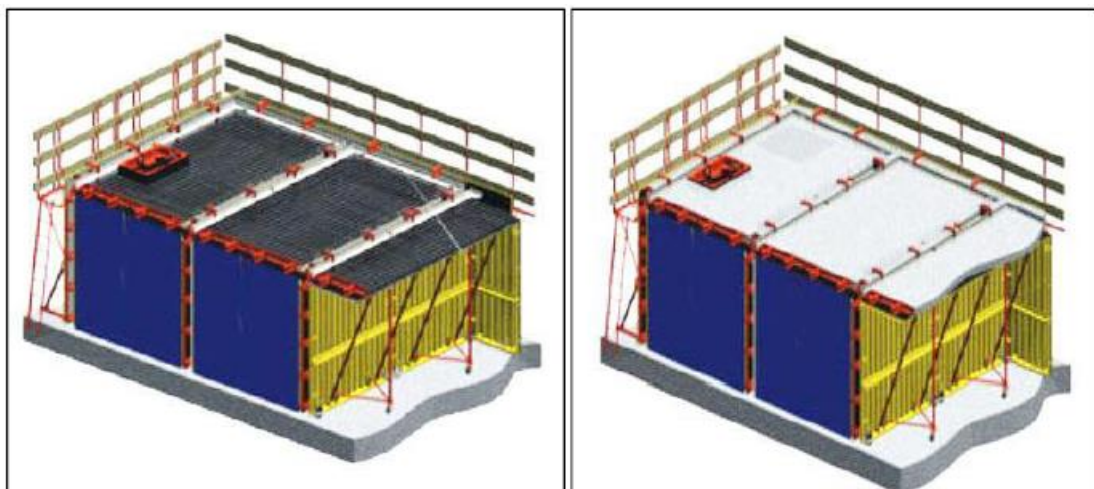


Figure I.14. Mise en place des banches pignon.

8^{ème} 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 a une grue.

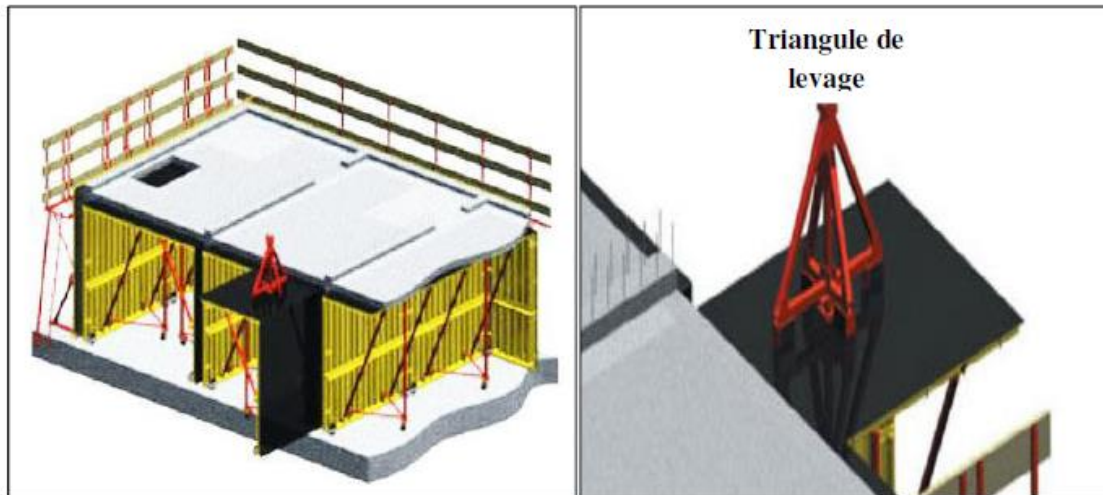


Figure I.15. Décoffrage à l'aide d'un triangle de levage.

Remarque

Après le décoffrage des voiles et des dalles, nous passerons au second niveau, mais avant cela nous devant penser à étaiiller les dalle prématurément décoffré (4 à 5 jours) pour permettre aux ouvriers de procéder au ferrailage des voiles du second niveau, par conséquent la mise en place des passerelles de sécurité est indispensable pour la suite des travaux. Les passerelles seront donc introduites sur les chambres (couler) du 1^{er} niveau, la suite des travaux sera une réitération des étapes précédentes.

Un aperçu de la technique coffrage tunnel sur notre chantier



I.6. 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.

I.7. Les avantages et les inconvénients de coffrage tunnel

I.7.1. Avantage

- ✓ C'est un système qui permet de réduire les délais de réalisation en offrant 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 adaptées 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 filets de sécurité.

I.7.2. Inconvénients

- ✓ Ce système ne permet pas d'avoir de grand espace habitable au niveau de chaque logement,
- ✓ Il ne permet pas d'effectuer des modifications ou transformations par le propriétaire du logement après la fin des travaux,
- ✓ Ce système ne permet pas de changer la disposition des voiles après la conception architecturale,
- ✓ Ce système n'offre pas beaucoup de perspective architecturale ou Esthétique,
- ✓ Le coffrage tunnel demande des moyens matériels considérables et un personnel qualifié et spécialisé.

Chapitre II

Présentation du projet

Chapitre II : présentation du projet

II.1. Introduction

Nous présentons dans ce chapitre les descriptions générales de notre projet, telles que les dimensions et la classification de l'ouvrage, les différents éléments composants la structure, et ainsi les propriétés physico-mécaniques des matériaux utilisés et les hypothèses de calcul en béton armé. L'étude de ce projet comprend la partie conception et calcul de ferrailage des éléments résistants (voiles et fondations) et les éléments secondaires (planchers, escaliers, acrotère...) ainsi que l'étude dynamique pour définir le comportement de la structure sous l'action sismique. Le calcul sera fait conformément aux Règles Parasismique Algériennes RPA 99 /Version 2003 [1] et aux règles de béton armé en vigueur BAEL 99 [2] et CBA 93 [3] avec l'utilisation du logiciel ETABS.

II.2. Présentation de l'ouvrage

a) Situation et topographie de l'ouvrage

Ce projet consiste à l'étude d'un bâtiment en béton armé composé d'un rez-de-chaussée plus neuf étages à usage d'habitation (R+9+SSol) avec terrasse inaccessible. L'ouvrage est implanté dans la wilaya d'Ain Defla, le terrain objet de la présente étude se trouve à la sortie Est de la ville de Ain Defla en allant vers KHMIS-MILIANA et il est limité comme suit :

- ✓ Au Nord : Une route nationale,
- ✓ Au Sud-Est et Ouest : des longuemets,
- ✓ Du point de vue topographique, le terrain dans sa totalité objet de la présente étude est caractérisé par un relief plat.

b) Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

➤ Dimension en plan

- Longueur totale suivant le sens longitudinal Y-Y' :35,9 m
- Largueur totale suivant le sens transversal X-X' :15,55m

➤ Dimension en élévation

- Hauteur totale du bâtiment : 30,4 m
- Hauteur du rez-de-chaussée : 3,04 m

- Hauteur de l'étage courant 3,04 m
- Hauteur de sous-sol3,04 m

c) Classification selon la zone sismique

Les caractéristiques sismo-tectonique de la région d'étude montrent que cette dernière est caractérisée par une activité tectonique se manifestant sous forme de séisme de magnitude plus ou moins élevées.

Cette sismicité est liée aux mouvements différentiels des failles actives ; les désordres induits par les séismes au niveau du sol représentent la cause principale des dégâts . ils sont de diverses natures . parfois le résultat est la combinaison de plusieurs types de désordres.

Le territoire national est divisé en cinq (05) zones de sismicité croissante. Cette répartition est précisée par wilaya et par commune, soit :

- Zone 0 : sismicité négligeable,
- Zone I : sismicité faible,
- Zone II a et IIb : sismicité moyenne,
- Zone III : sismicité élevée.

la commune de Ain Defla fait partie des communes de la wilaya d'AIN DEFLA classée en zone **IIb**.

d) Classification selon leur importance

Le niveau minimal de protection sismique accordé à un ouvrage dépend de sa destination et de son importance vis-à-vis des objectifs de protection fixés par la collectivité.

Cette classification préconise des seuils minima de protection qu'un maitre d'ouvrage peut modifier uniquement en surclassant l'ouvrage vis-à-vis des objectifs visés, Tout ouvrage qui relève du domaine d'application doit être classé dans l'un des quatre groupes ci-après [1]:

- ✓ Groupe 1A : ouvrages d'importance vitale (bâtiments des établissements publics de santé, bâtiments abritant le personnel et le matériel de secours...),
- ✓ Groupe 1B : ouvrages de grande importance (bâtiments à usage de bureaux, bâtiments industriels et commerciaux...),

- ✓ Group 2 : ouvrages courants ou d'importance moyenne (autres bâtiments pouvant accueillir au plusde 300 personnes simultanément, parking de stationnement publics...),
- ✓ Groupe 3 : ouvrage de faible importance (constructions provisoires, bâtiments à risque limité pour les personnes...).

Notre bâtiment étudié à usage d'habitation et sa hauteur ne dépasse pas 48 m, donc il est classé dans le « groupe 2 ».

e) Calcifications des Sites

Les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent.

- ✓ **Catégorie S1** (site rocheux)

Roche ou autre formation géologique caractérisée par une vitesse moyenne d'onde cisaillement (VS) \geq à 800m/s,

- ✓ **Catégorie S2** (site ferme)

Dépôts de sables et de graviers très denses et/ou d'argile sur consolidée sur 10 à 20 d'épaisseur avec VS \geq 400 m/s à partir de 10 m de profondeur,

- ✓ **Catégorie S3** (site meuble)

Dépôts épais de sables et graviers moyennement denses ou d'argile moyennement raide avec VS \geq 200 m/s à partir de 10 m de profondeur,

- ✓ **Catégorie S4** (site très meuble)

Dépôts de sables lâches avec ou sans présence de couches d'argile molle avec VS < 200 m/s dans les 20 premiers mètres,

Dépôts d'argile molle à moyennement raide avec VS < 200 m/s dans les 20 premiers mètres.

Pour notre projet le site est considéré comme un site meuble .

II.3. Ossature de l'ouvrage

Le système de contreventement de la structure est assuré par des voiles, tout en justifiant l'interaction voiles pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales (forces sismiques). Selon [1] notre ouvrage est un système de contreventement de *type 2*.

Pour ce type de contreventement, il y a lieu également de vérifier les conditions suivantes :

- Le système est constitué de voiles uniquement ou de voiles et de portiques ;
- Dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

1) Planchers

Les planchers sont considérés comme des diaphragmes rigides d'épaisseur relativement faible par rapport aux autres dimensions de la structure.

Notre bâtiment comporte un plancher à dalle pleine.

2) Terrasse

La terrasse de notre bâtiment est une terrasse inaccessible.

3) Façade

Les façades seront composées de parois en briques creuses de 15 cm d'épaisseur, comme indiqué sur la figure II.1. Les parois seront couvertes d'une couche d'enduit de 1.5cm d'épaisseur à l'intérieur et d'une couche de mortier de 1.5 cm d'épaisseur à l'extérieur.

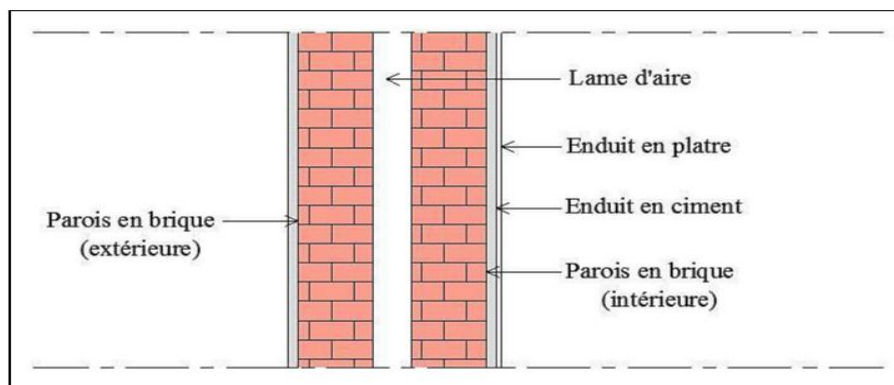


Figure II.1. Coupe transversale d'un mur de façade .

4) Revêtement

Le revêtement de notre structure est composé de plusieurs matériaux :

- ✓ Céramiques recouvrant les murs dans les salles d'eau,
- ✓ Carrelage de 2 cm pour les différents planchers et escaliers,
- ✓ Enduit de plâtre de 2 cm pour les cloisons et plafonds,
- ✓ Mortier de ciment pour le crépissage des façades extérieures .

5) Escalier

Les escaliers sont des éléments en béton armé qui permettent de relier deux niveaux différents de construction, dans notre ouvrage les escaliers sont de type droite qui sont constitués de deux volées droites et un palier de repos (la cage d'escalier commence de rez-de-chaussée jusqu'à 9^{ème} étage).

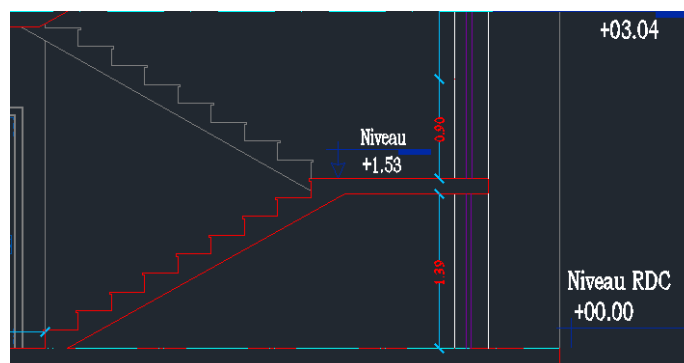
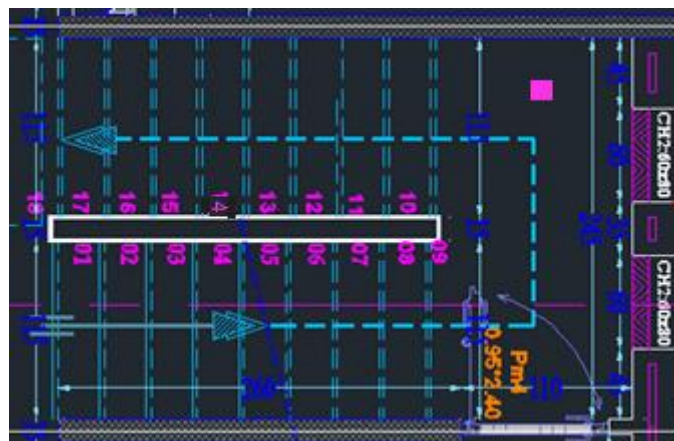


Figure II.2. Schéma de l'escalier .

6) Ascenseur

Le bâtiment est équipé d'un ascenseur entouré par un voile et deux murs en briques.

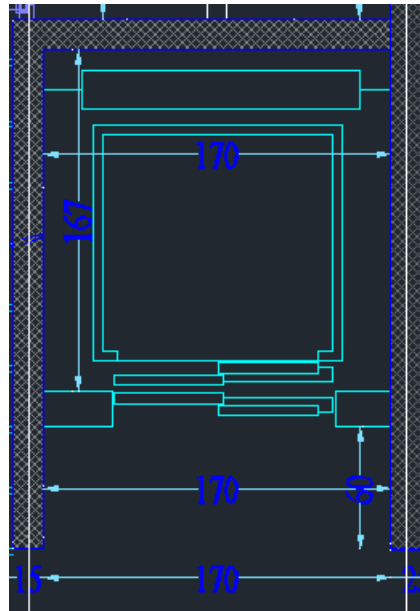


Figure II.3. Schéma de la cage d'ascenseur.

II.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé.

II.4.1. Le Béton

Le béton comme les roches naturelles, est un assemblage de matériaux de nature généralement minérale. Il met en présence des matières inertes, appelées granulats ou agrégats (graviers, sables, etc.), et un liant (ciment, bitume, argile), c'est-à-dire une matière susceptible d'en agglomérer d'autres ainsi que des adjuvants qui modifient les propriétés physiques et chimiques du mélange.

Mêlés à de l'eau, on obtient une pâte, à l'homogénéité variable, qui peut, selon le matériau, être moulée en atelier (pierre artificielle), ou coulée sur chantier. Le béton fait alors « prise », c'est-à-dire qu'il se solidifie.

a) Liant hydraulique

Un liant hydraulique est un liant qui se forme et durcit par réaction chimique avec de l'eau et est aussi capable de le faire sous l'eau, ce que l'on nomme hydraulité. Il est utilisé dans la construction et dans l'industrie routière afin de répartir la pression uniformément sur toute la surface des particules.

Le ciment est un liant hydraulique, c'est-à-dire une matière inorganique finement moulue qui, gâchée avec de l'eau forme une pâte faisant prise et durcit, et qui après durcissement conserve sa résistance et sa stabilité même sous l'eau.

➤ Les classes de résistances des ciments courants

Les ciments courants sont classés d'après la norme NA 442 en classes de résistance.

On distingue la résistance normale et la résistance au jeune âge et la résistance normale d'un ciment est la résistance mécanique en compression déterminée conformément à la norme NA 234 a 28 jours d'âge et exprimée en N/mm² (ou MPa).

Il existe trois classes de résistance normale a 28 jours, désigné par leur valeur caractéristique inférieure : classe 32.5/ classe 42.5 / classe 52.5

Les classes de résistance élevées au jeune âge sont désignées par :

32.5R ; 42.5R ; 52.5R.

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 noté qua 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 exemptés d'impuretés.

c) L'eau de gâchage

La qualité de l'eau de gâchage peut avoir une influence directe sur la prise, le développement des résistances du béton et peut aussi avoir un rôle inverse, si elle n'est pas de qualité en favorisant la corrosion des armatures.

L'eau de gâchage ne doit pas contenir de matière en suspension, de débris végétaux, etc. Elle doit être incolore et inodore, en cas de doute il faut demander une analyse chimique.

d) Les adjuvants pour bétons

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

Les adjuvants sont des produits chimiques incorporés au béton frais en faibles quantités (en général moins de 3% du produits de ciment, donc 0.4% du poids du béton) afin d'en améliorer certaines propriétés.

Leur efficacité est liée à l'homogénéité de leur répartition dans la masse du béton. Les principaux adjuvants utilisés dans notre ouvrage sont :

❖ Plastocrete 160

Plastocret 160 est un plastifiant accélérateur de durcissement pour béton prêt l'emploi

❖ Medaflow 30

Le Medaflow 30 est un super plastifiant haut réducteur d'eau.

II.4.1.1. Composition du béton utilisée dans notre projet

Tableau II.1. Composition courante d'1m³ de béton,

Composants du béton	Dosage
Ciment (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	617 L/m ³
L'eau de gâchage	de 185 à 200 L/m ³
Adjuvant (Plastocrete 160)	de 0.3% a 0.35%

II.4.1..2 Résistance du béton

a) Résistance caractéristique a la compression a 28 jours

Pour l'établissement des projets, le béton est défini par la valeur sa résistance à la compression a l'âge de 28 jours ($j = 28$) dite valeur caractéristique requise et notée fc_{28} .

Ce dernier est obtenu à partir d'une exploitation statistique des résultats d'essais de compression axiale sur des éprouvettes cylindrique de béton prélevé lors du coulage (section de 200 cm², hauteur 32 cm, diamètre 16cm),cette essai est connu sous le nom (essai d'écrasement de béton).

→ 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

PV N° Selon NF P 18 406 - Mai 1981

N° BC: /14	DU: 2017
CHANTIER: AIN DEFLA / wilaya d'AIN DEFLA	ESSAI: 096
CLIENT: PT WIJAYA KARA	DOSSIER: 099
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 de 1000 logements AADL	
PRESSE: MATEST	CLASSE: A

***COMPOSITION DE BETON**

S.1	617	kg/m ³	L/m ³	Ciment:	400	KG/m ³
S.2		kg/m ³	L/m ³	Eau:	185	L/m ³
G.1	15/25	kg/m ³	L/m ³	Adjuvant: PLASTOCRETE 160	0,35%	KG/m ³
G.2	8/15	794	kg/m ³	Poids d'un m ³ béton:		KG
G.3	3/8	388	kg/m ³	Affaissement:	16	

Eprouvettes confectionées 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	19/05/17	16/06/17	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

Figure II.4 : Copie d'un rapport d'essai de compression sur éprouvettes en béton.

Remarque

Il faut noter que le béton utilisé dans notre projet est adjuvanté et traité thermiquement pour certains éléments (voiles, dalles pleines), en revanche pour d'autres éléments comme les escaliers.

A noter que nos calculs, s'effectueront avec un $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$ (valeur moyenne de f_{c28}).

b) Résistance caractéristique à la traction à j jours

D'après les règles du (C.B.A 93 article A2.1.1.2), la valeur conventionnelle notée f_{t28} (en MPA) par la relation suivante : $f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$ Pour $f_{cj} \leq 60 \text{ MPA}$ donc nous aurons (avec $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$) : $f_{t28} = 2,1 \text{ MPA}$.

c) Module de déformation longitudinale du béton

⇒ Le module de déformation longitudinale instantanée

D'après les règles du (C.B.A 93, A2.1.2), le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, est donnée par :

$$E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ Pour : } j = 28 \text{ jours et } f_{c28} = 25 \text{ MPa, on aura donc :}$$

$$E_{i28} = 32164,19 \text{ MPa}$$

⇒ Le module de déformation longitudinale différée

D'après les règles du (C.B.A 93, A2.1.2), le module de déformation longitudinale différée E_{vj} Pour les déformations différées du béton qui comprennent le retrait et le fluage est donné par la formule :

$$E_{vj} = \frac{E_{ij}}{3} = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ Pour : } j = 28 \text{ jours et } f_{c28} = 25 \text{ MPa, on aura donc :}$$

$$E_{v28} = 10818,76 \text{ MPa}$$

d) Contraintes limites de compression

D'après les règles du (C.B.A 93, A.4.5.2), la contrainte admissible de compression à l'état limite ultime est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0,85 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : $\gamma_b = 1,5$ pour les cas courants (E.L.U).

$\gamma_b = 1,15$ pour les situations accidentelles.

La contrainte admissible de compression à l'état limite de service est donnée d'après (C.B.A 93, A.4.5.2) par :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} \text{ pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

II.4.2. Les aciers utilisés en béton armé

✓ Acier a haute adhérence (H.A)

Acier de nuance **FeE 400** et **FeE 500** pour les armatures longitudinales et les armatures transversales des diamètres sont les suivants : 8 ; 10 ; 12 ; 14 ; 16 et 20.

✓ Les treillis soudés en panneaux (TS)

Armatures prêtes à l'emploi, formé de fils tréfilés d'aciers doux cranté (nervuré) assemblés rigidement en maille carrés ou rectangulaires par soudure électrique.

Les sections d'acier et mailles utilisées :

- TS8 (200× 300) —————> Acier TLE500
- TS5.5 (150× 200) —————> Acier TLE500

Remarque

Dans notre projet, nous avons utilisé pour le ferrailage des dalles pleines et des voiles les treillis soudés (nervuré) en panneaux, ce qui peut représenter un gain de temps considérable pour les délais de réalisation et plus spécialement pour la technique coffrage tunnel.

Nous avons utilisé également pour nos cadres, **épingles** et étriers, un acier a hautes adhérence (FeE500) nervuré.

Pour le ferrailage des éléments non structuraux (escaliers, acrotères), nous avons utilisé un acier à haute adhérence (FeE400).

II.4.2.1. Caractéristique de l'acier

a) Le module de déformation longitudinal de l'acier

$$E_s = 200000 \text{ MPa} = 2 \times 10^6 \text{ bars}$$

b) La contrainte de traction

- **ELU** : d'après le (C.B.A 93 A.4.3.2)

$$\text{Coefficient de sécurité } \gamma_s \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec : f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

$$\left[\begin{array}{l} \gamma_s = 1 \text{ situation accidentelle,} \\ \gamma_s = 1.15 \text{ situation durable et transitoire,} \end{array} \right.$$

- **ELS** : d'après le (C.B.A 93 A.4.5.3)

$$\sigma_s = \left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\mu \times f_{t28}} \right) \rightarrow \text{fissuration non préjudiciable.}$$

$$\sigma_s = \left(\frac{1}{2} \times f_e ; 90 \sqrt{\mu \times f_{t28}} \right) \rightarrow \text{fissuration très préjudiciable.}$$

μ : coefficient de fissuration :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu = 1 \rightarrow \text{les ronds lisses (R.L)} \\ \mu = 1,6 \rightarrow \text{à haute adhérence (H.A)} \end{array} \right.$$

Il n'y a aucune vérification à effectuer en ce qui concerne σ_s dans le cas de fissuration préjudiciable.

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.

Chapitre III

Pré-dimensionnement des éléments
résistants

Chapitre III : pré dimensionnements des éléments résistants.

III.1. Introduction

Le Pré dimensionnement des éléments résistants d'une structure est une étape très importante dans un projet de génie civil. En se basant sur le principe de la descente des charges et surcharges verticales qui agissent directement sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage, et des formules empiriques utilisées par les règlements en vigueur, notamment le RPA99 /Version 2003, BAEL 99 et CBA 93 (règles de conception et de calcul des structures en béton armé).

III.2. Pré-dimensionnement des planchers

III.2.1. Plancher à dalle pleine

Une dalle pleine est une plaque porteuse en béton armé coulé sur place, d'épaisseur de 10 à 20 cm ou plus qui repose sur des appuis : murs ou poutres. Son épaisseur est en général = au 25ème de la portée. Son armature est souvent constituée par des treillis soudés de gros diamètre Reposant sur les 2/3 du mur.

L'encastrement sur les appuis nécessite des chapeaux.

Les dalles pleines sur appuis continus (ce qui est notre cas) peuvent porter dans deux directions (d'après le **BAELA.5.2, 1**) ou bien dans un seul sens

Soit :

$$\alpha = L_x/L_y$$

$$\text{Si : } 0,40 \leq \alpha \leq 1$$

La dalle est considéré comme portante dans deux directions.

$$\text{Si : } \alpha \leq 0,40$$

La dalle est considéré comme portante uniquement dans le sens de sa petite portée.

❖ Justification et vérification

L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation et de la résistance. on déduira donc l'épaisseur des dalles à partir des conditions ci-après :

Résistance à la flexion :

On a :

$$1. \text{ pour les dalles reposant sur 2 appuis : } \frac{Lx}{35} \leq e \leq \frac{Lx}{30}$$

$$2. \text{ pour les dalles reposant sur 3 ou 4 appui : } \frac{Lx}{50} \leq e \leq \frac{Lx}{40}$$

Avec en générale :

L_x : la petite dimension du panneau de dalle

L_y : la grande dimension du panneau de dalle

Dans notre bâtiment, tous les plancher reposent sur quatre appuis .

La valeur «e» doit également permettre de satisfaire aux conditions relatives a :

- 1) La résistance à l'incendie,
- 2) L'isolation phonique,
- 3) La sollicitation d'effort tranchant (**BAEL A.5.2**).

Pour le projet présent, nous avons

$$\begin{cases} Lx = 3,15 \\ Ly = 5,53 \end{cases} \rightarrow \alpha = \frac{3,15}{5,53} = 0,56$$

Conclusion : la dalle portant dans les deux directions

$$e = \left(\frac{Lx}{50} ; \frac{Lx}{40} \right) \rightarrow e = \left(\frac{1}{50} ; \frac{1}{40} \right) \times 315$$

$$e = (6,3 ; 7,87) \text{ cm} \rightarrow e = 10 \text{ cm}$$

➤ **Condition de résistance à l'incendie**

- e = 7 cm pour une heure de coupe feu
- e = 11cm pour deux heures de coupe feu
- e = 17,5 cm pour quatre heures de coupe feu

On adopte **e = 15 cm**.

➤ **Condition d'isolation phonique**

Contre les bruits ariens : $2500 \times h_d > 350 \text{ daN/m}^2 \rightarrow d = 14 \text{ cm}$

Contre les bruits d'impacts : $2500 \times h_d > 400 \text{ daN/m}^2 \rightarrow d = 15 \text{ cm}$

Conclusion

L'épaisseur de la dalle pleine sera égale a : **e = 15 cm**

III.3.Descente des charges**✓ Charges et surcharges des planchers**

Il s'agit de déterminer la nature et l'intensité des différentes charges ou actions qui agissent sur la structure et en particulier sur l'un de ses éléments (plancher) tenant compte du document technique réglementaire en l'occurrence le DTR B.C.2.2 : charges permanentes et charges d'exploitation.

III.3.1.Les charges permanentes

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

a) Plancher étage courant**Tableau III.1.**Charge permanentes du plancher étage courant,

Matériau	Epaisseur(cm)	ρ (kg/m ² /cm)	G(dan/m ²)
Poids du plancher	15	25	375
Mortier de pose (chape)	1,5	20	30
Cloisons légères	/	/	100
Revêtements	2	20	40
Enduit en plâtre	1,5	20	30

$$\Sigma G_T = 575 \text{ dan/m}^2$$

b) Plancher terrasse inaccessible**Tableau III.2.**Charge permanentes du plancher terrasse,

Matériau	Epaisseur(cm)	ρ (kg/m ² /cm)	G(dan/m ²)
Poids du plancher	15	25	375
Protection gravillon	4	20	80
étanchéité	/	/	12
Béton de ponté	12	22	296
Enduit en plâtre	1,5	20	30
Liège	4	0,4	1,6

$$\Sigma G_T = 795 \text{ dan/m}^2$$

III .3.2.La charge d'exploitation

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

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

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

2) **Planchers étage courant (niveau 1 → 09) : $Q = 150 \text{ daN/m}$**

III.4.Pré dimensionnement des voiles

1) Voile porteur et de contreventement

D'après le **RPA99/2003** c'est un élément porteur rigide en béton armé destiné à transmettre les charges latérales aux fondations.

Dans le cas de notre structure (constituer uniquement des voiles), il est l'unique élément de transmission des charges vers les fondations.

Selon l'article **7.1.1 du RPA99/2003**, l'épaisseur minimale d'un voile doit être de 15cm, d'un autre coté doit être déterminé en fonction de la hauteur libre d'étage **he** et des conditions de rigidité aux extrémités soit :

$$L > 4e$$

$$e \geq \text{Max} (he /25, he /22, he /20)$$

avec:

- ❖ L : largeur du voile correspondant à la portée minimale
- ❖ e : épaisseur du voile
- ❖ he : hauteur libre d'étage

$$e \geq \frac{289}{20} \rightarrow e \geq 14,45\text{cm}$$

Donc les voiles sont d'épaisseur $e=15 \text{ cm}$ dans les deux sens (x et y)

2) Voile périphérique

C'est un élément d'infrastructure reliant deux niveaux celui des fondations et celui de la structure.

On adoptra : **$e=20\text{cm}$**

Chapitre IV

Étude des planchers

Chapitre IV : Étude des planchers

IV.1. Introduction

Les planchers sont des aires généralement horizontal limitant les étages, et au même temps supportant les revêtements les sols, ils ont d'autres fonctions très importantes relatives au confort thermique et acoustique cette fonction peut être assurée de manière complémentaire par un faux plafond ou un revêtement du sol particulier , 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 leur poids propre et les surcharges d'exploitation qui peuvent être a caractère dynamique ;
- ✓ Assurer l'étanchéité dans les sols d'eau ;
- ✓ Participer à la résistance des murs et des ossatures aux efforts horizontal ;
- ✓ Transmettre des efforts peuvent être constitués d'un ou de plusieurs éléments de contreventement (diaphragme) :
 - Dalle
 - Nervures ou poutrelles
 - Linteaux

Notre ouvrage comporte que les plancher à dalle pleine

IV.2.1.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 :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1.25M_0$$

M_t : Moment en travée.

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

M₀ : 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 $0,25M_0$ 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).

IV.2.2.Hypothèses de calcul

Les dalles sont calculées panneau par panneau suivant le rapport ($\alpha = L_x/L_y$), on distingue deux cas :

1-Dalle portant dans un seul sens

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{le rapport} \rightarrow \alpha = L_x/L_y \leq 0.4 \\ \text{La charge est uniformément chargée} \end{array} \right.$$

Remarque

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

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

$$1) \text{ Moment en travée : } M_t = \frac{ql^2}{10} = 0.8M_0$$

$$2) \text{ Moment en appui : } M_{app} = \frac{ql^2}{16} = -0.5M_0$$

$$\text{Avec : } M_0 = \frac{ql^2}{12}$$



2-Dalle portant dans deux directions

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Le rapport} \rightarrow 0.4 \leq \alpha = L_x / L_y \leq 1 \\ \text{La charge est uniformément chargée} \end{array} \right.$$

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, **0,85** M_0 et **0,75** M_0 .

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

Dans le cas d'une dalle portant sur deux direction et reposant librement sur son pourtour, les moments fléchissant en travée (M_x et M_y) doivent être affectés d'un coefficient réducteur (noté μ_x et μ_y) déterminé en fonction de (α ; ν):

❖ Dans le sens de la petite portée :

$$M_x = \mu_x q L_x^2$$

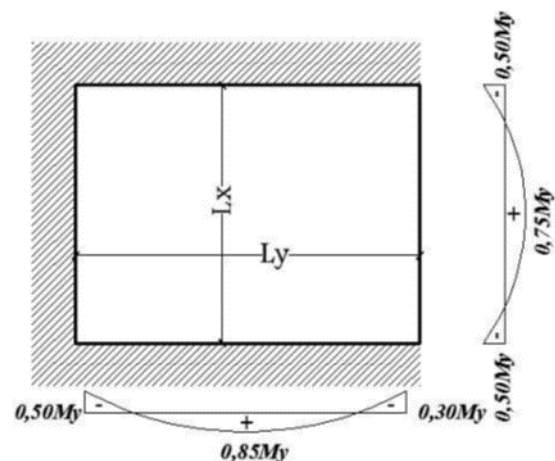
❖ Dans le sens de la grande portée :

$$M_y = \mu_y M_x$$

ν : coefficient de poisson

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

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



IV.3. 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) :

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

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

Suivant le sens (y) :

$$M_{ty} = 0,75M_y \text{ (en travée)}$$

$$M_{ay} = -0,50M_y \text{ (en appui)}$$

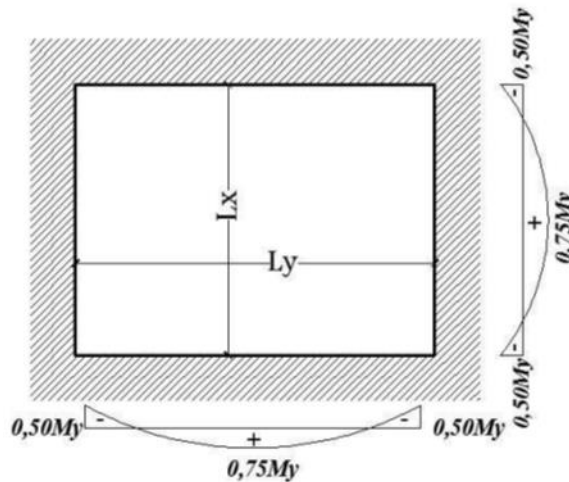


Figure IV.1 : Schéma d'un panneau continu au – delà de ses appuis

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

Suivant le sens (x) :

$$M_{tx} = 0,85M_x$$

$$M_{ax} = -0,30M_x$$

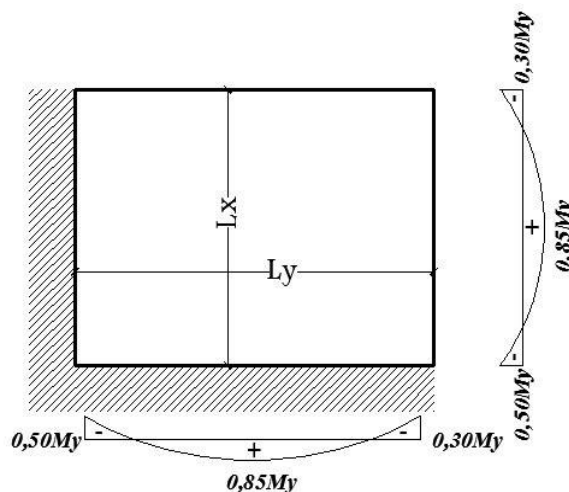
$$M_{ax} = -0,50M_x$$

Suivant le sens (y) :

$$M_{ty} = 0,85M_y$$

$$M_{ay} = 0,30M_y$$

$$M_{ay} = 0,50M_y$$



IV.4. Les étapes de calcul

1-Distribution des panneaux de la dalle sur le plan

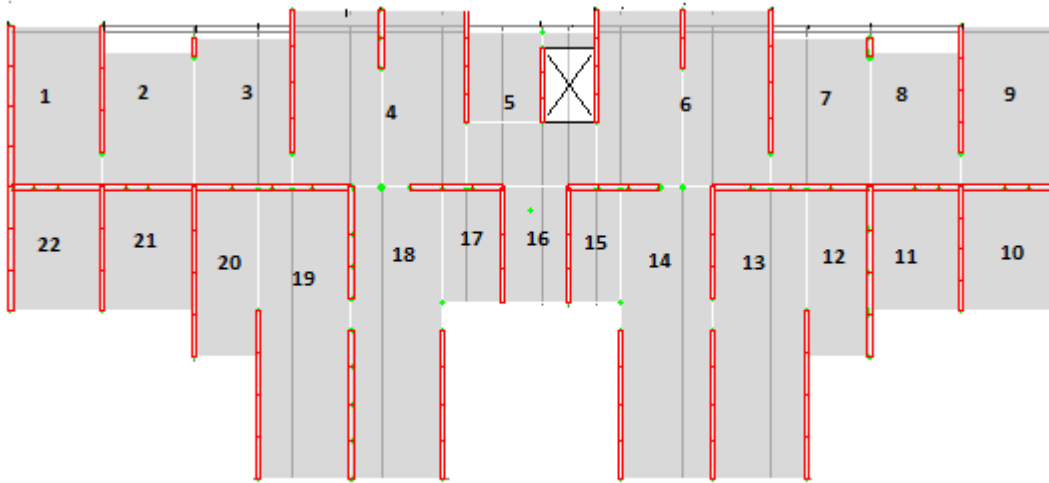


Figure IV.2 : Schéma de la distribution des panneaux de la dalle.

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).

$$\varnothing_{\max} \leq \frac{e}{10} \text{ avec } e=14\text{cm} \rightarrow \varnothing_{\max} \leq 1.4\text{cm} = 14\text{mm}$$

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 = 1cm**

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).

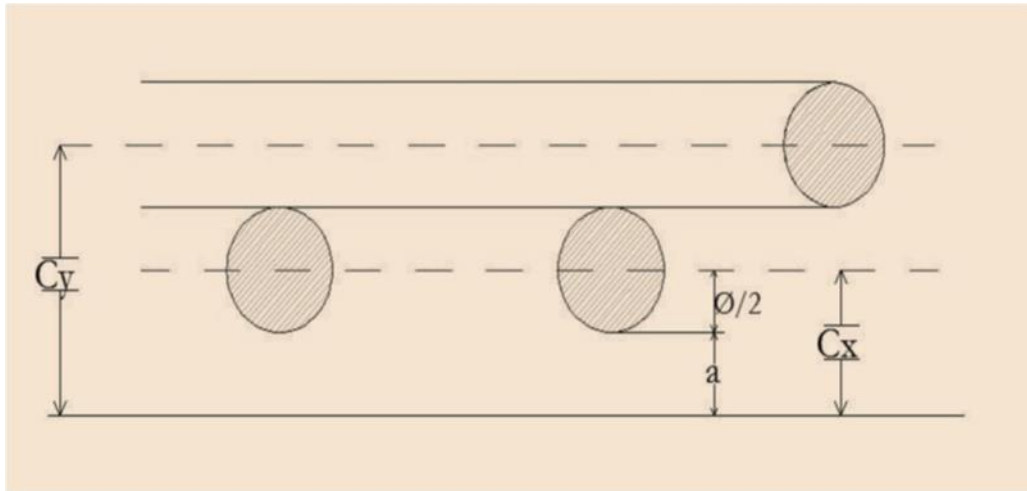


Figure IV.3: Enrobage.

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

a-Les hauteurs utiles

$$\left\{ \begin{array}{l} d_x = e - C_x = 14 - 1.4 = 12.6 \text{ cm} \\ d_y = e - C_y = 14 - 2.2 = 11.8 \text{ cm} \end{array} \right.$$

b-Calcul des sollicitations

- 1) **Plancher terrasse :**

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 7,95 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1,00 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$
- 2) **Plancher etage courant :**

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 5,75 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1,50 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

Remarque

Dans notre bâtiment tous les dalles repose sur 4 appuis

IV.5.Calcul des dalles

1-Panneaux de dalle portant dans deux direction

a) **Plancher terrasse** : Dalle : 6,00 m / 6,13 m

Données de l'étude :

Repère dalle n° : 4

Charges (G) diverses	
G'(KN/m ²)	4.20
Epaisseur de la dalle	
Ep(m)	0,15
Contrainte de l'acier utilisé	
FeE(MPa)	500
Contrainte du béton à 28 j	
Fc28(MPa)	25
Charges d'exploitation Q	
Q (KN/m ²)	1,00
Enrobage des acier	
C(cm)	2,5

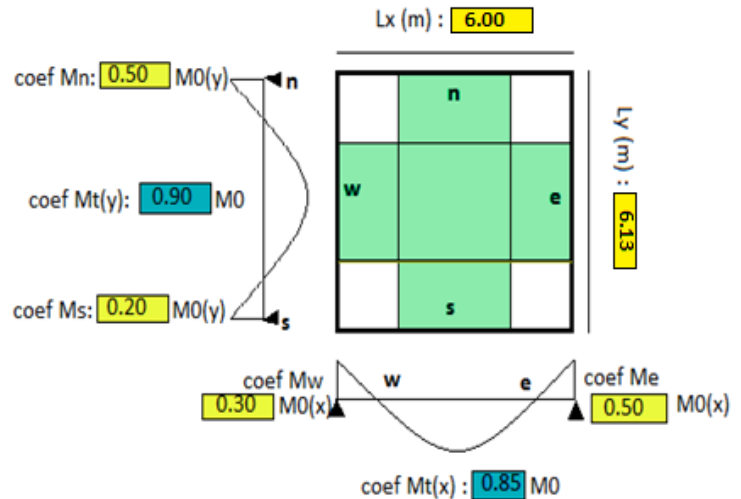


Tableau IV.1 : Calcul des moments agissants (plancher terrasse),

Calculs des moments agissants		
Rapport des cotés (Lx/Ly)	Lx/Ly	$\alpha = 0,97$
Charge permanente G	$(ep \times 25KN/m^3) + G'$	$G=795KN/m^2$
Effort ultime repris par le plancher	$(1.35G+1.5Q)$	$Pu=12.23KN/m$
Détermination des coef μ_x et μ_y	Dépend du rapport α Tableau BAEL page 243 annexe E3	$\mu_x = 0,037$ $\mu_y = 1,00$
Calcul des moments isostatique	Sens Lx= $\mu_x \times (Pu \times Lx^2)$ Sens Ly= $\mu_y \times M_0(x)$	$M_0(x) = 16,29KN.m$ $M_0(y) = 16,29KN.m$
Calcul des moments sur appuis	$M_w = coef Mw \times M_0(x)$ $M_e = coef Me \times M_0(x)$ $M_n = coef Mn \times M_0(y)$ $M_s = coef Ms \times M_0(y)$	$M_w = 4,883N.m$ $M_e = 8,145KN.m$ $M_n = 8,145KN.m$ $M_s = 3,258KN.m$
Calcul des moments en travées	$M_t(x) = coef Mt(x) \times M_0(x)$ $M_t(y) = coef Mt(y) \times M_0(y)$	$M_t(x) = 13,846KN.m$ $M_t(y) = 14,661KN.m$

Tableau IV.2 : Calcul des sections d'armatures (plancher terrasse),

Calcul des section d'armatures		
Ferrailage de la travée dans le sens (Lx) Ferrailage sur appui (w) Ferrailage sur appui (e)	Soit (M_u) les moments agissants Condition : les calculs s'effectuent comme pour une section rectangulaire	$A_x(\text{trav}) = 2,603 \text{ cm}^2$ $A_x(w) = 0,901 \text{ cm}^2$ $A_x(e) = 1,51 \text{ cm}^2$
Ferrailage de la travée dans le sens (Ly) Ferrailage sur appui(n) Ferrailage sur appui (s)	La largeur (b) sera alors = 1.00 m	$A_y(\text{tra}) = 2,76 \text{ cm}^2$ $A_y(n) = 1,51 \text{ cm}^2$ $A_y(s) = 0,59 \text{ cm}^2$
Ferrailage mini dans la travée (Ly)	(8 x ep) pour FeE400 (6 x ep) pour FeE500 ou TS	$\rho_0(y) = 0.9 \text{ cm}^2 / \text{m}^2$
Vérification	Il faut que $A_y > \rho_0(y)$	Vérifier
Ferrailage mini dans la travée (Lx)	$\rho_0(y) \times ((3-\alpha) / 2)$	$\rho_0(x) = 0,913 \text{ cm}^2 / \text{m}^2$
Vérification	Il faut que $A_x > \rho_0(x)$	Vérifier

Tableau IV.3: Vérification de la contrainte de cisaillement (plancher terrasse),

vérification de la contrainte de cisaillement		
Effort tranchant maximale	$(P_u \times L_x \times L_y) / ((2 \times L_y) + L_x)$	$V_u.\text{max} = 32,811 \text{ KN}$
Contrainte tangente de travail	$V_u / (1,00 \times (ep - c))$	$\tau_u = 0.026 \text{ MPa}$
Contrainte tangente de travail admissible	$(0,07 \times F_{c28}) / 1,5$	$\tau_u \text{ adm} = 1.167 \text{ MPa}$
Vérification	$\tau_u < \tau_u \text{ adm}$	Vérifier

Conclusion sur le ferrailage de la dalle plancher terrasse :

$$A_x = 2,603 \text{ cm}^2 ; A_y = 2,760 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = 2,83 \text{ cm}^2$$

Nappe en treille soudé ST30® / e = 15 × 15 cm

Soit un ferrailage composé de TSØ6 × 5 / e = 15 × 15 cm

b) Plancher étage courant : Dalle 6,00 m / 6,13 m

Données de l'étude :

Repère dalle n° : 4

Charges (G) diverses	
G' (KN/m ²)	2,00
Epaisseur de la dalle	
Ep(m)	0,15
Contrainte de l'acier utilisé	
FeE(MPa)	500
Contrainte du béton à 28 j	
Fc28(MPa)	25
Charges d'exploitation Q	
Q (KN/m ²)	1,50
Enrobage des acier	
C(cm)	2,5

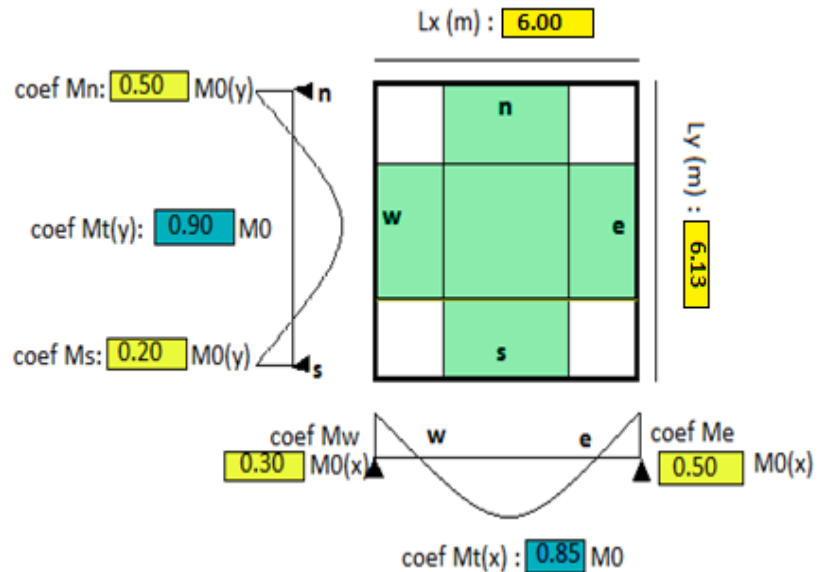


Tableau IV.4: Calcul des moments agissants (plancher étage courant),

Calculs des moments agissants		
Rapport des cotés (Lx/Ly)	Lx/Ly	$\alpha = 0,97$
Charge permanente G	$(ep \times 25 \text{KN/m}^3) + G'$	$G = 5.75 \text{ KN / m}^2$
Effort ultime repris par le plancher	$(1.35G + 1.5Q)$	$P_u = 10.01 \text{ KN / m}$
Détermination des coef μ_x et μ_y	Dépend du rapport α Tableau BAEL page 243 annexe E3	$\mu_x = 0,037$ $\mu_y = 1,00$
Calcul des moments isostatique	Sens Lx = $\mu_x \times (P_u \times L_x^2)$ Sens Ly = $\mu_y \times M_0(x)$	$M_0(x) = 13,33 \text{ KN.m}$ $M_0(y) = 13,33 \text{ KN.m}$
Calcul des moments sur appuis	$M_w = \text{coef } M_w \times M_0(x)$ $M_e = \text{coef } M_e \times M_0(x)$ $M_n = \text{coef } M_n \times M_0(y)$ $M_s = \text{coef } M_s \times M_0(y)$	$M_w = 4,000 \text{ KN.m}$ $M_e = 6,665 \text{ KN.m}$ $M_n = 6,665 \text{ KN.m}$ $M_s = 2,666 \text{ KN.m}$
Calcul des moments en travées	$M_t(x) = \text{coef } M_t(x) \times M_0(x)$ $M_t(y) = \text{coef } M_t(y) \times M_0(y)$	$M_t(x) = 11,330 \text{ KN.m}$ $M_t(y) = 11,997 \text{ KN.m}$

Tableau IV.5: Calcul des sections d'armatures (plancher étage courant),

Calcul des section d'armatures		
Ferraillage de la travée dans le sens (Lx) Ferraillage sur appui (w) Ferraillage sur appui (e)	Soit (M_u) les moments agissants Condition : les calculs s'effectuent comme pour une section rectangulaire	$A_x(\text{trav}) = 2,66 \text{ cm}^2$ $A_x(w) = 0,92 \text{ cm}^2$ $A_x(e) = 1,55 \text{ cm}^2$
Ferraillage de la travée dans le sens (Ly) Ferraillage sur appui(n) Ferraillage sur appui (s)	La largeur (b) sera alors = 1.00 m	$A_y(\text{tra}) = 2,76 \text{ cm}^2$ $A_y(n) = 1,55 \text{ cm}^2$ $A_y(s) = 0,62 \text{ cm}^2$
Ferraillage mini dans la travée (Ly)	(8 x ep) pour FeE400 (6 x ep) pour FeE500 ou TS	$\rho_0(y) = 0,9 \text{ cm}^2 / \text{m}^2$
Vérification	Il faut que $A_y > \rho_0(y)$	Vérifier
Ferraillage mini dans la travée (Lx)	$\rho_0(y) \times ((3-\alpha) / 2)$	$\rho_0(x) = 0,913 \text{ cm}^2 / \text{m}^2$
Vérification	Il faut que $A_x > \rho_0(x)$	Vérifier

Tableau IV.6: vérification de la contrainte de cisaillement(plancher étage courant),

vérification de la contrainte de cisaillement		
Effort tranchant maximale	$(P_u \times L_x \times L_y) / ((2 \times L_y) + L_x)$	$V_{u,\text{max}} = 20,16 \text{ KN}$
Contrainte tangente de travail	$V_u / (1,00 \times (e_p - c))$	$\tau_u = 0,0161 \text{ MPa}$
Contrainte tangente de travail admissible	$(0,07 \times F_{c28}) / 1,5$	$\tau_{u \text{ adm}} = 1,167$
Vérification	$\tau_u < \tau_{u \text{ adm}}$	Vérifier

Conclusion sur le ferraillage de la dalle plancher étage courant :

$$A_x = 2,66 \text{ cm}^2$$

$$A_y = 2,76 \text{ cm}^2$$

Nappe en treille soudé ST30®

$$/ e = 15 \times 15 \text{ cm}$$

Soit un ferraillage composé de TSØ6 × 5 / e = 15 × 15 cm

2-Panneaux de dalle portant dans une seule direction

a) **Plancher terrasse** : Dalle : 3,15 m / 10,02 m

Données de l'étude :

Repère n° :13

Charges (G) diverses	
G'(KN/m ²)	4.20
Epaisseur de la dalle	
Ep(m)	0,15
Contrainte de l'acier utilisé	
FeE(MPa)	500
Contrainte du béton à 28 j	
Fc28(MPa)	25
Charges d'exploitation Q	
Q (KN/m ²)	1,00
Enrobage des acier	
C(cm)	2,5

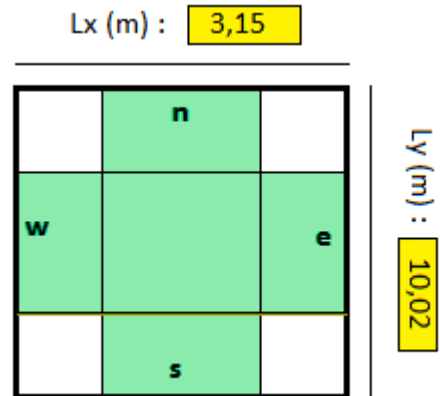


Tableau IV.7: Calcul des moments agissants(plancher terrasse),

Calculs des moments agissants		
Rapport des cotés (Lx/Ly)	Lx/Ly	$\alpha = 0,31$
Charge permanente G	$(ep \times 25KN/m^3) + G'$	$G = 795KN/m^2$
Effort ultime repris par le plancher	$(1.35G + 1.5Q)$	$P_u = 12.23KN/m$
Calcul des moments isostatique	Sens $M_0(x) = qLx^2 / 8$	$M_0(x) = 15,16KN.m$
Calcul des moments sur appuis	$Ma(x) = coef Ma(x) \times M_0(x)$ Coef $Ma(x) = 0,5$	$Ma(x) = 7,58KN.m$
Calcul des moments en travées	$Mt(x) = coef Mt(x) \times M_0(x)$ Coef $Mt(x) = 0,85$	$Mt(x) = 12,88KN.m$

Tableau IV.8: Calcul des sections d'armatures (plancher terrasse),

Calcul des section d'armatures		
Ferrailage de la travée dans le sens (Lx) Ferrailage sur appui Ferrailage sur travée	Soit (Mu) les moments agissants Condition : les calculs s'effectuent comme pour une section rectangulaire La largeur (b) sera alors = 1.00 m	A(trav)= 1,76 cm ² A(appui)= 2,99 cm ²
Ferrailage mini dans la travée (Lx)	$\rho_0(y) \times ((3-\alpha) / 2)$	$\rho_0(x) = 0,913 \text{ cm}^2 / \text{m}^2$
Vérification	Il faut que $A_x > \rho_0(x)$	Vérifier

Tableau IV.9: vérification de la contrainte de cisaillement(plancher terrasse),

vérification de la contrainte de cisaillement		
Effort tranchant maximale	$(P_u \times L_x \times L_y) / ((2 \times L_y) + L_x)$	$V_{u,max} = 16,64 \text{ KN}$
Contrainte tangente de travail	$V_u / (1,00 \times (e_p - c))$	$\tau_u = 0,0133 \text{ MPa}$
Contrainte tangente de travail admissible	$(0,07 \times F_{c28}) / 1,5$	$\tau_{u, adm} = 1.167 \text{ MPa}$
Vérification	$\tau_u < \tau_{u, adm}$	Vérifier

Conclusion sur le ferrailage de la dalle plancher étage courant :

$$A_t = 1.76 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 2,99 \text{ cm}^2$$

Nappe en treille soudé ST25[®] / e = 15 × 15 cm

Soit un ferrailage composé de TSØ 6 × 7 / e = 15 × 15 cm

b) Plancher étage courant

Données de l'étude : Dalle : 3,15 m / 10,02 m

Repère n° :13

Charges (G) diverses	
G'(KN/m ²)	2,00
Epaisseur de la dalle	
Ep(m)	0,15
Contrainte de l'acier utilisé	
FeE(MPa)	500
Contrainte du béton à 28 j	
Fc28(MPa)	25
Charges d'exploitation Q	
Q (KN/m ²)	1,50
Enrobage des acier	
C(cm)	2,5

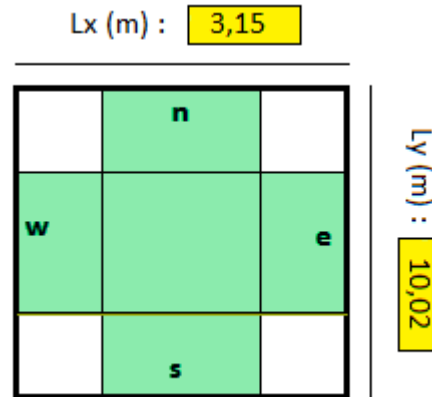


Tableau IV.10: Calcul des moments agissants (plancher étage courant),

Calculs des moments agissants		
Rapport des cotés (Lx/Ly)	Lx/Ly	$\alpha= 0,31$
Charge permanente G	$(ep \times 25KN/m^3) + G'$	$G= 5.75 KN / m^2$
Effort ultime repris par le plancher	$(1.35G+1.5Q)$	$P_u= 10.01 KN / m$
Calcul des moments isostatique	Sens $M_0(x)=qLx^2 / 8$	$M_0(x) = 12,41 KN.m$
Calcul des moments sur appuis	$Ma(x)=coef Ma(x) \times M_0(x)$ Coef $Ma(x) = 0,5$	$Ma(x)=6,20 KN.m$
Calcul des moments en travées	$Mt(x)=coef Mt(x) \times M_0(x)$ Coef $Mt(x)=0,85$	$Mt(x)= 10,54 KN.m$

Tableau IV.11: Calcul des sections d'armatures(plancher étage courant),

Calcul des section d'armatures		
Ferraillage de la travée dans le sens (Lx) Ferraillage sur appui Ferraillage sur travée	Soit (M_u) les moments agissants Condition : les calculs s'effectuent comme pour une section rectangulaire La largeur (b) sera alors = 1.00 m	$A(\text{trav})= 1,45 \text{ cm}^2$ $A(\text{appui})= 2,40 \text{ cm}^2$
Ferraillage mini dans la travée (Lx)	$\rho_0(y) \times ((3-\alpha) / 2)$	$\rho_0(x)= 0,913 \text{ cm}^2 / \text{m}^2$
Vérification	Il faut que $A_x > \rho_0(x)$	Vérifier

Tableau IV.12: vérification de la contrainte de cisaillement(plancher étage courant),

vérification de la contrainte de cisaillement		
Effort tranchant maximale	$(P_u \times L_x \times L_y) / ((2 \times L_y) + L_x)$	$V_{u.\text{max}} = 13,62 \text{ KN}$
Contrainte tangente de travail	$V_u / (1,00 \times (e_p - c))$	$\tau_u = 0,0108 \text{ MPa}$
Contrainte tangente de travail admissible	$(0,07 \times F_{c28}) / 1,5$	$\tau_{u \text{ adm}} = 1.167 \text{ MPa}$
Vérification	$\tau_u < \tau_{u \text{ adm}}$	Vérifier

Conclusion sur le ferraillage de la dalle plancher étage courant :

$$A_t = 1,45 ; A_a = 2,40 \text{ cm}^2$$

Nappe en treille soudé ST25[®] / e = 15 × 15 cm

Soit un ferraillage composé de TSØ 6 × 7 / e = 15 × 15 cm

IV.6. Disposition des armatures dans les dalles

1-Panneaux de dalle portant dans deux direction

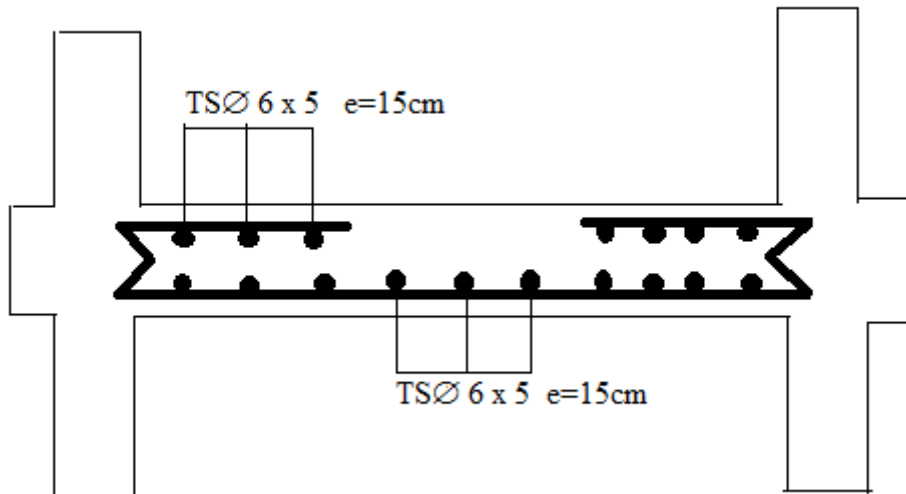


Figure IV.4 : :Schéma du ferrillage de la dalle plancher terrasse.

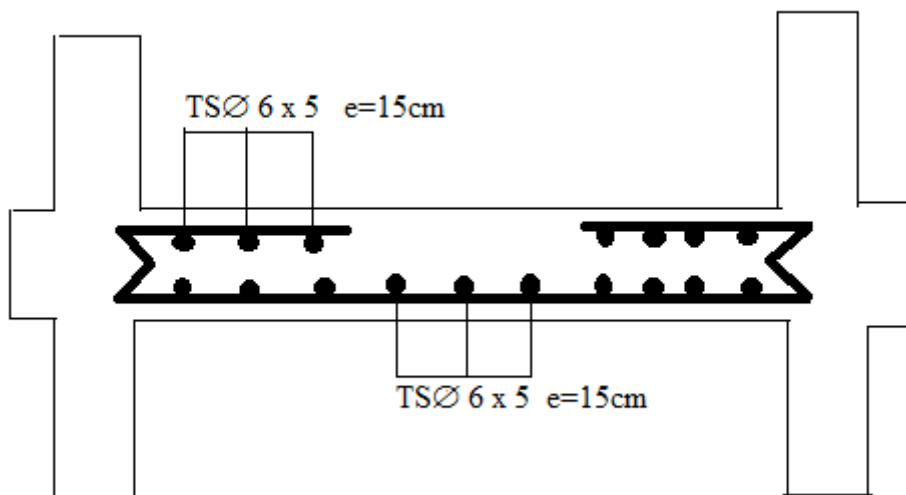


Figure IV.5:Schéma du ferrillage de la dalle plancher étage courant.

1-Panneaux de dalle portant dans une seule direction

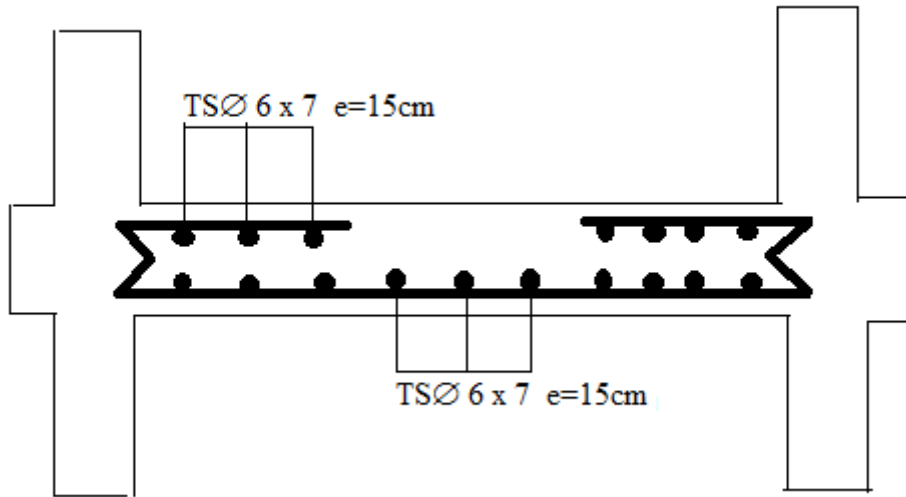


Figure IV.6 : :Schéma du ferrailage de la dalle plancher terrasse.

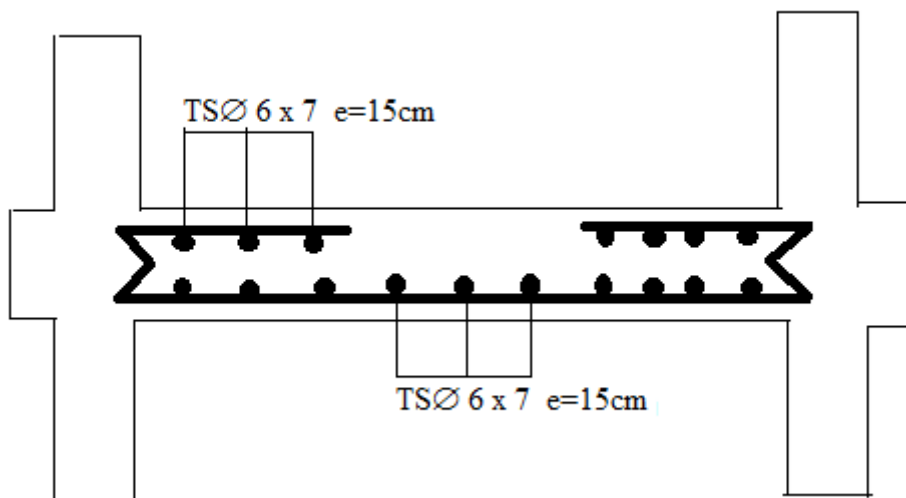


Figure IV.7:Schéma du ferrailage de la dalle plancher étage courant.

Chapitre V

Etude des éléments non structuraux

Chapitre V : Étude des éléments non structuraux

V.1.Introduction

Les éléments non structuraux sont des éléments qui ne font pas partie du système de contreventement ni du système porteur, leur rôle est d'assurer la sécurité et le confort des usagers. Ces éléments doivent avoir un comportement adéquat en cas de séisme, ils doivent donc être réalisés conformément aux recommandations des règlements parasismiques tout en vérifiant leur résistance à un séisme important, car dans ce dernier cas ils peuvent être sollicités par l'ossature qui se déforme, ils peuvent même modifier la période d'oscillation de la structure et créer une torsion d'ensemble.

Dans ce chapitre, on va aborder le calcul des éléments non structuraux suivants :

- L'acrotère,
- Les escaliers,
- L'ascenseur.

V.2. Calcul de l'acrotère

L'acrotère est assimilé à une console verticale encadrée à sa base dans le plancher. Cette dernière est soumise à un effort normal dû à son poids propre " W_p " et une surcharge horizontale " F_p ". Son rôle est de protéger le joint d'étanchéité, c'est aussi un garde corps pour les terrasses accessibles. L'acrotère se calcule à la flexion composée pour une bande de 1m. L'acrotère est exposée aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU et à l'ELS.

V.2.1. Dimensions et Modélisation de l'acrotère

Géométrie

Hauteur $h = 60 \text{ cm}$.

Épaisseur $e = 10 \text{ cm}$.

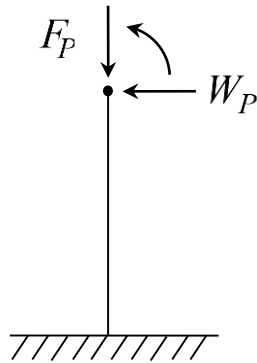


Figure.V.1. Schéma statique.

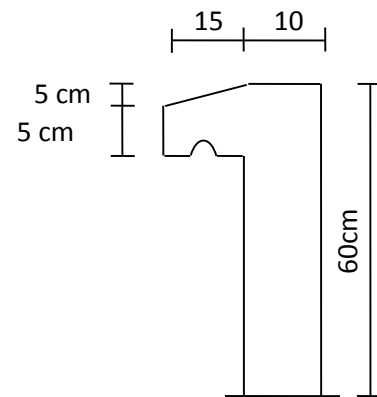


Figure.V.2. Coupe Verticale sur l'acrotère.

- Selon R.P.A on a :

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de la zone ($A = 0,15$ Zone II_a).

C_p : Facteur de forces horizontales $C_p = 0,8$.

W_p : L'effort normal dû du poids propre.

$$W_p = \gamma_b \cdot S_{surface}$$

$$W_p = 25 \times \left[(0,6 \times 0,1) + \left(\frac{0,05 \times 0,15}{2} \right) + (0,15 \times 0,05) \right] = 178.12 daN / ml$$

$$F_p = 85.5 / ml$$

V.2.2. Calcul des ferrillages

E.L.U

$$M_u = 1,50 \cdot F_p \cdot L = 76.95 daN \cdot m.$$

$$N_u = 1,35 \cdot W_p = 240.46 daN.$$

$$\text{L'excentricité } e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{76.95}{240.46} = 0.32m > \frac{h}{2} - c = 0.025 m.$$

Donc la section est partiellement comprimée ; ainsi le calcul se fait à la flexion simple avec un moment fictif M_f .

$$M_f = N_u \left(e_o + \frac{h}{2} - c \right) = 82.95 daN \cdot m.$$

c : L'enrobage = 2.5 cm.

$$u = \frac{M_f}{\sigma_b \times b \times d^2} = 0,010$$

$$\sigma_b = 14,2 MPa.$$

$$b = 100 \text{ cm.}$$

$$d = h - 2.5 = 7.5 \text{ cm.}$$

$$\mu < \mu_L \Rightarrow \exists A'_s.$$

$$\alpha = \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,01} \right) \times 1,25 = 0,013$$

$$\beta = 1 - 0,04 \alpha = 0,99$$

$$A_s = \frac{M_f}{\sigma_s \times \beta \times d} = 0,25 \text{ cm}^2 / ml.$$

Calcul en flexion composée (section réelle)

$$A_u = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0,25 - \frac{2404}{43500} = 0,195 \text{ cm}^2 / ml$$

E.L.S :

$$M_{ser} = F_p \times L = 51.3 daN.$$

$$N_{ser} = 178.12 daN = W_p.$$

$$\text{Excentricité : } e = 28cm \geq \frac{h}{2} - 2.5 = 2.5cm$$

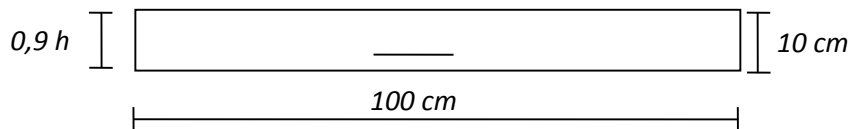


Figure.V.3. Section de calcul.

Section partiellement comprimée, le calcul se fera à la flexion simple avec un moment fictif $M_{f_{ser}}$.

L'acrotère est exposée aux charges climatique ce qui implique la fissuration est préjudiciable.

Sollicitation réelle

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{n \cdot f_{tj}} \right\}$$

$$\begin{cases} n = 16 \\ f_{tj} = f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_s = 216 \text{ MPa}$$

$$M_{f_{ser}} = N_{ser} \left(e + \frac{h}{2} - c \right) = 48,98 \text{ daN} \cdot \text{m.}$$

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

$$\mu = \frac{M_{f_{ser}}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{48,98 \times 10}{15 \times 100 \times 7,5^2} = 0,00584 < \mu_\ell$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_s}{k}$$

$$k = \frac{15 \times (1 - \alpha)}{\alpha} = 27,52$$

$$\alpha = 1 + 2\sqrt{\lambda} \cdot \cos \left(240 + \frac{\varphi}{3} \right) = 0,35^\circ$$

$$\cos \varphi = \lambda^{-\frac{3}{2}}$$

$$\lambda = 1 + 30 \cdot u_1 = 1,17$$

$$\sigma_{bc} = 7,84 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7,84 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Leftrightarrow \text{Il n'y a pas d'armature comprimée.}$$

$$B_1 = 1 - \frac{\alpha_1}{3} = 0.88$$

$$A_{2ser} = \frac{M_{ser}}{\bar{\sigma}_s \beta_1 d} = \frac{489.8}{216 \times 0.88 \times 7.5} = 0.34 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

❖ Flexion composée

$$A_{ser} = A_{2ser} - \frac{N_{ser}}{\sigma_s} = 0.34 - \frac{1781.1}{21600} = 0.25 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_u = 0.25 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A'_u = 0 \end{array} \right.$$

$$A = \max(A_s ; A_{\min} ; A_{ser}) = \max(0.195 ; 0.72 ; 0.25)$$

On adopte une section $A = 0.72 \text{ cm}^2$

Choix d'armature longitudinale 4T8 $\longrightarrow A = 2.01 \text{ cm}^2$ esp 20cm

• Armature de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = 0.50 \text{ cm}^2$$

Choix : 4T8 esp 20 cm

IV.2.3. Vérification de l'effort tranchant

$$T_{\max} = 1.5 F_p = 1.5 \times 85.5 = 128.25 \text{ daN.}$$

$$\tau_u^{\max} = \frac{T_{\max}}{b \cdot d}$$

$$\bar{\sigma}_u = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}\right) = \min(2.5 ; 4)$$

$$\tau_u^{\max} = 0.117 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

On donne les résultats dans un tableau récapitulatif.

Tableau.V.1.Ferrailage de l'acrotère,

AS	Ar	Vérification à l'ELU	Vérification à l'ELS
4T8($S_t=20\text{cm}$)	4T8 ($S_t=20\text{cm}$)	C.V	C.V

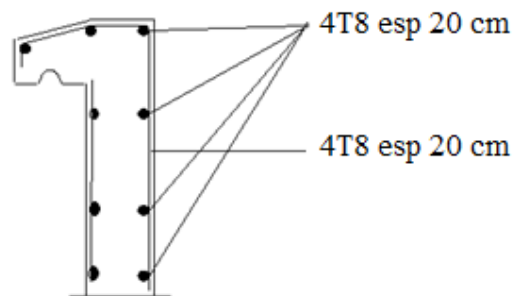


Figure.V.4 .Schéma de ferrailage de l'acrotère .

V.3. Calcul des escaliers

L'escalier est un élément non structurel car il ne participe pas à la résistance de la structure dont il fait partie. Sa fonction principale est de desservir les différents niveaux d'un ouvrage en toute sécurité. Il peut être aussi définie comme étant un ensemble de marches conçu de manière à être parcouru par les usagés avec un minimum d'effort et un maximum de sécurité.

L'escalier se constitue de :

La marche : surface horizontale plane, sur laquelle on pose le pied,

la contre marche : surface verticale plane relie deux marches successives,

l'emmarchement : largeur praticable de la marche, généralement elle correspond à la plus grande dimension de la marche,

le nez de la marche : bord extérieur de la marche,

le giron : distance horizontale entre deux nez de marche successive,

la paillasse : partie inclinée servent de support aux marches et contremarches,

Le palier : partie horizontale de départ, d'arrivée d'un escalier,

Le volé : ensemble de marches (3 au minimum) de palier a palier.

Notre escalier comporte 2 volées et il est entouré par deux voiles en béton armé sur les côtés et un mur (double cloison) en brique sur le 3^{ème} coté.

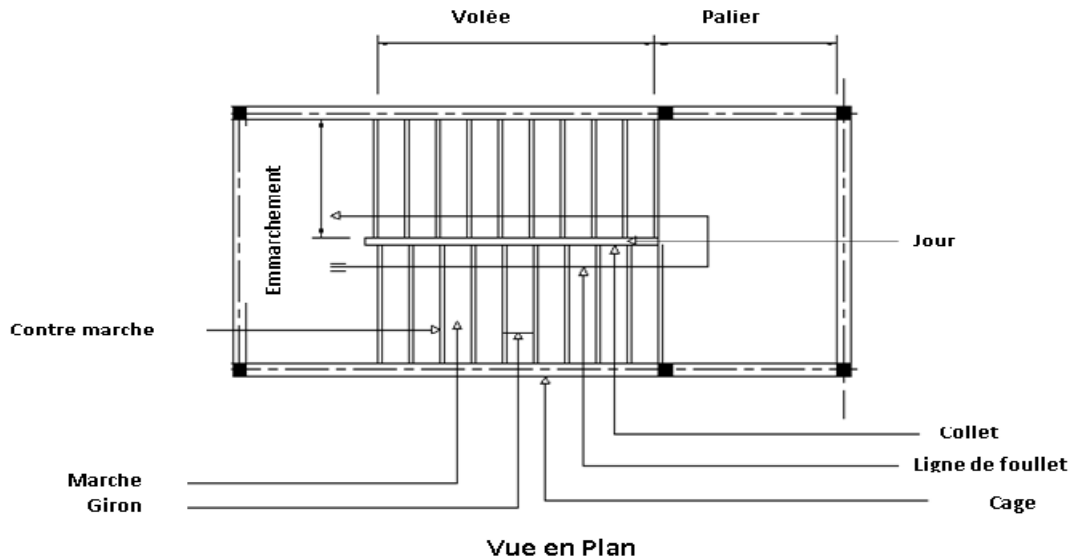


Figure.V.5 . Escalier à deux volées.

V.3.1.Terminologie

g : giron.

h : hauteur de la contre marche.

e : épaisseur de la paillasse et de palier.

H : hauteur d'une volée

l₁ : longueur de la paillasse projetée.

l₂ : largeur de palier.

L : la somme de la longueur linéaire de la paillasse et celle des deux paliers.

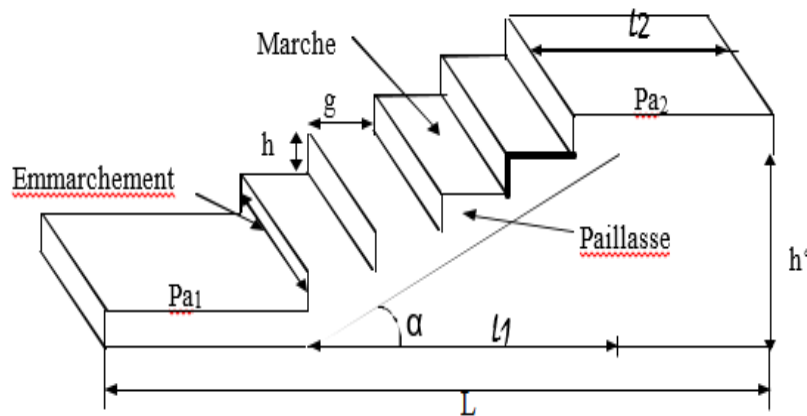


Figure. V .6: Schéma de l'escalier.

V. 3.2 Pré dimensionnement des escaliers

Pour assurer le confort, on vérifie la condition de BLONDEL, qui permet de pré dimensionner convenablement notre escalier.

D'après la relation de **BLONDEL**

- $64n^2 - n(64+2H+L)+2H=0$
- $2h + g = 64$

Les relations de BLONDEL donnent :

$$\begin{cases} g = \frac{L}{n-1} \dots \dots \dots (1) \\ h = \frac{H}{n} \dots \dots \dots (2) \end{cases}$$

$$64n^2 - 326n + 204 = 0$$

Après la résolution de l'équation :

- **Le nombre de marche :**

n : nombre de contre marche

(n - 1):nombre de marches

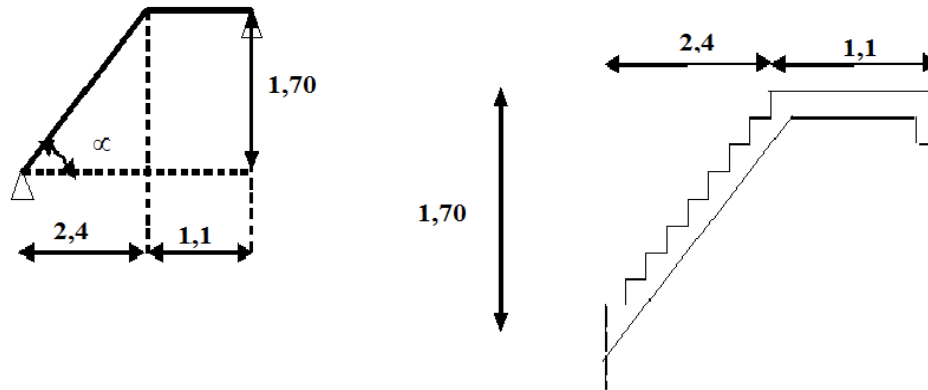
$$13 \text{ cm} \leq h \leq 19 \text{ cm} \quad \text{et} \quad 22\text{cm} \leq g \leq 33 \text{ cm}$$

⇒ Les dimensions des marches de notre bâtiment sont : h = 17 cm et g = 30 cm

⇒ Le nombre de marches est comme suit :

-Pour le RDC et les autres étages : on a 19 marches.

Shéma statique



L'angle d'inclinaison (α)

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

$$\operatorname{tga} = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0,56 = \alpha = 29,53^\circ$$

la longueur (L_p) : $L' = \frac{2,4}{\cos(29,53)} = 2.75$ m

V. 3.3. Dimensionnement de l'épaisseur de la paillasse

sous-sol , Coupe A-A .

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}; \quad e : \text{épaisseur de la paillasse.}$$

$$\frac{275}{30} \leq e \leq \frac{275}{20} \quad \rightarrow \quad 9.16 \text{ cm} \leq e \leq 13.75 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad e = 15 \text{ cm}$$

On va considérer une épaisseur $e = 15$ cm, et on retient cette épaisseur pour la paillasse.

V.3.4.Evaluation des charges et surcharges

V.3.4.1.palier

Tableau.V.2 .Evaluation des charges et surcharges pour le palier,

Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (daN/m³)	Charges (daN/m²)
Revêtement en carrelage	0,02	2200	44
Mortier de pose	0,02	2000	40
Couche de sable	0,02	1800	36
Dalle pleine en béton	0,15	2500	375
Enduit en mortier ciment	0,02	2200	44
			G=539
			Q= 250

V.3.4.2 .Volée

Tableau .V.3 .Evaluation des charges et surcharges pour la volée,

Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (daN/m ³)	Charges (daN/m ²)
Carrelage verticale	0,02	2200	44
Mortier de pose verticale	0,02	2000	40
Couche de sable	0,02	1800	36
Enduit en mortier ciment	0,02	2200	44
Gard corps	-	-	100
Poids propre de la marche	$\frac{2200xh}{2}$		187
Poids propre de la paillasse	$\frac{25xe}{\cos \alpha} = \frac{2500x0,15}{\cos \alpha}$		431
Carrelage horizontale	$0,44x\frac{h}{g}$		0.25
Mortier de pose verticale	$0,4x\frac{h}{g}$		0.22
Charge permanente	$G= 264+ \frac{2500x0,15}{\cos \alpha} + \frac{2200xh}{2} + 0,84x\frac{h}{g}$		882
Charge d'exploitation	Q=250 daN/m ²		

V.3.5.Ferailage d'escalier

Combinaisons

à ELU : 1,35G+1,5Q.

à ELS : G+Q.

Tableau.V.4. Combinaisons des charges,

Escalier		G (daN/m ²)	Q (daN/m ²)	ELU	ELS
RDC et étage courant	palier	539	250	1102.65	789
	volée	882	250	15657	1132

V.3.5. 1.Calcul à l'état limite ultime (ELU)

Le calcul se fera sur une bande 1m.

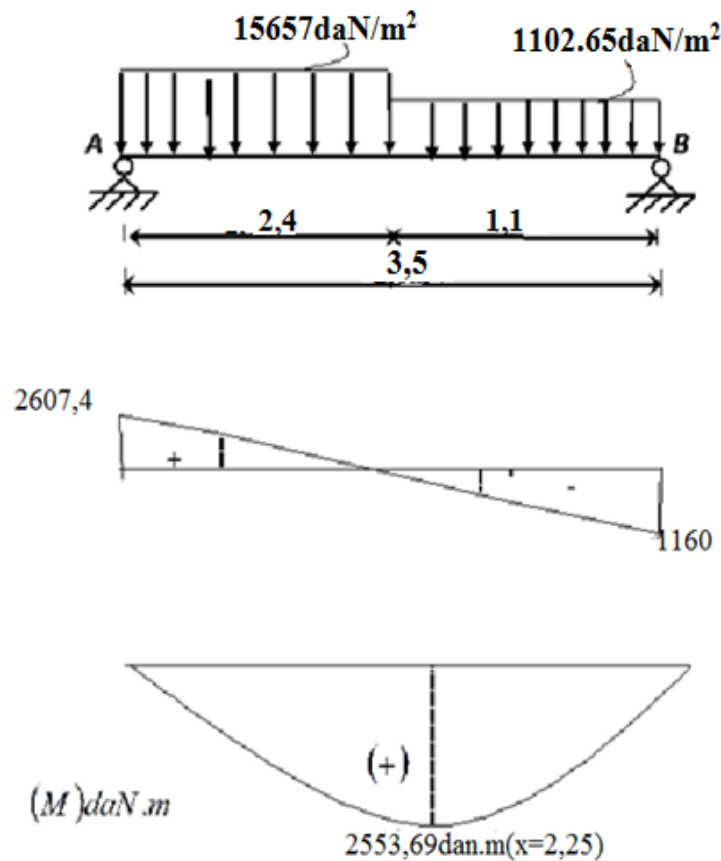


Fig.V.7. Diagrammes des sollicitations.

V. 3.5.2. Calcul à l'état limite service (ELS)

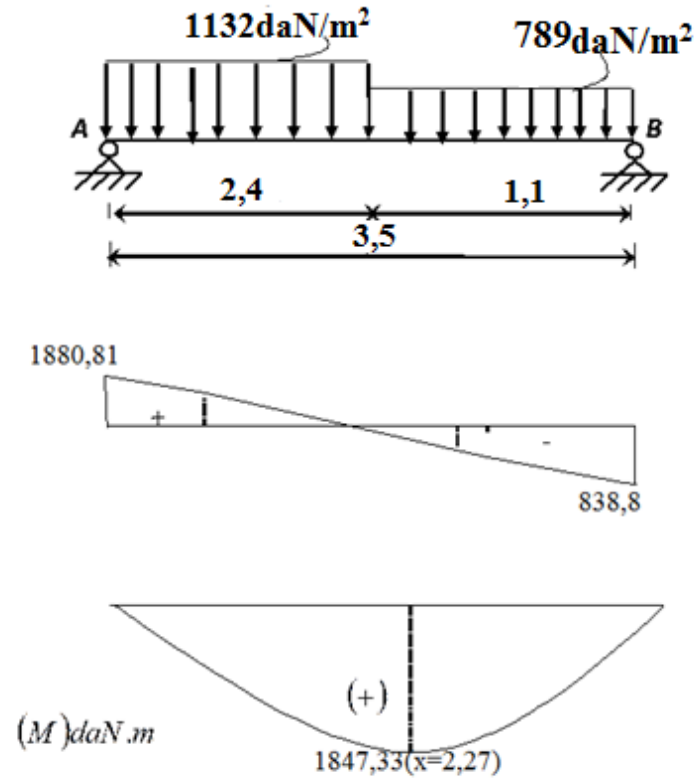


Fig.V.8. Diagrammes des sollicitations.

Tableau . V.5. Caractéristiques géométriques et mécaniques,

f_{c28} (Mpa)	θ	f_e (Mpa)	γ_b	γ_s	d (m)	f_{Bc} (MPa)	σ_s (Mpa)	f_e (Mpa)
25	1	2,1	1,5	1,15	0,18	14,16	384	400

Tableau.V.6. Ferrailage de l'escalier,

.	Mu (KN.m)	μ	$\mu < \mu_R$	A's (cm ²)	α	β	A_s^{cal}/ml (cm ²)	chois	A_s^{adp}/ml (cm ²)
Travée	20.42	0.081	oui	0	0.1	0.96	3.62	4T12	4.53
Appuis	-5.1	0.010	oui	0	0.012	0.99	1.098	4T12	2.01

Tableau .V.7. Vérification des contraintes,

	Mser (KN.m)	As (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _b ≤ σ _b
Travée	14.77	4.53	6.06	11179.44	6.36	Vérifiée
Appuis	3.69	2.26	8.32	3478.91	1.16	Vérifiée

Espacement

Choix d'espacement en travée $\begin{cases} \text{principale } ep = 33cm \\ \text{Secandaire } ep = 33cm \end{cases}$

Choix d'espacement en appui $\begin{cases} \text{principale } ep = 25cm \\ \text{Secandaire } ep = 25cm \end{cases}$

V. 3.6.Ferraillage de la poutre palière

L=4,05m

$$\frac{l}{15} \leq h_t \leq \frac{l}{10} \quad 27 \leq h_t \leq 40$$

Soit $h_t = 30cm$ $b = 30cm$

La section de la poutre palière (30x30) cm²

1) vérification selon RPA99

- $b > 20cm$ C.V
- $h > 30cm$ C.V
- $\frac{h}{b} < 4$ C.V
- $b_{max} < 1,5 \ h + b_1$ C.V

Donc la section de la poutre palière (30x x30).

2) descente de charge

- poids propre de la poutre palière : $G = 2500 \times 0,3 \times 0,3 = 225 \text{ dan/ml}$
- la réaction de l'escalier = 3200dan/ml

2-a/ E.L.U.R

$$q = 1,35G + R_e = 1,35 \times 225 + 3200 = 3503,75 \text{ dan/ml}$$

$$q = 3503,75 \text{ dan/ml}$$

3) calcul des sollicitations**3-a/ E.L.U.R**

$$M = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{3503,75 \times 4,05^2}{8} = 7183,78 \text{ dan.m}$$

travée

$$M_t = 0,85 M_u = 6106,21 \text{ dan.m}$$

appui

$$M_a = 0,4 M_u = 2873,51 \text{ dan.m}$$

V. 3.6.1. Ferrailage en travée et en appui**1)- En travée**

$$\mu = \frac{M_u^t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{61062,1}{30 \cdot (26)^2 \cdot 14,2} = 0,0212 > 0,186$$

$$\text{Pivot B} \quad \mu < \mu_l = 0,391 \quad A' = 0$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0275$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 0,80$$

$$A = \frac{M_u^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{61062,1}{0,80 \cdot 26 \cdot 348} = 8,43 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité : d'après BAEL91

$$A_{\min} = 0,23 \text{ bd} \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,23 \cdot 30 \cdot 26 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,3 \text{ cm}^2$$

c) Choix d'armature

$$A = \max(A_{\text{cal}}, A_{\text{min}})$$

$$A = 8,43 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Soit } 6T14 = 9,24 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

En appui

a- ELUR

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{28735,1}{30 \cdot (26)^2 \cdot 14,2} = 0,099 < 0,186$$

Pivots A : $A'=0$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{MPa}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}) = 0,1237$$

$$\beta = 1 - 0,4 \cdot \alpha = 0,95$$

$$A = \frac{M_{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{28735,1}{0,95 \cdot 26 \cdot 348} = 3,34 \text{cm}^2$$

Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,81 \text{cm}^2$$

Le choix d'armature

$$A_a = \max. (A_{\text{cal}} \cdot A_{\min}) = 3,34 \text{cm}^2$$

Soit $A_a = 3\text{T}14 = 3,93 \text{cm}^2/\text{ml}$ $e_p = 25 \text{ cm}$

$A_r = 3\text{T}14$ $e_p = 25 \text{ cm}$

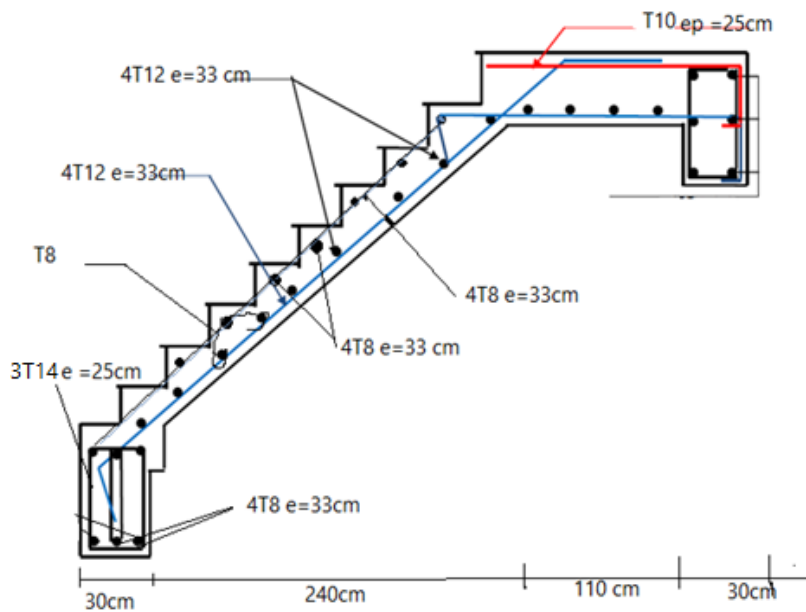


Figure.V.9 . Schéma de ferrailage d'escalier.

V.4.Calcul d'Ascenseur

La circulation verticale dans des immeubles de construction récente est en grande partie assurée par les ascenseurs. Vu le nombre assez important d'étages, un ascenseur est obligatoire afin d'assurer le confort et le bien être des usagers,

Un ascenseur est un dispositif mobile assurant le déplacement des personnes (et des objets) hauteur sur des niveaux définis d'une construction,

Les dimensions, la construction et le contrôle en temps réel pendant l'usage des ascenseurs permettent l'accès sécurisé des personnes.

Cet appareil élévateur est installé la plus part du temps dans une cage d'ascenseur (une trémie verticale fermée en générale à l'intérieur de l'édifice),

Les ascenseurs sont classés en plusieurs groupes selon leur usage. Ils sont composés de 3 parties essentielles :

- Le treuil de levage ;
- La cabine ou la benne ;
- Le contre poids ;

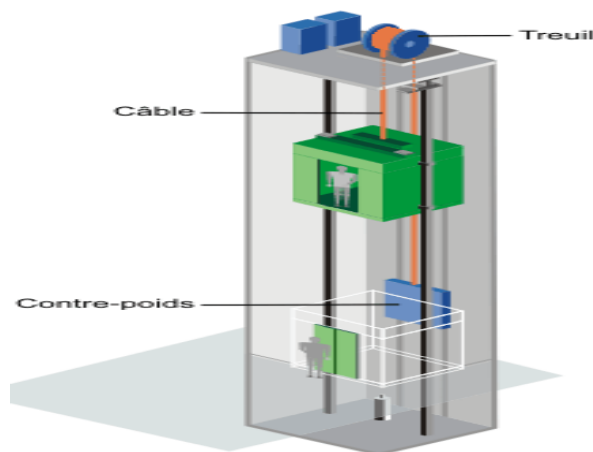


Figure . V.10.Plan d'action d'un ascenseur.

V.4.1. Etude de l'ascenseur

D'après la norme française **NF-P82-209** qui répartit les ascenseurs en cinq classes dont la classe I contient les ascenseurs destinés principalement au transport des personnes, que l'on désignait auparavant sous le terme simple d'ascenseur, les Dimensions de la cabine (voir constitution des ascenseurs et monte charge P58/59).

C'est ainsi que la norme **NF-P82-208** a adopté plusieurs types de cabine selon la charge à transporter, et pour un immeuble à usage d'habitation; On a opté pour un ascenseur de 08 personnes dont la charge maximale est d'environ 1000daN, donc; les dimensions sont :

-Largeur de la cabine :	$L_c = 1.10\text{m}$
-Profondeur de la cabine :	$P_c = 2.1\text{m}$
-Largeur de la gaine :	$L_G = 1.50\text{m}$
-Profondeur de la gaine :	$P_G = 1.70\text{m}$
-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 :	$e = 15\text{cm}$
-Hauteur de course :	$C = 47.68\text{ m}$

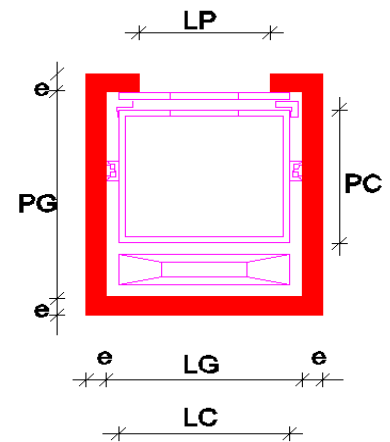


Figure.V.11. Dimensions de l'ascenseur.

Remarque

Les dimensions de l'ascenseur sont prises en assurant la protection contre le feu et le bruit, pour cela on prend l'épaisseur de la dalle machine égale à 15cm ; et une gaine d'ascenseur de vitesse supérieure à 1 m/s.

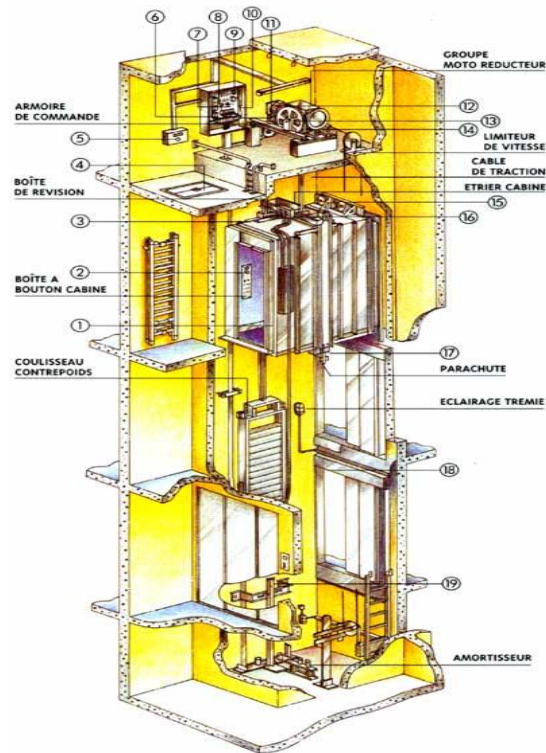


Figure. V.12. Ascenseur électrique.

V.4.2. Descente de charges

a. Surcharge d'exploitation

$Q = 1000 \text{ daN}$ (08 personnes)

b. Charges permanentes

1. **Masse de la cabine** : est composé de la somme des masses suivantes :

- **Masse des côtés**

La masse de la surface des cotés, augmentée de 10% à raison de 11.5 daN/m^2

$$S_1 = (L_c + 2 \cdot P_c) \cdot H_c = (1.10 + 2 \times 2.1) \times 2.20 = 11.66 \text{ m}^2$$

$$M_1 = (11.5 + 0.1 \times 11.66) \times 11.66 = 147.68 \text{ daN}$$

- **Masse du plancher**

La masse du plancher à raison de 70 daN/m^2 pour appareils de 300 à 600daN de charge .

- **Masse du toit**

La masse du toit a raison de 20 daN/m² :

$$S_3 = L_C \cdot P_C = 1.10 \times 2.10 = 2.31 m^2$$

$$M_3 = 20 \times 2.31 = 46.2 daN$$

- **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 600 daN de charge :

$$M_4 = 60 + (60 \times 1.10) = 126 daN$$

- **Masse de La porte de la cabine**

Partie fixe de 80 daN plus 25 daN/m² de surface de porte

$$M_5 = 80 + (25 \times 0.8 \times 2) = 120 daN$$

- **Masse du parachute**

Parachute à prise amortie $\Rightarrow M_6 = 100 daN$

- **Masse des accessoires :**

$$M_7 = 80 daN$$

- **Masse des poulies de mouflage**

Deux poulies supplémentaires $\Rightarrow M_8 = 30 \times 2 = 60 daN$

Donc le poids mort est égal à

$$P_T = \sum M_i = 108.54 + 107.80 + 30.8 + 126 + 120 + 100 + 80 + 60 = 841.7 daN$$

2. Masse du contre poids

$$M_p = P_T + \frac{Q}{2} = 841.7 + \frac{1000}{2} = 1341.7 daN$$

3. 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.

$$\begin{cases} D/d = 40 \Rightarrow d = D/40 = 500/40 \Rightarrow d = 12.5mm. \\ C_s = 13 \end{cases}$$

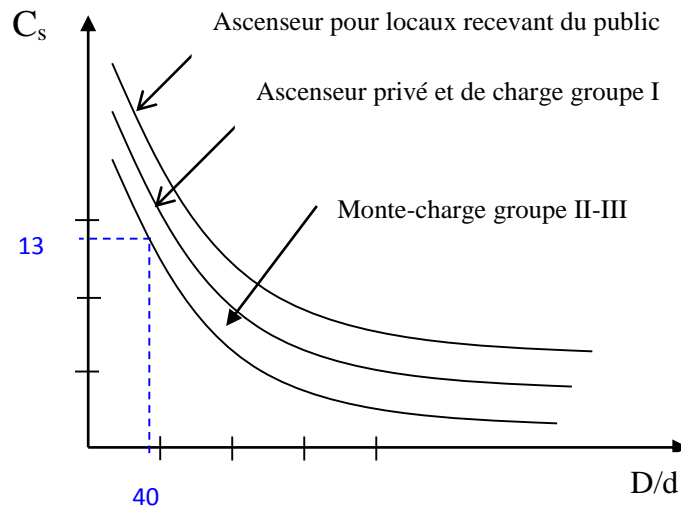


Figure. V.13 .Abaque de détermination de suspentes.

D : diamètre de la poulie de mouflage 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.

$$C_r = C_s \cdot M \Rightarrow C_r = 13 \times (1000 + 841.7) \Rightarrow C_r = 23942.1 \text{ daN}$$

Pour obtenir la charge de rupture minimale nécessaire **C_m**, il convient de faire intervenir le coefficient de câblage qui est égal à 0.85 donc:

$$C_m = \frac{C_r}{0.85} \Rightarrow C_m = \frac{23942.1}{0.85} = 28167.20 \text{ daN}$$

C_m égal aussi :

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

Avec :

m : type de mouflage ;

n : nombre de câble

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)

Tableau.V.8. Caractéristiques des câbles,

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

$$n = \frac{28167.2}{2 \times 8152} \Rightarrow n = 1.72 \quad \text{On prend : } n = 2 \text{ câbles.}$$

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 $d = 12.5 \text{ mm}$ tableau $\rightarrow M_L = 0.515 \text{ daN/m}_L$ et

C : course du câble (hauteur du course) $\Rightarrow C = 47.68 \text{ m}$.

$$M_c = 0.515 \times 2 \times 47.68 = 49.11 \text{ daN.}$$

4. Masse du treuil

$$M_g = 1200 \text{ daN}$$

Calcul de la charge permanente

$$G = P_p + P_m + P_{\text{cable}} + P_{\text{treuil}}$$

$P_{\text{treuil}} = 1200 \text{ daN}$; y compris le poids tu moteur

$$G = 841.7 + 1341.7 + 49.11 + 1200$$

$$G = 3432.51 \text{ daN}$$

Charge d'exploitation

$$Q = 1000 \text{ daN}$$

❖ Combinaisons fondamentales

➤ Etat limite ultime :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3432.51 + 1.5 \times 100 = 6133.88 \text{ daN.}$$

➤ Etat limite de service

$$q_{\text{ser}} = G + Q = 3432.51 + 1000 = 4432.51 \text{ daN.}$$

➤ Etude du plancher

a. Vérification de poinçonnement

Pour chacun des quatre appuis

$$q_a^u = \frac{q_u}{4} \Rightarrow q_a^u = 1533.47 \text{ daN}$$

$$q_a^{\text{ser}} = \frac{q_{\text{ser}}}{4} \Rightarrow q_a^{\text{ser}} = 1108.12 \text{ daN}$$

D'après l'article A.5.2.4 du B.A.E.L.9

$$\text{Si : } q_a^u \leq \frac{0.045 \times U_c \times f_{c28} \times h}{\gamma_b} \Rightarrow :$$

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 15cm;

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 $(10 \times 10) \text{ cm}^2$

$$U = a + 2 \cdot \frac{h}{2} = 10 + 2 \times \frac{15}{2} \Rightarrow U = 25 \text{ cm.}$$

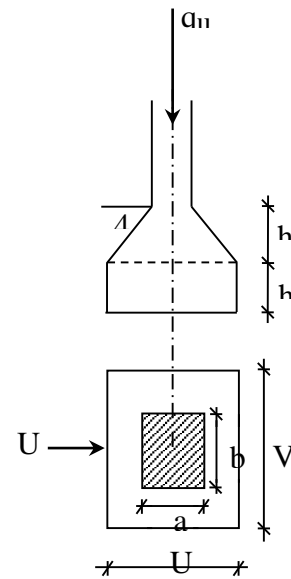


Figure. V.14. Schéma de la surface d'impact.

$$V = b + 2 \cdot \frac{h}{2} = 10 + 2 \times \frac{15}{2} \Rightarrow V = 25 \text{ cm.}$$

Donc :

$$U_c = 2 \times [U+V] \Rightarrow U_c = 100 \text{ cm.}$$

$$q_a^u = 1533.47 \text{ N} < \frac{0.045 \times 1000 \times 25 \times 150}{1.5} = 112500 \text{ N} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Conclusion:** La dalle résiste au poinçonnement.

b. Calcul des sollicitations

L'étude des dalles soumises à des charges localisées sera fait à l'aide des abaques de **PIGEAUT** et en plaçant les charges au centre ; leur moments seront par mètre linéaire.

$$\begin{cases} M_x = q_a \times (M_1 + \nu \cdot M_2) \text{ et} \\ M_y = q_a \times (M_2 + \nu \cdot M_1). \end{cases}$$

Avec :

ν : Coefficient de poisson.

M_1, M_2 : sans dimensions, sont donnés à partir des rapports U/L_x et V/L_y dans les abaques

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

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

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

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

➤ 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 m^2 sera :

$$\begin{cases} Q_a^u = \frac{q_a^u}{V \times U} = \frac{1533.47}{0.25^2} = 24535.52 \text{ daN/m}^2 \text{ et} \\ Q_a^{\text{ser}} = 2 \text{ daN/m}^2. \end{cases}$$

c. Calcul des moments dus aux charges concentrées

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

Soit pour 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.

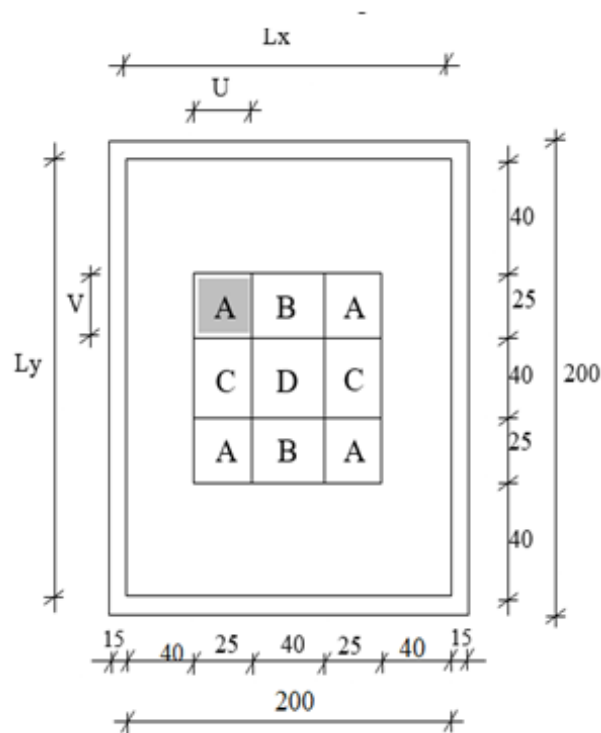


Figure.V.15. Shéma de dalle pleine d'ascenseur.

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

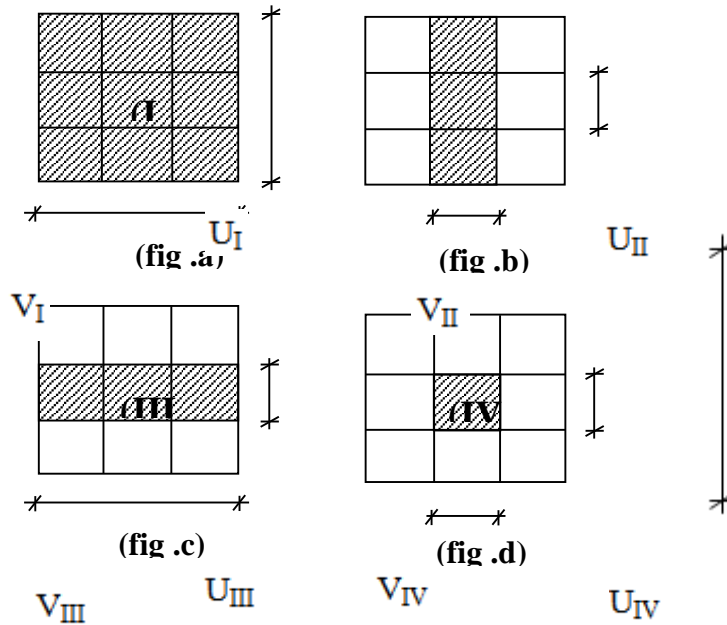


Figure.V.16.Chargement des panneaux.

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 :

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

$$\rho = \frac{Lx}{Ly} = \frac{2.0}{2.0} = 1 > 0.4 \quad \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

Tableau .V.9 . Les Moments dus à la charge concentrée à l'ELUR,

Rectangle	U (m)	V (m)	u/lx	v/ly	M ₁	M ₂
I	0,9	0,9	0.45	0.45	0.100	0.100
II	0,4	0,9	0.2	0.45	0.140	0.140
III	0,9	0,4	0.45	0.2	0.098	0.098
IV	0,4	0,4	0.2	0.2	0.180	0.180

Tableau .V.10. Résultats des moments,

	E.L.U.R				E.L.S			
	P (daN/m ²)	P' = P.S (daN)	M _x (daN.m)	M _y (daN.m)	P (daN/m ²)	P' = P.S (daN)	M _x (daN.m)	M _y (daN.m)
I	24535,52	19873.77	153.34	153.34	17729,92	14361.23	110.81	110.81
II	24535,52	8832.78	214.68	214.68	17729,92	6382.77	155.13	155.13
III	24535,52	8832.78	150.28	150.28	17729,92	6382.77	108.59	108.59
IV	24535,52	3925.68	275.98	275.98	17729,92	2836.78	199.46	199.46

Donc les moments au centre sont :

$$M_{XC} = M_{XI} - M_{XII} - M_{XIII} + M_{XIV}$$

$$M_{YC} = M_{YI} - M_{YII} - M_{YIII} + M_{YIV}$$

E.L.U.R

$$\begin{cases} M_{XC} = 153.34 - 214.68 - 150.28 + 275.98 \\ M_{YC} = 153.34 - 214.68 - 150.28 + 275.98 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_{XC} = 64.36 \text{ daN.m} \\ M_{YC} = 64.36 \text{ daN.m} \end{cases}$$

E.L.S

$$\begin{cases} M_{XC} = 110.81 - 155.13 - 108.59 + 199.46 \\ M_{YC} = 110.81 - 155.13 - 108.59 + 199.46 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_{XC} = 46.55 \text{ daN.m} \\ M_{YC} = 46.55 \text{ daN.m} \end{cases}$$

d. Descente des charges

Dalle machine : ($e_p = 15\text{cm}$) $\Rightarrow G = 0.15 \times 2500 = 375 \text{ daN/m}^2$

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.)

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35 \times 375 + 1.5 \times 100 = 656.25 \text{ daN/m}^2.$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$\bar{q}_u = q_u \times 1.00 = 656.25 \text{ daN/m}_L.$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.)

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

$$q_{\text{ser}} = 375 + 100 = 475 \text{ daN/m}^2.$$

Pour une bande de 1m de largeur

$$\bar{q}_s = q_s \times 1.00 = 475 \text{ daN/m}_L.$$

e. Calcul des sollicitations

➤ Etat limite ultime (E.L.U.)

$$\begin{cases} M_x^u = \mu_x^u \times \bar{q}_u \times L_x^2 & \text{Suivant la direction } L_x; \\ M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u & \text{Suivant la direction } L_y. \end{cases}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.)

$$\begin{cases} M_x^{\text{ser}} = \mu_x^{\text{ser}} \times \bar{q}_{\text{ser}} \times L_x^2 & \text{Suivant la direction } L_x; \\ M_y^{\text{ser}} = \mu_y^{\text{ser}} \times M_x^{\text{ser}} & \text{Suivant la direction } L_y. \end{cases}$$

Avec : μ_x et $\mu_y = f(\rho, \nu)$

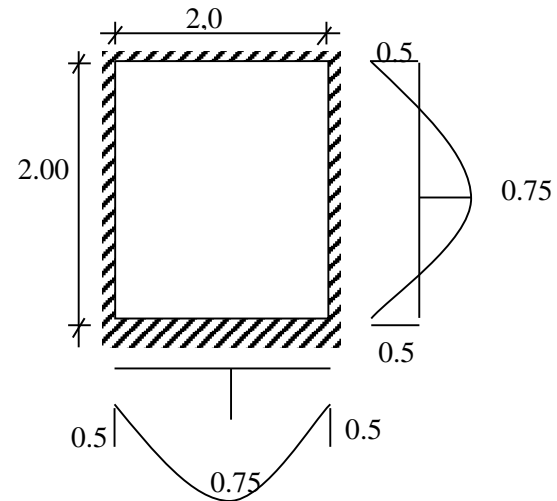


Figure. V.17. dimensions de panneau de dalle d'ascenseur.

- Coefficient de poisson :

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

Calcul des moments dus aux charges réparties

- Etat limite ultime (E.L.U.)

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.00}{2.00} = 1.00 \text{ tableau} \rightarrow \mu_x^u = 0.0456 \text{ et } \mu_y^u = 0.7834$$

$$M_{xr}^u = \mu_x^u \times \bar{q}_u \times L_x^2 = 0.0456 \times 656.25 \times 2.00^2 = 119.7 \text{ daN.m}$$

$$M_{yr}^u = \mu_y^u \times M_x^u = 0.7834 \times 119.7 = 93.77 \text{ daN.m}$$

- Etat limite de service

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.00}{2.00} = 1.00 \text{ tableau} \rightarrow \mu_x^{ser} = 0.0528 \text{ et } \mu_y^{ser} = 0.8502$$

$$M_{xr}^{ser} = \mu_x^{ser} \times \bar{q}_{ser} \times L_x^2 = 0.0528 \times 475 \times 2.00^2 = 100.32 \text{ daN.m}$$

$$M_{yr}^{ser} = \mu_y^{ser} \times M_x^{ser} = 100.32 \times 0.8502 = 85.29 \text{ daN.m}$$

f. Moments totaux sollicitant la dalle machine

Ce sont les moments dus aux charges concentrées et les moments dus aux charges

E.L.U.R

$$\begin{cases} M_x = M_{XC} + M_{xr} \\ M_y = M_{YC} + M_{yr} \end{cases} \quad \begin{cases} M_x = 64.36 + 119.7 \\ M_y = 64.36 + 93.77 \end{cases} \quad \begin{cases} M_x = 184.04 \text{ daN.m} \\ M_y = 158,13 \text{ daN.m} \end{cases}$$

E.L.S

$$\begin{cases} M_x = M_{XC} + M_{xr} \\ M_y = M_{YC} + M_{yr} \end{cases} \quad \begin{cases} M_x = 46.55 + 100,32 \\ M_y = 46.55 + 85,29 \end{cases} \quad \begin{cases} M_x = 146,87 \text{ daN.m} \\ M_y = 131,84 \text{ daN.m} \end{cases}$$

$$\text{On a : } \begin{cases} M_t = 0,75 \text{ M} \\ M_a = -0,5 \text{ M} \end{cases}$$

Tableau .V.11.Les moments en travée et sur appui,

	E.L.U.R	E.L.S
M_{xx}^t (daN.m)	138.03	110.15
M_{xx}^a (daN.m)	- 92.02	-73.43
M_{yy}^t (daN.m)	118.59	98.88
M_{yy}^a (daN.m)	-79.06	- 65.92

V. 4.3. Calcul du ferrailage de la dalle pleine

Sens X-X :

◆ En travée :

❖ E.L.U.R

$$d=0.9h = 13.5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{138.04}{14,16 \cdot 100 \cdot 13,5^2} = 0.005 < 0.186 \Rightarrow A'=0 \Rightarrow \text{pas d'armatures comprimées}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.005}) = 0.006$$

$$\beta = 1 - (0,4 \times 0.006) = 0.990$$

$$A_u^t = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = 0,29 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

❖ E.L.S

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right) \quad \eta = 1,6 \text{ pour les HA} \quad f_{tj} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min(266,6; 201,63) \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201$$

$$\mu_1 = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_s} = \frac{110.15 \times 10}{100 \times 13.5^2 \times 201,63} \Rightarrow \mu_1 = 0,00029$$

$$\lambda = 1 + 30\mu_1 = 1 + 30 \times 0,0013 \Rightarrow \lambda = 1,008$$

$$\cos \varphi = \lambda^{(-3/2)} = 1,027^{(-3/2)} \Rightarrow \cos \varphi = 0,986 \quad \text{donc: } \varphi = 9.60^\circ$$

$$\alpha_1 = 1 + 2\sqrt{\lambda} \times \cos\left(240 + \frac{\varphi}{3}\right) = 0,09$$

$$K_1 = \frac{15(1-\alpha_1)}{\alpha_1} = 151,16$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\overline{\sigma_s}}{K_1} = \frac{201,63}{151,16} \Rightarrow \sigma_{bc} = 1,33 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{28} = 0,6 \times 25 \Rightarrow \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} \Rightarrow A'_{ser} = 0$$

$$\beta_1 = 1 - \frac{\alpha_1}{3} = 1 - \frac{0,09}{3} \Rightarrow \beta_1 = 0,97$$

$$A_{ser}^t = \frac{M_{ser}}{\overline{\sigma_s} \times \beta_1 \times d} = \frac{110,15 \times 10}{201,63 \times 0,97 \times 13,5} \Rightarrow A_{ser}^t = 0,41 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13,5 \times \frac{2,1}{400} \Rightarrow A_{min} = 1,63 \text{ cm}^2$$

- **Armature finale :**

$$A^t = \max(A_u^t ; A_{ser}^t ; A_{min}) \Rightarrow A^t = 1,63 \text{ cm}^2.$$

- **Choix de la section appliquée :**

On prend : $A^t = 4T110 = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

◆ **En appui**

❖ **E.L.U.R**

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

$$\mu = \frac{M_{ux}^a}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2} = 0,003 < 0,186 \Rightarrow A' = 0 \Rightarrow \text{pas d'armatures comprimées}$$

$$\alpha = 1,25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,003}\right) = 0,004$$

$$\beta = 1 - (0,4 \times 0,004) = 0,998$$

$$A_u^a = \frac{M_U}{\sigma_s \times \beta \times d} = 0,33 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

❖ E.L.S

$$\overline{\sigma_s} = 201,63 \text{ MPa.}$$

$$\mu_1 = \frac{M_{\text{ser}}}{b \times d^2 \times \overline{\sigma_s}} = \frac{73.43}{100 \times 13.5^2 \times 201,63} \Rightarrow \mu_1 = 0,0001$$

$$\lambda = 1,005 ; \varphi = 7.40^\circ$$

$$\cos \varphi = \lambda^{(-3/2)} = 1,005^{(-3/2)} \Rightarrow \cos \varphi = 0,991$$

$$\alpha_1 = 1 + 2\sqrt{\lambda} \times \cos \left(240 + \frac{\varphi}{3} \right) = 0,072$$

$$K_1 = \frac{15(1-\alpha_1)}{\alpha_1} = 193.1$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\overline{\sigma_s}}{K_1} = \frac{201,63}{193.13} \Rightarrow \sigma_{bc} = 1,04 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{28} = 0,6 \times 25 \Rightarrow \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} \Rightarrow A'_{\text{ser}} = 0$$

$$\beta_1 = 1 - \frac{\alpha_1}{3} = 1 - \frac{0,172}{3} \Rightarrow \beta_1 = 0,976$$

$$A_{\text{ser}}^t = \frac{M_{\text{ser}}}{\overline{\sigma_s} \times \beta_1 \times d} = \frac{73.43 \times 10}{201,63 \times 0,976 \times 13.5} \Rightarrow A_{\text{ser}}^t = 0.27 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité**

$$A_{\text{min}} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13.5 \times \frac{2,1}{400} \Rightarrow A_{\text{min}} = 1,63 \text{ cm}^2$$

- **Armature finale :**

$$A^t = \max (A_u^t ; A_{\text{ser}}^t ; A_{\text{min}}) \Rightarrow A^{\text{min}} = 1.63 \text{ cm}^2.$$

- **Choix de la section appliquée**

On prend : $A^t = 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Pour le ferrailage dans le sens Y-Y, et le sens X-X il est résumé dans le tableau suivant

Tableau .V.12. : Section des armatures dans les sens Y-Y et X-X ,

	Travée	Appui
A_{YY} (cm ² /ml)	4T10 = 3,14	4T10 = 3,14
A_{XX} (cm ² /ml)	4T10 = 3,14	4T10 = 3,14
Espacement (cm)	33	33

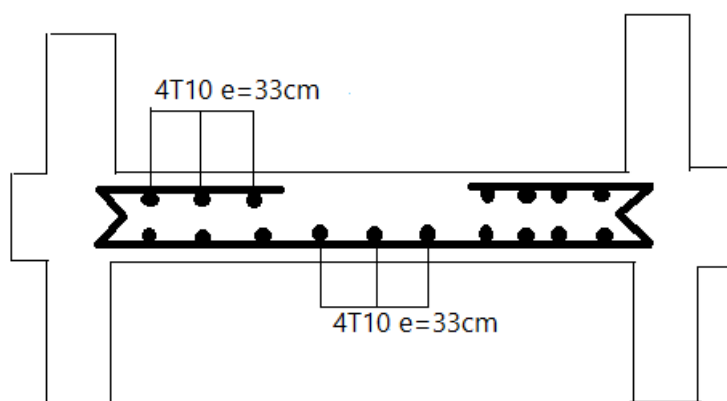


Figure. V.18.Schéma de Ferrailage de la dalle machine.

Chapitre VI

Étude dynamique en zone sismique

Chapitre VI : Étude dynamique en zone sismique

VI.1. Introduction

Un séisme est un phénomène naturel imprévu, il est le résultat d'une libération d'énergie potentielle accumulée dans les roches, provoqué par un jeu de mouvement des plaques tectoniques. Ces mouvements engendrent des contraintes au niveau des lignes de contact des plaques (failles), lorsque ces sollicitations deviennent trop élevées et dépassent un certain seuil « la résistance au frottement des roches », une rupture brutale d'équilibre se produit et donnera naissance à des ondes dites « sismique » qui se propageront dans toutes les directions pour atteindre la surface du sol et créer un tremblement de terre.

Durant l'année 2014, le nord de l'Algérie a connu une activité sismique assez mouvementée de l'ordre de 80 tremblements de terre par mois selon le CRAAG (Centre de recherche en Astronomie Astrophysique et Géophysique) dont certains ne sont pas ressentis par la population et pour cause ce phénomène n'est pas étranger à l'Algérie qui est située sur une zone sismique modérée.

Le séisme est pour une construction, une sorte d'épreuve de vérité au cours de laquelle sont infailliblement sanctionnés tous les manquements aux règles de bonne construction.

Par conséquent, l'établissement d'une étude sismique appropriée doit être obligatoire et avoir pour but de doter tout bâtiment construit d'une résistance efficace face aux forces sismiques.

VI.2. Étude sismique

L'étude sismique d'un ouvrage vise à déterminer les caractéristiques dynamiques de la structure soumise à des Vibrations Libres Non Amorties (VLNA) et à établir sa réponse.

Cette étude consiste aussi à évaluer les efforts produits par l'action du séisme sur la structure étudiée.

Les Règles Parasismique Algérienne (**RPA.99 modifié 2003**) préconise et fixe des méthodes de conception et calcul d'ouvrage en zone sismique à adopter :

- a) La méthode statique équivalente ;
- b) La méthode d'analyse dynamique modale spectrale ;

c) La méthode d'analyse dynamique accélérogrammes

VI.2.1 Condition d'application pour chaque Méthode

a) La méthode statique équivalente

Elle est utilisée si :

1) 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.

2) 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 8m.

b) 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.

c) La méthode d'analyse dynamique accélérogrammes

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.

VI.2.2 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.

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.

VI.2.3. Présentation du logiciel ETABS

ETABS (**E**xtended **3D** **A**nalysais of **B**uilding **S**ystem) est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments.

Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'élément autorisant l'approche du comportement de plusieurs types de structures.

VI.2.4. 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.

VI.2.5 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 RPA99 v 2003.

La zone d'implantation de notre structure est située à AIN DEFLA, classée zone **IIb** (moyenne sismicité) sur la carte de zonage sismique algérienne.

Notre structure appartient au groupe d'usage 2 (ouvrages courants ou d'importance moyenne) d'après le même règlement (page 22).

$$\text{Résultat : } A = 0,20 \left\{ \begin{array}{l} \text{Zone IIb} \\ \text{Groupe 2} \end{array} \right.$$

- **Facteur d'amplification dynamique moyen « D »**

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

$$\left\{ \begin{array}{ll} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (T_2 / T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta (T_2 / 3.0)^{2/3} (3.0 / T)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{array} \right.$$

T_2 : Période caractéristique associée à la catégorie du site Le site d'implantation de la structure appartient à la catégorie des sites meuble (S3), donc $T_2 = 0,50$ sec

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

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 0.7$$

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Puisque notre structure est composé exclusivement de voiles en Béton armé donc : $\xi = 10\%$

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + 10)}$$

$$\eta=0.76>0.7 \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

T : la période fondamentale de la structure, elle peut être estimée à partir de la formule empirique suivante :

$$T = 0.09 h_N / \sqrt{D}$$

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

$$\rightarrow h_N = 30,4\text{m}$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} D_x=35.9\text{m} \\ D_y=15.55\text{m} \\ T_x=0.09 \times 30.4 / \sqrt{35.9} = 0.45 \text{ sec} \\ T_y=0.09 \times 30.4 / \sqrt{15.55} = 0.69 \text{ sec} \end{array} \right.$$

Il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux

Valeurs :

$$\left\{ \begin{array}{l} T(x) = \min (T , T_x) \rightarrow T(x) = \min (0.5, 0.45) \\ T(y) = \min (T , T_y) \rightarrow T(x) = \min (0.5 , 0.69) \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} T(x) = 0.45\text{sec} \\ T(x) = 0.5 \text{ sec} \end{array} \right.$$

En fin :

$$\left\{ \begin{array}{l} T_2 = 0.5\text{sec} \geq T(x) = 0.45\text{sec} \\ T_2 = 0.5\text{sec} \leq T(x) = 0.69\text{sec} \leq 3.0\text{sec} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} D = 2.5\eta \\ D = 2.5\eta (T_2 / T)^{2/3} \end{array} \right.$$

$$D(x) = 2.5 \times 0.76 \rightarrow D(x) = 1.9$$

$$D(y) = 2.5 \eta (0.5 / 0.69)^{2/3} \rightarrow D(y) = 1.53$$

• **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 :

$$Q = 1 + \sum_1^5 Pq$$

Pq est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non".

Tableau VI.1.: Valeurs des pénalités P_q :

Critère q	P_q	
	Observé	Non observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0.05
2. Redonance en plan	0	0.05
3. Régularité en plan	0	0.05
4. Régularité en élévation	0	0.05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0.10

$$Q = 1 + \sum p_q = 1 + 0.2 = 1.2 \rightarrow Q = 1.2$$

$$Q_x = Q_y = 1.2$$

- **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 de (RPA99.2003) Le système de contreventement de notre structure est constitué uniquement de voiles porteurs $\rightarrow R = 3,5$

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

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

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

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

$\beta = 0.2$

W : Le poids totale de la structure est donnée par le logiciel de calcul « ETABS » que nous avons utilisé pour notre modélisation

VI.2.6. Vérification de la condition des résultantes des forces sismique

d'après l'article 4.3.6 du RPA99/2003, La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée

$$V(\text{dynamique}) > 80\% V(\text{statique})$$

VI.2.7. Principe de la méthode d'analyse dynamique modale spectrale

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

L'action sismique est représenté par une courbe retraçant la variation d'accélération spectrale relative « S_a/g » d'un point du sol sous l'effet des secousses sismiques en fonction de la période propre de leurs oscillations non amorties.

Cette action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

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

VI.2.8. Modélisation mathématique par la méthode des éléments finis

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

- ✓ de mieux circonscrire les sollicitations auxquelles sont soumis les ouvrages
- ✓ de développer des méthodes de calculs
- ✓ d'obtenir un juste équilibre entre l'économie et la sécurité
- ✓ de libérer le projeteur des phases mécaniques, de l'évaluation des sollicitations statiques et dynamiques.

Il faut cependant garder à l'esprit que l'ordinateur traite le modèle de structure qu'on lui donne, même si le modèle choisi n'est pas tout à fait compatible, compte tenu de la structure et des possibilités du logiciel utilisé. Certes, tout traitement sur ordinateur comporte une « surveillance » qui lui permet de repérer les fautes de codage, mais l'erreur de jugement faite a priori dans le choix du modèle et, a posteriori, dans l'interprétation des résultats, ne peut être mise en évidence par aucun programme.

La modélisation de la structure implique la prise en compte d'un certain nombre N de degrés de liberté. Le calcul de la réponse dynamique de la structure demande le calcul d'un certain nombre n de modes propres. Afin d'optimiser ce calcul, il faut acquérir au moment de la modélisation, la certitude qu'un nombre de mode limité pourra assurer le calcul de la réponse dynamique recherchée.

D'après le RPA99/2003, les structures irrégulières en plans (notre structure), sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, doivent être représenté par un modèle tridimensionnel, encastré a la base et ou les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec un seul (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

VI.2.9. 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.

VI.3. Modélisation

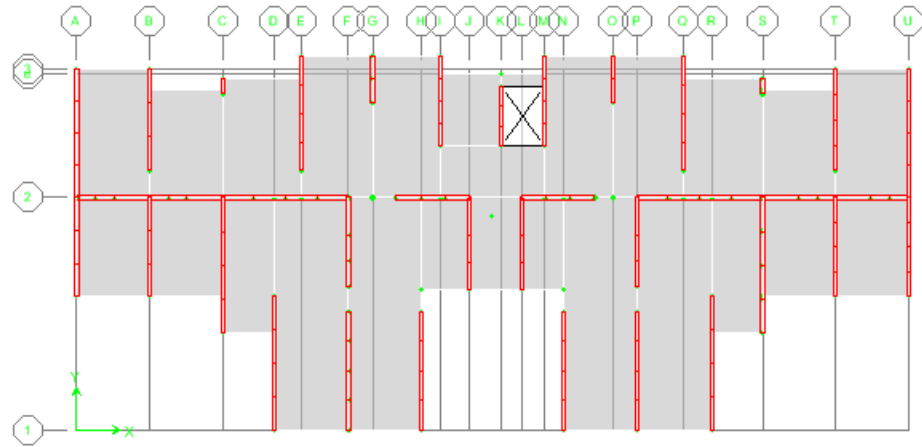


Figure.VI.1. Vue en plan de la structure sur ETABS.

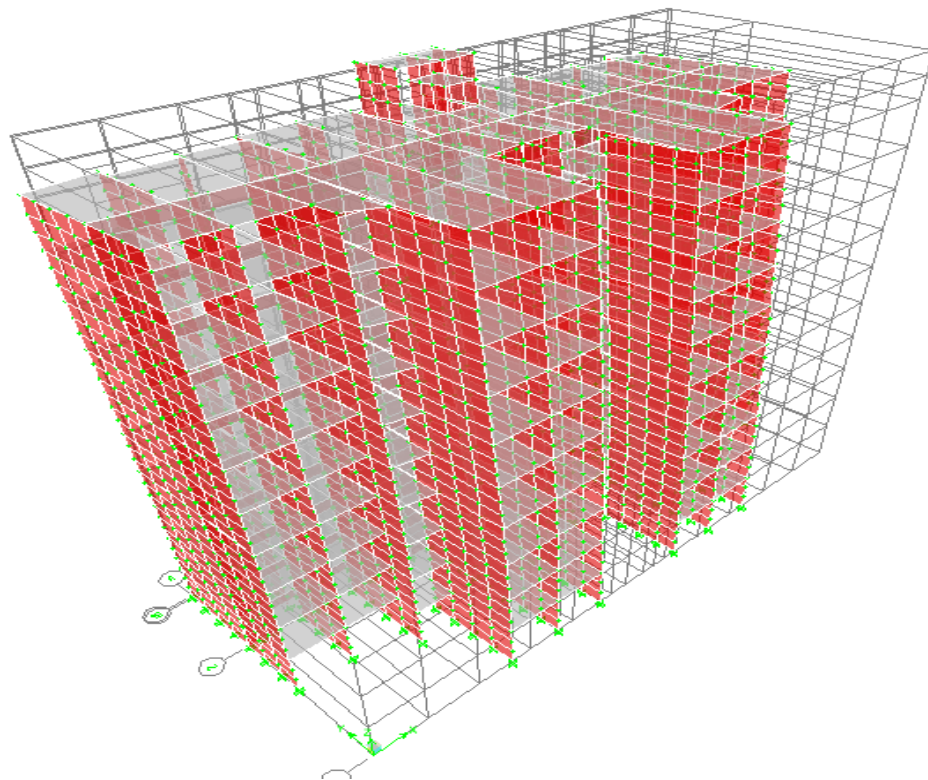


Figure.VI.2 : Image 3D de la structure sur ETABS.

VI.4. Résultats de l'analyse

a) Période et facteur de participation massique

Tableau VI.2 : Périodes et facteur de participation modale

Mode	période	UX	UY	ΣUX	ΣUY
1	0.548524	0.0034	66.0809	0.0034	66.0809
2	0.538543	68.6375	0.0033	68.6409	66.0842
3	0.460619	2.1258	0.0001	70.7666	66.0843
4	0.421589	3.2796	0	74.0462	66.0843
5	0.151299	16.1415	0	90.1877	66.0843
6	0.105359	0	20.7709	90.1877	86.8552
7	0.089731	0.0867	0	90.2744	86.8552
8	0.076956	4.6419	0	94.9163	86.8552
9	0.051365	2.2989	0	97.2152	86.8552
10	0.044798	0	6.5127	97.2152	93.368

➤ Interprétation des résultats

1) La période fondamentale du modèle étudié, est estimé $T_{dyn} = 0,5485$ sec.

Il y a lieu de vérifier l'inégalité de l'article 4.2.4.4 du RPA99/2003 :

$$T_{dyn} < 1,3 \times T_{amp}$$

$T_{amp}(x) = 0,45$ sec $0,5485$ sec $< 1,3 \times 0,45 = 0,585$ sec.....condition vérifié

$T_{amp}(y) = 0,5$ sec $0,5485$ sec $< 1,3 \times 0,5 = 0,65$ sec.....condition vérifié

2) Le premier mode est un mode de translation suivant le sens (yy) ;

3) Le deuxième mode est un mode translation suivant le sens (xx) ;

4) Le troisième mode est un mode de torsion ;

5) Les facteurs de participations massiques ont atteint plus de 90% au 10ème mode ;

la condition des résultantes des forces sismique

$$V_x = \frac{A \times D(x) \times Q}{R} \times W = \frac{0.2 \times 1.9 \times 1.2}{3.5} \times 59063.57 = 7695.13 \text{ KN}$$

$$V_x = \frac{A \times D(x) \times Q}{R} \times W = \frac{0.2 \times 1.53 \times 1.2}{3.5} \times 59063.57 = 6196.61 \text{ KN}$$

$$\text{Vérification} \left\{ \begin{array}{l} V_{Dx} = 7666.562 \text{ KN} > 0.8 \times 7695.13 \text{ KN} = 6156.104 \text{ KN} \rightarrow \text{cv} \\ V_{Dx} = 7261.33 \text{ KN} > 0.8 \times 6196.61 \text{ KN} = 4957.28 \text{ KN} \rightarrow \text{cv} \end{array} \right.$$

Le poids de notre structure $W = 59069 \text{ KN}$

b) Calcul du centre de gravité des masses et centre de rigidité

• Centre de gravité des masses

C'est le point de passage de la force d'inertie engendrée par le tremblement de terre à niveau d'étage i .

Chaque étage possède un centre de gravité (CM_j) à priori différent de celui des autres étages. Pour déterminer les sollicitations d'un niveau i d'un bâtiment de n étages soumis à une action sismique, il faut connaître la position de la force horizontale résultante V_i appliquée au même étage.

V_i étant la somme des forces d'étage au-dessus du niveau (i), elle passe par le centre de gravité (CM_i) de l'ensemble des étages situés au-dessus de l'étage i .

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

$$X_{CM_i} = \frac{\sum_{j=i+1}^n m_j x_j}{\sum_{j=i+1}^n m_j}$$

$$Y_{CM_i} = \frac{\sum_{j=i+1}^n m_j y_j}{\sum_{j=i+1}^n m_j}$$

➤ 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 (CR_i) des éléments structuraux verticaux du niveau i .

La position du centre de rigidité (CR_i) du niveau i dépend des raideurs des éléments structuraux verticaux (colonnes, voiles, noyaux) du même niveau ainsi que les raideurs des 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 (**CRi**). Sa détermination exacte est difficile, c'est pourquoi l'analyse automatique par le logiciel ETABS est indispensable afin de faciliter cette opération comme le montre le tableau ci-dessous.

Tableau VI.3 : Caractéristiques massiques et géométriques

Niveau	Position du centre de masse		Position du centre de Rigidité		Excentricité	
	XCM	YCM	XCR	YCR	ex	ey
9 ^{ème}	17.928	9.202	17.956	8.715	-0.028	0.487
8 ^{ème}	18.121	13.677	18.052	13.126	0.069	0.551
7 ^{ème}	17.957	9.034	17.953	10.488	0.004	-1.454
6 ^{ème}	17.957	9.034	17.954	10.53	0.003	-1.496
5 ^{ème}	17.957	9.034	17.954	10.203	0.003	-1.169
4 ^{ème}	17.957	9.034	17.955	9.828	0.002	-0.794
3 ^{ème}	17.957	9.034	17.955	9.505	0.002	-0.471
2 ^{ème}	17.958	9.033	17.955	9.249	0.003	-0.216
1 ^{er}	17.957	9.034	17.955	9.051	0.002	-0.017
RDC	17.957	9.034	17.955	9.052	0.002	-0.018

C) 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 (**CMi**) et les centres de rigidité (**CRi**) à chaque étage. Cette excentricité résultant de la non coïncidence de ces deux centres est dite "**naturelle**".

Il existe aussi une autre forme de torsion, issue des incertitudes et phénomènes additionnels divers qu'on appellera par la suite torsion "**accidentelle**" et qui est traduite par une **excentricité accidentelle**, additionnelle à l'excentricité structurale.

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

D'après l'article **4.3.7 du RPA99/2003**, l'excentricité accidentelle (additionnelle) est égale à $0,05 \pm L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction. On effectuera par la suite les calculs suivants :

$$e_x \text{ accidentelle} = 0,05 \times L_x \rightarrow e_x \text{ accidentelle} = 0,05 \times 35,9\text{m} = 1,795 \text{ m}$$

$$e_y \text{ accidentelle} = 0,05 \times L_y \rightarrow e_y \text{ accidentelle} = 0,05 \times 15,52\text{m} = 0,776 \text{ m}$$

Remarque : L'excentricité naturelle ne dépasse pas l'excentricité accidentelle.

d) Calcul et vérification des déplacements des planchers

➤ Déplacement maximum absolu

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 :

Tableau VI.4 : Déplacement horizontal de chaque niveau

Niveau	$\delta_{ek} = \text{Sens x-x (mm)}$	$\delta_{ek} = \text{Sens y-y (mm)}$
9 ^{ème}	0.0482	0.021945
8 ^{ème}	0.0173	0.0192
7 ^{ème}	0.0156	0.0167
6 ^{ème}	0.0139	0.0141
5 ^{ème}	0.012	0.0116
4 ^{ème}	0.0101	0.0091
3 ^{ème}	0.0081	0.0068
2 ^{ème}	0.0061	0.0047
1 ^{er}	0.0041	0.0029
RDC	0.0024	0.0014

➤ **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 (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement (R = 3,5)

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égale

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Après calcul nous obtiendront les résultats illustrés dans le tableau ci-après :

Tableau VI.5 : Déplacements latéraux inter étages

Niveau	Sens longitudinal (xx)			Sens transversal (yy)		
	δ_k	$\delta_k=R*\delta_{ek}$	$\Delta_k=\delta_k-\delta_{k-1}$	δ_k	$\delta_k=R*\delta_{ek}$	$\Delta_k=\delta_k-\delta_{k-1}$
9 ^{émé}	0.0482	0.1687	0.1687	0.021945	0.076806	0.076806
8 ^{émé}	0.0173	0.06055	0.10815	0.0192	0.067201	0.009606
7 ^{émé}	0.0156	0.0546	0.00595	0.0167	0.058451	0.00875
6 ^{émé}	0.0139	0.04865	0.00595	0.0141	0.04935	0.009101
5 ^{émé}	0.012	0.042	0.00665	0.0116	0.0406	0.00875
4 ^{émé}	0.0101	0.03535	0.00665	0.0091	0.03185	0.00875
3 ^{émé}	0.0081	0.02835	0.007	0.0068	0.0238	0.00805
2 ^{émé}	0.0061	0.02135	0.007	0.0047	0.01645	0.00735
1 ^{er}	0.0041	0.01435	0.007	0.0029	0.01015	0.0063
RDC	0.0024	0.0084	0.00595	0.0014	0.0049	0.00525

e) 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.

$$\Delta_k \leq \bar{\Delta} \rightarrow \bar{\Delta} = 0,01 \times h_e = 2,89 \text{ cm ; donc la condition est vérifié}$$

➤ **Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ**

L'effet P-Δ (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"

$$P_k = \sum_{i=k}^n W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k" → $V_k = \sum_{i=k}^n F_i$

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

h_k : hauteur de l'étage « k ».

Les résultats des calculs sont illustrés dans le tableau ci-après :

Tableau VI.6 : Calcul du coefficient Θ

Niveau	P _k (KN)	h _k (m)	Sens longitudinal (xx)			Sens transversal (yy)		
			Δ ^x _k (m)	V ^x _k	Θ _x	Δ ^y _k (m)	V ^y _k (m)	Θ _y
9 ^{émé}	177.767	3.04	0.10815	163.0601	0.038784	0.009606	112.9902	0.004971
8 ^{émé}	353.6407	3.04	0.00595	1678.501	0.000412	0.00875	1825.061	0.000558
7 ^{émé}	529.8185	3.04	0.00595	2955.071	0.000351	0.009101	3083.861	0.000514
6 ^{émé}	705.9767	3.04	0.00665	4024.242	0.000384	0.00875	4060.161	0.0005
5 ^{émé}	882.1348	3.04	0.00665	4927.202	0.000392	0.00875	4852.052	0.000523
4 ^{émé}	1058.303	3.04	0.007	5688.772	0.000428	0.00805	5510.972	0.000509
3 ^{émé}	1234.461	3.04	0.007	6324.782	0.000449	0.00735	6062.312	0.000492
2 ^{émé}	1410.619	3.04	0.007	6842.632	0.000475	0.0063	6517.252	0.000449
1 ^{er}	1409.01	3.04	0.00595	7242.522	0.000381	0.00525	6875.382	0.000354
RDC	1409.295	3.04	0.00525	7519.892	0.000324	0.0035	7126.793	0.000228

Conclusion

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

➤ Vérification au renversement

Afin de s'assurer de la stabilité du bâtiment au renversement, il faut procéder à la vérification suivante :

$$\frac{M_{\text{stabilisateur}}}{M_{\text{renversant}}} \geq 1,5$$

M_s : Moment stabilisant $\rightarrow M_s = W \times L / 2$

M_r : Moment de renversement $\rightarrow M_r = \sum F_i \times h_i$

W : Poids du bâtiment.

F : Force sismique au niveau i .

Sens Longitudinal (xx) :

W (KN)	Lx (m)	Ms (KN.m)	Mr (KN.m)	Ms / Mr	vérification
59063.57	35.90	1060191.08	206664.9298	5.13	cv

Sens Longitudinal (yy) :

W (KN)	Ly (m)	Ms (KN.m)	Mr (KN.m)	Ms / Mr	vérification
59063.57	15.57	459809.892	143690.5913	3.2	cv

Chapitre VII

Étude des voiles

Chapitre VII : Étude des voiles

VII.1 Introduction

Dans leur grande majorité, les constructions en béton armé sont contreventées par des refends. Les murs de contreventement, ou refends, peuvent être définie comme des structures planes ayant deux dimensions grandes par rapport à la troisième (l'épaisseur), ils peuvent être aussi définis comme étant des poteaux « allongés » de longueur supérieure à cinq fois leurs épaisseurs. En béton armé ou non armé, ils assurent d'une part le transfert des charges verticales apportées par les planchers (fonction porteuse) et d'autre part la stabilité sous l'action des charges horizontales du au vent et au séisme (fonction de contreventement).

Appelé également « voiles », ils peuvent également servir de :

- Cloisons de séparation entre les locaux ou les chambres et garantir une isolation acoustique ainsi qu'une protection incendie (coupe-feu).
- murs de façade, murs pignons
- voiles périphériques, voiles soubassement de plus, les murs de contreventement se distinguent par le nombre limité d'ouvertures ou de passages qu'ils comportent.

VII.2 Principe

Avant de procéder au calcul béton armé (ferraillage), il est bien logique d'essayer d'analyser :

- Le mode de fonctionnement d'un voile
- à quoi, un voile peut être sollicité ?
- comment, un voile peut assurer son rôle de contreventement ?

Les voiles peuvent être assimilés à des consoles verticales soumises à une sollicitation de flexion composée avec compression, ayant un certain degré d'encastrement à la base, sur des fondations (superficielles, semi- profondes ou profondes).

La déformation prépondérante des refends est une déformation de flexion due aux moments de renversements. La fonction de contreventement peut être assurée si l'effort normale de compression, provenant des charges verticales (des planchers) est suffisant pour que, sous l'action du moment de reversement, le centre des pressions reste à l'intérieur de la section du mur.

Plusieurs méthodes de calcul existent, leurs applications dépendent du modèle choisi, compte tenu de la forme du bâtiment, des dispositions et de la régularité des murs, de l'existence et de la position des ouvertures.

Dans le cas général, quand il y a plusieurs éléments de contreventement de formes et de conditions d'appuis différents, la répartition ne peut se faire que par l'emploi de l'ordinateur. Un calcul manuel est toujours possible mais il est très judicieux.

Faut-il le rappeler, la méthode des éléments finis est une des méthodes qui consiste à remplacer la structure réelle par un modèle d'analyse constitué d'un nombre réduit d'éléments ; le plancher sera modélisé en éléments finis, donc la distribution de l'effort horizontal entre les refends sera faite en même temps que le calcul d'ensemble.

Cette méthode permet de résoudre n'importe quel problème de contreventement pour autant que le découpage soit effectué judicieusement. On peut, notamment prendre en compte toutes les irrégularités dans les refends, les déformations des planchers et obtenir la répartition des forces horizontales dans les murs porteurs, quelle que soit la distribution des ouvertures.

VII.3 Réglementation

Les murs et parois en béton banché sont exclus des règles **BAEL91** et font l'objet du "**DTR-B.C.-2.41**", et du "**CBA 93**". Les dispositions prévues par ces derniers, sont aussi applicable aux constructions situées dans des zones sujettes aux séismes, il est cependant nécessaire de satisfaire aux règles parasismiques (**RPA99/2003**), lesquelles prévoient également des dispositions constructives. Le calcul des armatures se fera à la flexion composée en considérant les combinaisons d'action ci-après, pour la détermination des sollicitations et des déformations:

$$\begin{cases} G + Q + E \\ 0,8G + E \end{cases}$$

Avec :

G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitation non pondérées.²

E : action du séisme.

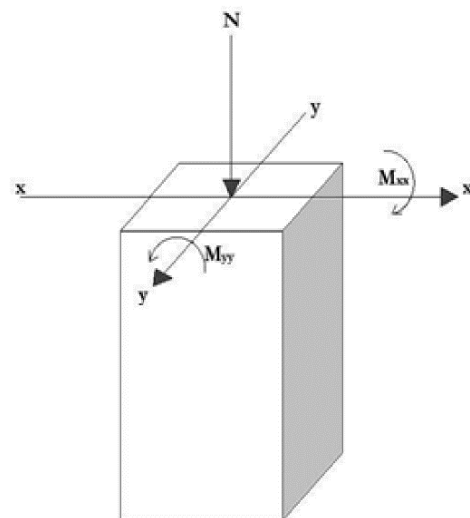


Fig. VII.1. Les sollicitations sur les voiles.

Les sollicitations sur les voiles

Trois cas de flexion composée sont à considérer pour la détermination de la nature de la section, tout dépend de la position de l'axe neutre (entre ou en dehors des armatures). Soit on aura :

- 1- Section entièrement tendue (SPT)
- 2- Section partiellement comprimée (SPC).
- 3- Section entièrement comprimée (SEC).

Tout en admettant que :

- $N < 0 \Rightarrow$ un effort de compression.
- $N > 0 \Rightarrow$ un effort de traction.

Le calcul se fera dans un cas de fissuration jugée peu préjudiciable. De ce fait, le dimensionnement sera réalisé à l'E.L.U.R et/ou l'E.L.U de stabilité de forme dans le cas de flexion composée avec effort normal de compression, et les contraintes seront vérifiées à l'E.L.U vis-à-vis de la durabilité.

VII.4 Ferrailage des voiles

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

a) 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 direction² de leur plan moyen en appliquant les règles classiques de béton armé (cf. **DTR-B.C.-2.41 "CBA 93"**).

Si la deuxième condition n'est pas respectée, il y a lieu de faire le calcul de vérification dans les deux directions; Le calcul dans la deuxième direction (direction orthogonale à la direction du plan moyen) doit alors se faire en suivant les règles du **DTR-B.C. 2.42 "Règles de conception des parois et murs en béton"**. Le calcul se fera dans ce cas pour des bandes verticales de largeur **d** comme suite :

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

l' : la longueur de la zone comprimée.

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

On devra disposer les ferrailages suivants:

- des aciers verticaux (article **7.7.4.1 du RPA99/2003**)
- des aciers horizontaux (article **7.7.4.2 du RPA99/2003**)

b) Le ferrailage des linteaux

Les linteaux sont calculés en flexion simple, (avec les efforts M, V) On devra disposer :

- 2- 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 à 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 :

$$\tau_u = \frac{\overline{V}_u}{b.d} \leq \overline{\tau}_u$$

Avec :

$$\overline{V}_u = 1,4 V_u \text{ calculé}$$

b : épaisseur du voile

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

$$\overline{\tau}_u = 0,2 \times f_{c28}$$

h : hauteur totale de la section brute

VII.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 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Globalement dans la section du voile: } A_{min} = 0,15\% \times b \times h \\ \text{En zone courante: } A_{min} = 0,10\% \times b \times h \end{array} \right.$$

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes : $\delta \leq \min(221,5 \times e ; 30\text{cm})$ en zone courante.

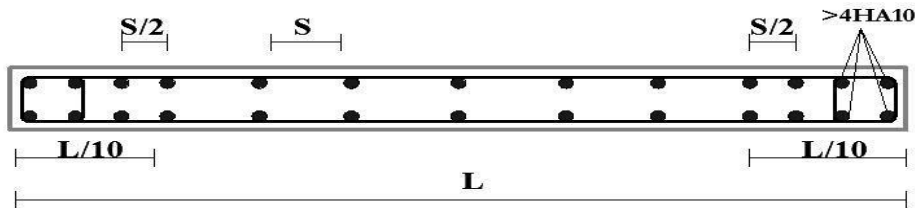


Figure. VII.2. Disposition vertical des armatures dans les voiles.

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins par quatre épingles au m^2 . 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% Pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible ;
 - 20% pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Quelques dispositions de ferrailrages

1) Dispositions propres aux dalles et aux diaphragmes

D'après l'article 7.8 du RPA/2003, il doit exister un chaînage périphérique continu d'au moins 3cm^2 de section d'acier et un chaînage au croisement de chaque élément de contreventement avec le plancher, de section minimale $1,5\text{cm}^2$ et respectant la règle de $0,28L$ dans le cas de contreventement par voile, et de $0,50L$, dans le cas de contreventement par portiques, L étant la largeur chaînée exprimée en mètres.

2) Dispositions propres aux éléments porteurs : (article 7.10 du RPA/2003)

- **Poutres, poutrelles et dalles**

Il faut s'assurer d'une bonne liaison de l'élément porté sur l'élément porteur par l'intermédiaire d'armatures réalisant la continuité mécanique du ferrailage. Cette continuité mécanique peut être assurée soit par la continuité des aciers inférieurs, soit par des chapeaux équilibrant au moins $0,15M_0$, soit par des barres relevées ancrées sur appuis.

- **Poteaux**

La continuité mécanique des armatures doit être assurée aux extrémités des poteaux. De plus les armatures transversales aux extrémités du poteau sur la hauteur b doivent avoir un espacement maximal à ne pas dépasser, soit:

le minimum de $(12\phi_1 ; 0,5a ; 30\text{cm})$.

Espacement

D'après l'Art 7.7.4.3 du RPA 2005, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1.5 \times e$$

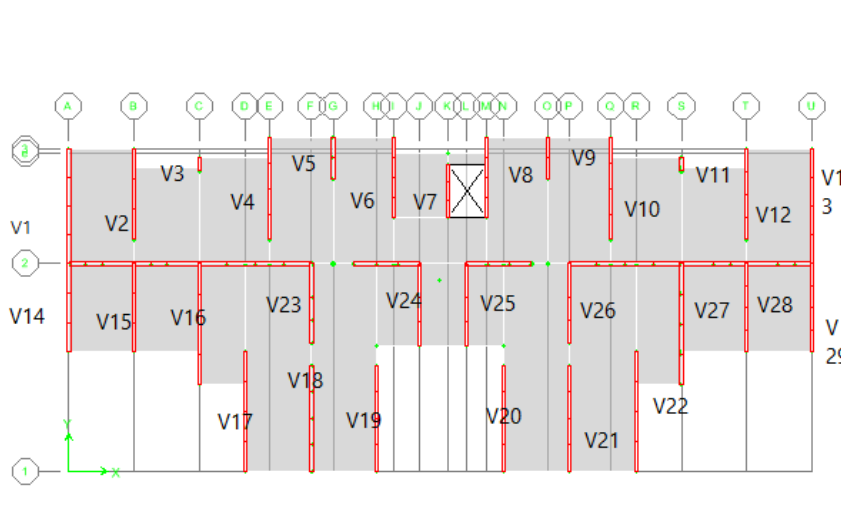
$$S \leq 30\text{cm}$$

Avec : e = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (0.1) de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à (15 cm) .

VII.6 Calcul du ferrailage des voiles

Nous prendrons comme exemple de calcul, le trumeau excentré du voile du RDC ainsi que le linteau adjacent. Et pour cause ce voile comporte plusieurs ouvertures.



➤ Vérification au flambement

$$\bar{\lambda} = \max \left[50; \left(\frac{67 \times e_a}{h} ; 100 \right) \right]^2$$

$$e_a = \max \left(2\text{cm}; \frac{h_e}{250} \right) \Rightarrow e_a = 2\text{cm}$$

$$\Rightarrow \bar{\lambda} = \max \left[50; \left(\frac{67 \times 2}{100} ; 100 \right) \right]$$

$$\Rightarrow \bar{\lambda} = 50$$

$$\lambda = l_f \frac{\sqrt{12}}{a} \Rightarrow l_f = 0,7 \times l \Rightarrow l_f = 0,7 \times 2,89 = 2,023m \Rightarrow \lambda = 2,023 \frac{\sqrt{12}}{0,15}$$

$$\Rightarrow \lambda = 46,71 < \bar{\lambda} = 50$$

➤ VII.7.Ferrailage Récapitulative des autres voiles

Ferrailage longitudinal(2,15)

Eta ge	Combinaison	N(t)	M(T, m)	L(m)	e(m)	A(m ²)	I(m ⁴)	V(m)	$\sigma_t(t/m^2)$	$\sigma_c(t/m^2)$	Lt(m)	N(t)	A min		A(c m ²)	A /cho si)
9 ^e me étage	G+Q+Ex	5.22	5.21	4.35	0.15	0,341	0.129	1.065	58.380	-27.747	1.44	6.74	5.01	6.5	6.79	(2x6T12) e=15 + (2xTSØ5) e=15
	G+Q+Ey	2.08	8.45	4.35	0.15	0,341	0.129	1.065	75.940	-63.741	1.21	7.04		3.41		
	0,8G+Ex	6.41	4.85	4.35	0.15	0,341	0.129	1.065	58.809	-21.297	1.26	7.37		1.47		
	0,8G-Ex	-4.62	-10.25	4.35	0.15	0,341	0.129	1.065	71.166	-98.380	0.89	5.09		5.02		
	0,8G+Ey	2.27	9.45	4.35	0.15	0,341	0.129	1.065	84.770	-71.449	1.16	7.84		4.57		
	0,8G-Ey	-4.59	-14.37	4.35	0.15	0,341	0.129	1.065	105.380	-132.244	0.94	7.95		3.59		
8 ^e me étage	G+Q+Ex	5.22	5.21	4.35	0.15	0,341	0.129	1.065	58.380	-27.747	1.44	6.74	5.01	6.35	6.79	(2x6T12) e=15 +(2xTSØ5) e=15
	G+Q+Ey	2.08	8.45	4.35	0.15	0,341	0.129	1.065	75.940	-63.741	1.21	7.04		4.41		
	0,8G+Ex	6.41	4.85	4.35	0.15	0,341	0.129	1.065	58.809	-21.297	1.26	7.37		3.96		
	0,8G-Ex	-4.62	-10.25	4.35	0.15	0,341	0.129	1.065	71.166	-98.380	0.89	5.09		5.02		
	0,8G+Ey	2.27	9.45	4.35	0.15	0,341	0.129	1.065	84.770	-71.449	1.16	7.84		3.57		
	0,8G-Ey	-4.59	-14.37	4.35	0.15	0,341	0.129	1.065	105.380	-132.244	0.94	7.95		4.59		
7 ^e me étage	G+Q+Ex	5.22	5.21	4.35	0.15	0,341	0.129	1.065	58.380	-27.747	1.44	6.74	5.01	5.35	6.79	(2x2T12) e=15 +(2xTSØ5) e=15
	G+Q+Ey	2.08	8.45	4.35	0.15	0,341	0.129	1.065	75.940	-63.741	1.21	7.04		4.41		
	0,8G+Ex	6.41	4.85	4.35	0.15	0,341	0.129	1.065	58.809	-21.297	1.26	7.37		6.47		
	0,8G-Ex	-4.62	-10.25	4.35	0.15	0,341	0.129	1.065	71.166	-98.380	0.89	5.09		6.02		
	0,8G+Ey	2.27	9.45	4.35	0.15	0,341	0.129	1.065	84.770	-71.449	1.16	7.84		5.57		

	0,8G-Ey	- 4. 59	- 14.3 7	4.3 5	0. 15	0,3 41	0.1 29	1.0 65	105. 380	- 132.2 44	0.9 4	7. 95		3. 59		
6 ^e me éta ge	G+Q+Ex	5. 22	5.21	4.3 5	0. 15	0,3 41	0.1 29	1.0 65	58.3 80	- 27.74 7	1.4 4	6. 74	5.0 1	5. 35	6.79	(2x2T 12) e= 15 +(2xTS Ø5) e=15
	G+Q+Ey	2. 08	8.45	4.3 5	0. 15	0,3 41	0.1 29	1.0 65	75.9 40	- 63.74 1	1.2 1	7. 04		6. 41		
	0,8G+Ex	6. 41	4.85	4.3 5	0. 15	0,3 41	0.1 29	1.0 65	58.8 09	- 21.29 7	1.2 6	7. 37		4. 47		
	0,8G-Ex	- 4. 62	- 10.2 5	4.3 5	0. 15	0,3 41	0.1 29	1.0 65	71.1 66	- 98.38 0	0.8 9	5. 09		4. 02		
	0,8G+Ey	2. 27	9.45	4.3 5	0. 15	0,3 41	0.1 29	1.0 65	84.7 70	- 71.44 9	1.1 6	7. 84		3. 57		
	0,8G-Ey	- 4. 59	- 14.3 7	4.3 5	0. 15	0,3 41	0.1 29	1.0 65	105. 380	- 132.2 44	0.9 4	7. 95		2. 59		
5 ^e me éta ge	G+Q+Ex	5. 22	5.21	4.3 5	0. 15	0,3 41	0.1 29	1.0 65	58.3 80	- 27.74 7	1.4 4	6. 74	5.0 1	5. 35	6.79	(2x2T 112) e= 15 +(2xT SØ5) e=15
	G+Q+Ey	2. 08	8.45	4.3 5	0. 15	0,3 41	0.1 29	1.0 65	75.9 40	- 63.74 1	1.2 1	7. 04		3. 41		
	0,8G+Ex	6. 41	4.85	4.3 5	0. 15	0,3 41	0.1 29	1.0 65	58.8 09	- 21.29 7	1.2 6	7. 37		4. 47		
	0,8G-Ex	- 4. 62	- 10.2 5	4.3 5	0. 15	0,3 41	0.1 29	1.0 65	71.1 66	- 98.38 0	0.8 9	5. 09		2. 02		
	0,8G+Ey	2. 27	9.45	4.3 5	0. 15	0,3 41	0.1 29	1.0 65	84.7 70	- 71.44 9	1.1 6	7. 84		6. 57		
	0,8G-Ey	- 4. 59	- 14.3 7	4.3 5	0. 15	0,3 41	0.1 29	1.0 65	105. 380	- 132.2 44	0.9 4	7. 95		1. 59		
4 ^e me éta ge	G+Q+Ex	5. 22	5.21	4.3 5	0. 15	0,3 41	0.1 29	1.0 65	58.3 80	- 27.74 7	1.4 4	6. 74	5.0 1	5. 35	6.79	(2x2T 12) e= 15 +(2xTS Ø5) e=15
	G+Q+Ey	2. 08	8.45	4.3 5	0. 15	0,3 41	0.1 29	1.0 65	75.9 40	- 63.74 1	1.2 1	7. 04		3. 41		
	0,8G+Ex	6. 41	4.85	4.3 5	0. 15	0,3 41	0.1 29	1.0 65	58.8 09	- 21.29 7	1.2 6	7. 37		6. 47		
	0,8G-Ex	- 4. 62	- 10.2 5	4.3 5	0. 15	0,3 41	0.1 29	1.0 65	71.1 66	- 98.38 0	0.8 9	5. 09		4. 02		
	0,8G+Ey	2. 27	9.45	4.3 5	0. 15	0,3 41	0.1 29	1.0 65	84.7 70	- 71.44 9	1.1 6	7. 84		3. 57		
	0,8G-Ey	- 4. 59	- 14.3 7	4.3 5	0. 15	0,3 41	0.1 29	1.0 65	105. 380	- 132.2 44	0.9 4	7. 95		4. 59		
3 ^e me éta ge	G+Q+Ex	5. 22	5.21	4.3 5	0. 15	0,3 41	0.1 29	1.0 65	58.3 80	- 27.74 7	1.4 4	6. 74	5.0 1	5. 35	6.79.	(2x2T 12) e= 15 +(2xT SØ5) e=15
	G+Q+Ey	2. 08	8.45	4.3 5	0. 15	0,3 41	0.1 29	1.0 65	75.9 40	- 63.74 1	1.2 1	7. 04		2. 41		
	0,8G+Ex	6. 41	4.85	4.3 5	0. 15	0,3 41	0.1 29	1.0 65	58.8 09	- 21.29 7	1.2 6	7. 37		4. 47		

	0,8G-Ex	- 4. 62	- 10.2 5	4.3 5	0. 15	0,3 41	0.1 29	1.0 65	71.1 66	- 98.38 0	0.8 9	5. 09		3. 02		
	0,8G+E y	2. 27	9.45	4.3 5	0. 15	0,3 41	0.1 29	1.0 65	84.7 70	- 71.44 9	1.1 6	7. 84		5. 57		
	0,8G-Ey	- 4. 59	- 14.3 7	4.3 5	0. 15	0,3 41	0.1 29	1.0 65	105. 380	- 132.2 44	0.9 4	7. 95		6. 59		
2 ^e me éta ge	G+Q+E x	5. 22	5.21	4.3 5	0. 15	0,3 41	0.1 29	1.0 65	58.3 80	- 27.74 7	1.4 4	6. 74	5.0 1	1. 35	6.59	(2x2T 12) e= 15 +(2xT SØ5) e=15
	G+Q+E y	2. 08	8.45	4.3 5	0. 15	0,3 41	0.1 29	1.0 65	75.9 40	- 63.74 1	1.2 1	7. 04		5. 41		
	0,8G+E x	6. 41	4.85	4.3 5	0. 15	0,3 41	0.1 29	1.0 65	58.8 09	- 21.29 7	1.2 6	7. 37		5. 47		
	0,8G-Ex	- 4. 62	- 10.2 5	4.3 5	0. 15	0,3 41	0.1 29	1.0 65	71.1 66	- 98.38 0	0.8 9	5. 09		4. 02		
	0,8G+E y	2. 27	9.45	4.3 5	0. 15	0,3 41	0.1 29	1.0 65	84.7 70	- 71.44 9	1.1 6	7. 84		1. 57		
	0,8G-Ey	- 4. 59	- 14.3 7	4.3 5	0. 15	0,3 41	0.1 29	1.0 65	105. 380	- 132.2 44	0.9 4	7. 95		2. 59		
1 ^{er} e éta ge	G+Q+E x	5. 22	5.21	4.3 5	0. 15	0,3 41	0.1 29	1.0 65	58.3 80	- 27.74 7	1.4 4	6. 74	5.0 1	3. 35	6.79	(2x2T 12) e= 15 +(2xT SØ5) e=15
	G+Q+E y	2. 08	8.45	4.3 5	0. 15	0,3 41	0.1 29	1.0 65	75.9 40	- 63.74 1	1.2 1	7. 04		1. 41		
	0,8G+E x	6. 41	4.85	4.3 5	0. 15	0,3 41	0.1 29	1.0 65	58.8 09	- 21.29 7	1.2 6	7. 37		1. 47		
	0,8G-Ex	- 4. 62	- 10.2 5	4.3 5	0. 15	0,3 41	0.1 29	1.0 65	71.1 66	- 98.38 0	0.8 9	5. 09		4. 02		
	0,8G+E y	2. 27	9.45	4.3 5	0. 15	0,3 41	0.1 29	1.0 65	84.7 70	- 71.44 9	1.1 6	7. 84		4. 57		
	0,8G-Ey	- 4. 59	- 14.3 7	4.3 5	0. 15	0,3 41	0.1 29	1.0 65	105. 380	- 132.2 44	0.9 4	7. 95		6. 59		
RD C	G+Q+E x	5. 22	5.21	4.3 5	0. 15	0,3 41	0.1 29	1.0 65	58.3 80	- 27.74 7	1.4 4	6. 74	5.0 1	6. 35	6.79	(2x2T 12) e= 15 +(2xTS Ø5) e=15
	G+Q+E y	2. 08	8.45	4.3 5	0. 15	0,3 41	0.1 29	1.0 65	75.9 40	- 63.74 1	1.2 1	7. 04		5. 41		
	0,8G+E x	6. 41	4.85	4.3 5	0. 15	0,3 41	0.1 29	1.0 65	58.8 09	- 21.29 7	1.2 6	7. 37		4. 47		
	0,8G-Ex	- 4. 62	- 10.2 5	4.3 5	0. 15	0,3 41	0.1 29	1.0 65	71.1 66	- 98.38 0	0.8 9	5. 09		3. 02		
	0,8G+E y	2. 27	9.45	4.3 5	0. 15	0,3 41	0.1 29	1.0 65	84.7 70	- 71.44 9	1.1 6	7. 84		2. 57		
	0,8G-Ey	- 4. 59	- 14.3 7	4.3 5	0. 15	0,3 41	0.1 29	1.0 65	105. 380	- 132.2 44	0.9 4	7. 95		4. 59		
	G+Q+E x	5. 22	5.21	4.3 5	0. 15	0,3 41	0.1 29	1.0 65	58.3 80	- 27.74 7	1.4 4	6. 74		5. 35		

So us- sol	G+Q+E y	2. 08	8.45	4.3 5	0. 15	0,3 41	0.1 29	1.0 65	75.9 40	- 63.74 1	1.2 1	7. 04	5.0 1	6. 41	6.79	(2x2T 12) e= 15 + (2xTS Ø5) e=15
	0,8G+E x	6. 41	4.85	4.3 5	0. 15	0,3 41	0.1 29	1.0 65	58.8 09	- 21.29 7	1.2 6	7. 37		4. 47		
	0,8G-Ex	- 4. 62	- 10.2 5	4.3 5	0. 15	0,3 41	0.1 29	1.0 65	71.1 66	- 98.38 0	0.8 9	5. 09		6. 02		
	0,8G+E y	2. 27	9.45	4.3 5	0. 15	0,3 41	0.1 29	1.0 65	84.7 70	- 71.44 9	1.1 6	7. 84		3. 57		
	0,8G-Ey	- 4. 59	- 14.3 7	4.3 5	0. 15	0,3 41	0.1 29	1.0 65	105. 380	- 132.2 44	0.9 4	7. 95		.5 9		

Ferrailage longitudinal : Voiles.T(16,27)

Eta ge	Combi naison	N (t)	M(T,m)	L(m)	e(m)	A(m ²)	I(m 4)	V(m)	$\sigma t(t/m^2)$	$\sigma c(t/m^2)$	Lt(m)	N (t)	A mi n		A(c m ²)	A /chosi)
9é me éta ge	G+Q+E x	5. 22	5.21	5.9 0	0. 15	0,3 41	0.1 29	1.0 65	58.3 80	- 27.74 7	1.4 4	6. 7 4	5.0 1	10. 35	11.5 9	(2x10T 12) e= 15 +(2xTS Ø5) e=15
	G+Q+E y	2. 08	8.45	5.9 0	0. 15	0,3 41	0.1 29	1.0 65	75.9 40	- 63.74 1	1.2 1	7. 0 4		8.4 1		
	0,8G+E x	6. 41	4.85	5.9 0	0. 15	0,3 41	0.1 29	1.0 65	58.8 09	- 21.29 7	1.2 6	7. 3 7		7.4 7		
	0,8G- Ex	- 4. 62	- 10.2 5	5.9 0	0. 15	0,3 41	0.1 29	1.0 65	71.1 66	- 98.38 0	0.8 9	5. 0 9		9.0 2		
	0,8G+E y	2. 27	9.45	5.9 0	0. 15	0,3 41	0.1 29	1.0 65	84.7 70	- 71.44 9	1.1 6	7. 8 4		4.5 7		
	0,8G- Ey	- 4. 59	- 14.3 7	5.9 0	0. 15	0,3 41	0.1 29	1.0 65	105. 380	- 132.2 44	0.9 4	7. 9 5		5.5 9		
8é me éta ge	G+Q+E x	5. 22	5.21	5.9 0	0. 15	0,3 41	0.1 29	1.0 65	58.3 80	- 27.74 7	1.4 4	6. 7 4	5.0 1	10. 35	11.9 6	(2x10T 12) e= 15 +(2xTS Ø5) e=15
	G+Q+E y	2. 08	8.45	5.9 0	0. 15	0,3 41	0.1 29	1.0 65	75.9 40	- 63.74 1	1.2 1	7. 0 4		9.4 1		
	0,8G+E x	6. 41	4.85	5.9 0	0. 15	0,3 41	0.1 29	1.0 65	58.8 09	- 21.29 7	1.2 6	7. 3 7		8.9 6		
	0,8G- Ex	- 4. 62	- 10.2 5	5.9 0	0. 15	0,3 41	0.1 29	1.0 65	71.1 66	- 98.38 0	0.8 9	5. 0 9		7.0 2		
	0,8G+E y	2. 27	9.45	5.9 0	0. 15	0,3 41	0.1 29	1.0 65	84.7 70	- 71.44 9	1.1 6	7. 8 4		6.5 7		
	0,8G- Ey	- 4. 59	- 14.3 7	5.9 0	0. 15	0,3 41	0.1 29	1.0 65	105. 380	- 132.2 44	0.9 4	7. 9 5		10. 59		
	G+Q+E x	5. 22	5.21	5.9 0	0. 15	0,3 41	0.1 29	1.0 65	58.3 80	- 27.74 7	1.4 4	6. 7 4		10. 35		

7 ^é me éta ge	G+Q+E y	2. 08	8.45	5.9 0	0. 15	0,3 41	0.1 29	1.0 65	75.9 40	- 63.74 1	1.2 1	7. 0 4	5.0 1	11. 41	11.5 9	(2x10T 12) e= 15+(2x TSØ5) e=15
	0,8G+E x	6. 41	4.85	5.9 0	0. 15	0,3 41	0.1 29	1.0 65	58.8 09	- 21.29 7	1.2 6	7. 3 7		10. 47		
	0,8G- Ex	- 4. 62	- 10.2 5	5.9 0	0. 15	0,3 41	0.1 29	1.0 65	71.1 66	- 98.38 0	0.8 9	5. 0 9		9.0 2		
	0,8G+E y	2. 27	9.45	5.9 0	0. 15	0,3 41	0.1 29	1.0 65	84.7 70	- 71.44 9	1.1 6	7. 8 4		8.5 7		
	0,8G- Ey	- 4. 59	- 14.3 7	5.9 0	0. 15	0,3 41	0.1 29	1.0 65	105. 380	- 132.2 44	0.9 4	7. 9 5		9.5 9		
6 ^é me éta ge	G+Q+E x	5. 22	5.21	5.9 0	0. 15	0,3 41	0.1 29	1.0 65	58.3 80	- 27.74 7	1.4 4	6. 7 4	5.0 1	10. 35	11.5 9	(2x10T 12) e= 15 +(2xTS Ø5) e=15
	G+Q+E y	2. 08	8.45	5.9 0	0. 15	0,3 41	0.1 29	1.0 65	75.9 40	- 63.74 1	1.2 1	7. 0 4		9.4 1		
	0,8G+E x	6. 41	4.85	5.9 0	0. 15	0,3 41	0.1 29	1.0 65	58.8 09	- 21.29 7	1.2 6	7. 3 7		8.4 7		
	0,8G- Ex	- 4. 62	- 10.2 5	5.9 0	0. 15	0,3 41	0.1 29	1.0 65	71.1 66	- 98.38 0	0.8 9	5. 0 9		5.0 2		
	0,8G+E y	2. 27	9.45	5.9 0	0. 15	0,3 41	0.1 29	1.0 65	84.7 70	- 71.44 9	1.1 6	7. 8 4		7.5 7		
	0,8G- Ey	- 4. 59	- 14.3 7	5.9 0	0. 15	0,3 41	0.1 29	1.0 65	105. 380	- 132.2 44	0.9 4	7. 9 5		10. 59		
5 ^é me éta ge	G+Q+E x	5. 22	5.21	5.9 0	0. 15	0,3 41	0.1 29	1.0 65	58.3 80	- 27.74 7	1.4 4	6. 7 4	5.0 1	9.3 5	11.5 9	(2x10T 12) e= 15 +(2xTS Ø5) e=15
	G+Q+E y	2. 08	8.45	5.9 0	0. 15	0,3 41	0.1 29	1.0 65	75.9 40	- 63.74 1	1.2 1	7. 0 4		8.4 1		
	0,8G+E x	6. 41	4.85	5.9 0	0. 15	0,3 41	0.1 29	1.0 65	58.8 09	- 21.29 7	1.2 6	7. 3 7		10. 47		
	0,8G- Ex	- 4. 62	- 10.2 5	5.9 0	0. 15	0,3 41	0.1 29	1.0 65	71.1 66	- 98.38 0	0.8 9	5. 0 9		10. 02		
	0,8G+E y	2. 27	9.45	5.9 0	0. 15	0,3 41	0.1 29	1.0 65	84.7 70	- 71.44 9	1.1 6	7. 8 4		6.5 7		
	0,8G- Ey	- 4. 59	- 14.3 7	5.9 0	0. 15	0,3 41	0.1 29	1.0 65	105. 380	- 132.2 44	0.9 4	7. 9 5		8.5 9		
	G+Q+E x	5. 22	5.21	5.9 0	0. 15	0,3 41	0.1 29	1.0 65	58.3 80	- 27.74 7	1.4 4	6. 7 4		5.3 5		(2x10T 12)
	G+Q+E y	2. 08	8.45	5.9 0	0. 15	0,3 41	0.1 29	1.0 65	75.9 40	- 63.74 1	1.2 1	7. 0 4		6.4 1		

4 ^e me étage	0,8G+Ex	6.41	4.85	5.90	0.15	0.341	0.129	1.065	58.809	-21.297	1.26	7.37	5.01	7.47	11.47	e= 15 +(2xTS Ø5) e=15
	0,8G-Ex	-4.62	-10.25	5.90	0.15	0.341	0.129	1.065	71.166	-98.380	0.89	5.09				
	0,8G+Ey	2.27	9.45	5.90	0.15	0.341	0.129	1.065	84.770	-71.449	1.16	7.84				
	0,8G-Ey	-4.59	-14.37	5.90	0.15	0.341	0.129	1.065	105.380	-132.244	0.94	7.95				
3 ^e me étage	G+Q+Ex	5.22	5.21	5.90	0.15	0.341	0.129	1.065	58.380	-27.747	1.44	6.74	5.01	6.35	11.02	(2x10T 12) e= 15+(2x TSØ5) e=15
	G+Q+Ey	2.08	8.45	5.90	0.15	0.341	0.129	1.065	75.940	-63.741	1.21	7.04				
	0,8G+Ex	6.41	4.85	5.90	0.15	0.341	0.129	1.065	58.809	-21.297	1.26	7.37				
	0,8G-Ex	-4.62	-10.25	5.90	0.15	0.341	0.129	1.065	71.166	-98.380	0.89	5.09				
	0,8G+Ey	2.27	9.45	5.90	0.15	0.341	0.129	1.065	84.770	-71.449	1.16	7.84				
	0,8G-Ey	-4.59	-14.37	5.90	0.15	0.341	0.129	1.065	105.380	-132.244	0.94	7.95				
2 ^e me étage	G+Q+Ex	5.22	5.21	5.90	0.15	0.341	0.129	1.065	58.380	-27.747	1.44	6.74	5.01	8.35	11.59	(2x10T 12) e= 15+(2x TSØ5) e=15
	G+Q+Ey	2.08	8.45	5.90	0.15	0.341	0.129	1.065	75.940	-63.741	1.21	7.04				
	0,8G+Ex	6.41	4.85	5.90	0.15	0.341	0.129	1.065	58.809	-21.297	1.26	7.37				
	0,8G-Ex	-4.62	-10.25	5.90	0.15	0.341	0.129	1.065	71.166	-98.380	0.89	5.09				
	0,8G+Ey	2.27	9.45	5.90	0.15	0.341	0.129	1.065	84.770	-71.449	1.16	7.84				
	0,8G-Ey	-4.59	-14.37	5.90	0.15	0.341	0.129	1.065	105.380	-132.244	0.94	7.95				
1 ^{er} étage	G+Q+Ex	5.22	5.21	5.90	0.15	0.341	0.129	1.065	58.380	-27.747	1.44	6.74	5.01	8.35	11.59	(2x10T 12) e= 15+(2x TSØ5)
	G+Q+Ey	2.08	8.45	5.90	0.15	0.341	0.129	1.065	75.940	-63.741	1.21	7.04				
	0,8G+Ex	6.41	4.85	5.90	0.15	0.341	0.129	1.065	58.809	-21.297	1.26	7.37				

	0,8G-Ex	-4.62	-10.25	5.90	0.15	0.341	0.129	1.065	71.166	-98.380	0.89	5.09		11.02		e=15
	0,8G+Ey	2.27	9.45	5.90	0.15	0.341	0.129	1.065	84.770	-71.449	1.16	7.84		10.57		
	0,8G-Ey	-4.59	-14.37	5.90	0.15	0.341	0.129	1.065	105.380	-132.244	0.94	7.95		1.59		
RDC	G+Q+Ex	5.22	5.21	5.90	0.15	0.341	0.129	1.065	58.380	-27.747	1.44	6.74		1.35		(2x10T12) e=15+(2xTSØ5) e=15
	G+Q+Ey	2.08	8.45	5.90	0.15	0.341	0.129	1.065	75.940	-63.741	1.21	7.04		1.41		
	0,8G+Ex	6.41	4.85	5.90	0.15	0.341	0.129	1.065	58.809	-21.297	1.26	7.37	5.01	1.47	11.59	
	0,8G-Ex	-4.62	-10.25	5.90	0.15	0.341	0.129	1.065	71.166	-98.380	0.89	5.09		1.02		
	0,8G+Ey	2.27	9.45	5.90	0.15	0.341	0.129	1.065	84.770	-71.449	1.16	7.84		1.57		
	0,8G-Ey	-4.59	-14.37	5.90	0.15	0.341	0.129	1.065	105.380	-132.244	0.94	7.95		1.59		
Sous-sol	G+Q+Ex	5.22	5.21	5.90	0.15	0.341	0.129	1.065	58.380	-27.747	1.44	6.74		1.35		(2x10T12) e=15+(2xTSØ5) e=15
	G+Q+Ey	2.08	8.45	5.90	0.15	0.341	0.129	1.065	75.940	-63.741	1.21	7.04		1.41		
	0,8G+Ex	6.41	4.85	5.90	0.15	0.341	0.129	1.065	58.809	-21.297	1.26	7.37	5.01	1.47	11.59	
	0,8G-Ex	-4.62	-10.25	5.90	0.15	0.341	0.129	1.065	71.166	-98.380	0.89	5.09		1.02		
	0,8G+Ey	2.27	9.45	5.90	0.15	0.341	0.129	1.065	84.770	-71.449	1.16	7.84		1.57		
	0,8G-Ey	-4.59	-14.37	5.90	0.15	0.341	0.129	1.065	105.380	-132.244	0.94	7.95		1.59		

Ferrailage des voiles longitudinal (14,29)

Etage	Combinaison	N (t)	M(T,m)	L(m)	e(m)	A(m ²)	I(m ⁴)	V(m)	$\sigma_t(t/m^2)$	$\sigma_c(t/m^2)$	Lt(m)	N(t)	Amin	A(c m ²)	A/choisi
	G+Q+Ex	5.22	5.21	4.15	0.15	0.341	0.129	1.065	58.380	-27.747	1.44	6.74		18.35	
	G+Q+Ey	2.08	8.45	4.15	0.15	0.341	0.129	1.065	75.940	-63.741	1.21	7.04		20.41	(2x14T14)

9 ^e me étage	0,8G+Ex	6.41	4.85	4.15	0.15	0,341	0.129	1.065	58.809	-21.297	1.26	7.37	5.01	8.47	21.59	e= 10 +(2xT SØ8) e=10
	0,8G-Ex	-4.62	-10.25	4.15	0.15	0,341	0.129	1.065	71.166	-98.380	0.89	5.09		17.02		
	0,8G+Ey	2.27	9.45	4.15	0.15	0,341	0.129	1.065	84.770	-71.449	1.16	7.84		16.57		
	0,8G-Ey	-4.59	-14.37	4.15	0.15	0,341	0.129	1.065	105.380	-132.244	0.94	7.95		16.59		
8 ^e me étage	G+Q+Ex	5.22	5.21	4.15	0.15	0,341	0.129	1.065	58.380	-27.747	1.44	6.74	5.01	20.35	21.96	(2x14 T14) e= 10 +(2xT SØ8) e=10
	G+Q+Ey	2.08	8.45	4.15	0.15	0,341	0.129	1.065	75.940	-63.741	1.21	7.04		19.41		
	0,8G+Ex	6.41	4.85	4.15	0.15	0,341	0.129	1.065	58.809	-21.297	1.26	7.37		18.96		
	0,8G-Ex	-4.62	-10.25	4.15	0.15	0,341	0.129	1.065	71.166	-98.380	0.89	5.09		16.02		
	0,8G+Ey	2.27	9.45	4.15	0.15	0,341	0.129	1.065	84.770	-71.449	1.16	7.84		15.57		
	0,8G-Ey	-4.59	-14.37	4.15	0.15	0,341	0.129	1.065	105.380	-132.244	0.94	7.95		11.59		
7 ^e me étage	G+Q+Ex	5.22	5.21	4.15	0.15	0,341	0.129	1.065	58.380	-27.747	1.44	6.74	5.01	16.35	21.59	(2x14 T14) e= 10 +(2xT SØ8) e=10
	G+Q+Ey	2.08	8.45	4.15	0.15	0,341	0.129	1.065	75.940	-63.741	1.21	7.04		17.41		
	0,8G+Ex	6.41	4.85	4.15	0.15	0,341	0.129	1.065	58.809	-21.297	1.26	7.37		17.47		
	0,8G-Ex	-4.62	-10.25	4.15	0.15	0,341	0.129	1.065	71.166	-98.380	0.89	5.09		16.02		
	0,8G+Ey	2.27	9.45	4.15	0.15	0,341	0.129	1.065	84.770	-71.449	1.16	7.84		15.57		
	0,8G-Ey	-4.59	-14.37	4.15	0.15	0,341	0.129	1.065	105.380	-132.244	0.94	7.95		11.59		
6 ^e me étage	G+Q+Ex	5.22	5.21	4.15	0.15	0,341	0.129	1.065	58.380	-27.747	1.44	6.74	5.01	21.35	21.59	(2x14 T14) e= 10 +
	G+Q+Ey	2.08	8.45	4.15	0.15	0,341	0.129	1.065	75.940	-63.741	1.21	7.04		18.41		
	0,8G+Ex	6.41	4.85	4.15	0.15	0,341	0.129	1.065	58.809	-21.297	1.26	7.37		17.47		

	0,8G-Ex	- 4.62	- 10.25	4.15	0.15	0,341	0.129	1.065	71.166	- 98.380	0.89	5.09	5.0	14.02	21.59	(2xTS Ø8) e=10
	0,8G+Ey	2.27	9.45	4.15	0.15	0,341	0.129	1.065	84.770	- 71.449	1.16	7.84		11.57		
	0,8G-Ey	- 4.59	- 14.37	4.15	0.15	0,341	0.129	1.065	105.380	- 132.244	0.94	7.95		13.59		
5 ^é me étage	G+Q+Ex	5.22	5.21	4.15	0.15	0,341	0.129	1.065	58.380	- 27.747	1.44	6.74	5.01	21.35	21.59	(2x14 T14) e= 10 +(2xTS Ø8) e=10
	G+Q+Ey	2.08	8.45	4.15	0.15	0,341	0.129	1.065	75.940	- 63.741	1.21	7.04		19.41		
	0,8G+Ex	6.41	4.85	4.15	0.15	0,341	0.129	1.065	58.809	- 21.297	1.26	7.37		16.47		
	0,8G-Ex	- 4.62	- 10.25	4.15	0.15	0,341	0.129	1.065	71.166	- 98.380	0.89	5.09		16.02		
	0,8G+Ey	2.27	9.45	4.15	0.15	0,341	0.129	1.065	84.770	- 71.449	1.16	7.84		15.57		
	0,8G-Ey	- 4.59	- 14.37	4.15	0.15	0,341	0.129	1.065	105.380	- 132.244	0.94	7.95		11.59		
4 ^é me étage	G+Q+Ex	5.22	5.21	4.15	0.15	0,341	0.129	1.065	58.380	- 27.747	1.44	6.74	5.01	17.35	21.47	(2x14 T14) e= 10 +(2xTS Ø8) e=10
	G+Q+Ey	2.08	8.45	4.15	0.15	0,341	0.129	1.065	75.940	- 63.741	1.21	7.04		18.41		
	0,8G+Ex	6.41	4.85	4.15	0.15	0,341	0.129	1.065	58.809	- 21.297	1.26	7.37		17.47		
	0,8G-Ex	- 4.62	- 10.25	4.15	0.15	0,341	0.129	1.065	71.166	- 98.380	0.89	5.09		20.02		
	0,8G+Ey	2.27	9.45	4.15	0.15	0,341	0.129	1.065	84.770	- 71.449	1.16	7.84		19.57		
	0,8G-Ey	- 4.59	- 14.37	4.15	0.15	0,341	0.129	1.065	105.380	- 132.244	0.94	7.95		17.59		
3 ^é me étage	G+Q+Ex	5.22	5.21	4.15	0.15	0,341	0.129	1.065	58.380	- 27.747	1.44	6.74	5.01	18.35	21.02	(2x14 T14) e= 10 +(2xTS Ø8) e=10
	G+Q+Ey	2.08	8.45	4.15	0.15	0,341	0.129	1.065	75.940	- 63.741	1.21	7.04		16.41		
	0,8G+Ex	6.41	4.85	4.15	0.15	0,341	0.129	1.065	58.809	- 21.297	1.26	7.37		15.47		
	0,8G-Ex	- 4.62	- 10.25	4.15	0.15	0,341	0.129	1.065	71.166	- 98.380	0.89	5.09		19.02		

	0,8G+E _y	2.27	9.45	4.15	0.15	0,341	0.129	1.065	84.770	-71.449	1.16	7.84	5.01	16.57	21.59	(2x14 T14) e= 10 +(2xT SØ8) e=10
	0,8G-E _y	-4.59	-14.37	4.15	0.15	0,341	0.129	1.065	105.380	-132.244	0.94	7.95		19.59		
2 ^é me étage	G+Q+E _x	5.22	5.21	4.15	0.15	0,341	0.129	1.065	58.380	-27.747	1.44	6.74	5.01	19.35	21.59	(2x14 T14) e= 10 +(2xT SØ8) e=10
	G+Q+E _y	2.08	8.45	4.15	0.15	0,341	0.129	1.065	75.940	-63.741	1.21	7.04		10.41		
	0,8G+E _x	6.41	4.85	4.15	0.15	0,341	0.129	1.065	58.809	-21.297	1.26	7.37		16.47		
	0,8G-E _x	-4.62	-10.25	4.15	0.15	0,341	0.129	1.065	71.166	-98.380	0.89	5.09		19.02		
	0,8G+E _y	2.27	9.45	4.15	0.15	0,341	0.129	1.065	84.770	-71.449	1.16	7.84		17.57		
	0,8G-E _y	-4.59	-14.37	4.15	0.15	0,341	0.129	1.065	105.380	-132.244	0.94	7.95		19.59		
1 ^{er} étage	G+Q+E _x	5.22	5.21	4.15	0.15	0,341	0.129	1.065	58.380	-27.747	1.44	6.74	5.01	19.35	21.56	(2x14 T14) e= 10 +(2xT SØ8) e=10
	G+Q+E _y	2.08	8.45	4.15	0.15	0,341	0.129	1.065	75.940	-63.741	1.21	7.04		16.41		
	0,8G+E _x	6.41	4.85	4.15	0.15	0,341	0.129	1.065	58.809	-21.297	1.26	7.37		17.47		
	0,8G-E _x	-4.62	-10.25	4.15	0.15	0,341	0.129	1.065	71.166	-98.380	0.89	5.09		15.02		
	0,8G+E _y	2.27	9.45	4.15	0.15	0,341	0.129	1.065	84.770	-71.449	1.16	7.84		9.57		
	0,8G-E _y	-4.59	-14.37	4.15	0.15	0,341	0.129	1.065	105.380	-132.244	0.94	7.95		10.59		
R D C	G+Q+E _x	5.22	5.21	4.15	0.15	0,341	0.129	1.065	58.380	-27.747	1.44	6.74	5.01	17.35	21.59	(2x14 T14) e= 10 +(2xT SØ8) e=10
	G+Q+E _y	2.08	8.45	4.15	0.15	0,341	0.129	1.065	75.940	-63.741	1.21	7.04		13.41		
	0,8G+E _x	6.41	4.85	4.15	0.15	0,341	0.129	1.065	58.809	-21.297	1.26	7.37		7.47		
	0,8G-E _x	-4.62	-10.25	4.15	0.15	0,341	0.129	1.065	71.166	-98.380	0.89	5.09		8.02		
	0,8G+E _y	2.27	9.45	4.15	0.15	0,341	0.129	1.065	84.770	-71.449	1.16	7.84		9.57		

	0,8G-Ey	- 4.59	- 14.37	4.15	0.15	0,341	0.129	1.065	105.380	- 132.244	0.94	7.95		10.59		
So us- sol	G+Q+Ex	5.22	5.21	4.15	0.15	0,341	0.129	1.065	58.380	- 27.747	1.44	6.74	5.01	10.35	21.02	(2x14 T14) e= 10 +(2xT SØ8) e=10
	G+Q+Ey	2.08	8.45	4.15	0.15	0,341	0.129	1.065	75.940	- 63.741	1.21	7.04		10.41		
	0,8G+Ex	6.41	4.85	4.15	0.15	0,341	0.129	1.065	58.809	- 21.297	1.26	7.37		15.47		
	0,8G-Ex	- 4.62	- 10.25	4.15	0.15	0,341	0.129	1.065	71.166	- 98.380	0.89	5.09		5.02		
	0,8G+Ey	2.27	9.45	4.15	0.15	0,341	0.129	1.065	84.770	- 71.449	1.16	7.84		20.57		
	0,8G-Ey	- 4.59	- 14.37	4.15	0.15	0,341	0.129	1.065	105.380	- 132.244	0.94	7.95		17.59		

Ferrailage des voiles longitudinales (23,24,25,26,et 28)

Eta ge	Combi naison	N (t)	M(T,m)	L(m)	e(m)	A(m2)	I(m4)	V(m)	$\sigma t(t/m2)$	$\sigma c(t/m2)$	L t (m)	N (t)	A mi n	A(c m2)	A /cho si
9é me éta ge	G+Q+Ex	5.22	5.21	2.00	0.15	0,341	0.129	1.065	58.380	- 27.747	1.44	6.74	5.01	18.35	(2x5T 12) e= 10 +(2xT SØ5) e=10
	G+Q+Ey	2.08	8.45	2.00	0.15	0,341	0.129	1.065	75.940	- 63.741	1.24	7.04		20.41	
	0,8G+Ex	6.41	4.85	2.00	0.15	0,341	0.129	1.065	58.809	- 21.297	1.36	7.37		8.47	
	0,8G-Ex	- 4.62	- 10.25	2.00	0.15	0,341	0.129	1.065	71.166	- 98.380	0.89	5.09		17.02	
	0,8G+Ey	2.27	9.45	2.00	0.15	0,341	0.129	1.065	84.770	- 71.449	1.14	7.84		16.57	
	0,8G-Ey	- 4.59	- 14.37	2.00	0.15	0,341	0.129	1.065	105.380	- 132.244	0.95	7.95		16.59	
8é me	G+Q+Ex	5.22	5.21	2.00	0.15	0,341	0.129	1.065	58.380	- 27.747	1.44	6.74	5.01	20.35	(2x5T 12) e= 10
	G+Q+Ey	2.08	8.45	2.00	0.15	0,341	0.129	1.065	75.940	- 63.741	1.24	7.04		19.41	

éta ge	0,8G+Ex	6.41	4.85	2.00	0.15	0,341	0.129	1.065	58.809	-21.297	1.327	7.06	5.01	18.96		+(2xT SØ5) e=10	
	0,8G-Ex	-4.62	-10.25	2.00	0.15	0,341	0.129	1.065	71.166	-98.380	0.89	5.09		16.02			
	0,8G+Ey	2.27	9.45	2.00	0.15	0,341	0.129	1.065	84.770	-71.449	1.14	7.06		15.57			
	0,8G-Ey	-4.59	-14.37	2.00	0.15	0,341	0.129	1.065	105.380	-132.244	0.95	7.04		11.59			
7é me éta ge	G+Q+Ex	5.22	5.21	2.00	0.15	0,341	0.129	1.065	58.380	-27.747	1.44	6.44	5.01	16.35	5.66	(2x5T 12) e= 10 +(2xT SØ5) e=10	
	G+Q+Ey	2.08	8.45	2.00	0.15	0,341	0.129	1.065	75.940	-63.741	1.24	7.01					17.41
	0,8G+Ex	6.41	4.85	2.00	0.15	0,341	0.129	1.065	58.809	-21.297	1.27	7.06					17.47
	0,8G-Ex	-4.62	-10.25	2.00	0.15	0,341	0.129	1.065	71.166	-98.380	0.89	5.09					16.02
	0,8G+Ey	2.27	9.45	2.00	0.15	0,341	0.129	1.065	84.770	-71.449	1.14	7.06					15.57
	0,8G-Ey	-4.59	-14.37	2.00	0.15	0,341	0.129	1.065	105.380	-132.244	0.95	7.04					11.59
6é me éta ge	G+Q+Ex	5.22	5.21	2.00	0.15	0,341	0.129	1.065	58.380	-27.747	1.44	6.44	5.01	21.35	5.66	(2x5T 12) e= 10 + (2xTS Ø5) e=10	
	G+Q+Ey	2.08	8.45	2.00	0.15	0,341	0.129	1.065	75.940	-63.741	1.24	7.01					18.41
	0,8G+Ex	6.41	4.85	2.00	0.15	0,341	0.129	1.065	58.809	-21.297	1.27	7.06					17.47
	0,8G-Ex	-4.62	-10.25	2.00	0.15	0,341	0.129	1.065	71.166	-98.380	0.89	5.09					14.02
	0,8G+Ey	2.27	9.45	2.00	0.15	0,341	0.129	1.065	84.770	-71.449	1.14	7.06					11.57
	0,8G-Ey	-4.59	-14.37	2.00	0.15	0,341	0.129	1.065	105.380	-132.244	0.95	7.04					13.59

5 ^é me étage	G+Q+Ex	5.22	5.21	2.00	0.15	0.341	0.129	1.065	58.380	-27.747	1.444	6.744	5.01	21.35	5.66	(2x5T12) e= 10 +(2xTSØ5) e=10
	G+Q+Ey	2.08	8.45	2.00	0.15	0.341	0.129	1.065	75.940	-63.741	1.241	7.024		19.41		
	0,8G+Ex	6.41	4.85	2.00	0.15	0.341	0.129	1.065	58.809	-21.297	1.276	7.327		16.47		
	0,8G-Ex	-4.62	-10.25	2.00	0.15	0.341	0.129	1.065	71.166	-98.380	0.899	5.089		16.02		
	0,8G+Ey	2.27	9.45	2.00	0.15	0.341	0.129	1.065	84.770	-71.449	1.146	7.814		15.57		
	0,8G-Ey	-4.59	-14.37	2.00	0.15	0.341	0.129	1.065	105.380	-132.244	0.954	7.995		11.59		
4 ^é me étage	G+Q+Ex	5.22	5.21	2.00	0.15	0.341	0.129	1.065	58.380	-27.747	1.444	6.744	5.01	17.35	5.66	(2x5T12) e= 10 +(2xTSØ5) e=10
	G+Q+Ey	2.08	8.45	2.00	0.15	0.341	0.129	1.065	75.940	-63.741	1.241	7.024		18.41		
	0,8G+Ex	6.41	4.85	2.00	0.15	0.341	0.129	1.065	58.809	-21.297	1.276	7.327		17.47		
	0,8G-Ex	-4.62	-10.25	2.00	0.15	0.341	0.129	1.065	71.166	-98.380	0.899	5.089		20.02		
	0,8G+Ey	2.27	9.45	2.00	0.15	0.341	0.129	1.065	84.770	-71.449	1.146	7.814		19.57		
	0,8G-Ey	-4.59	-14.37	2.00	0.15	0.341	0.129	1.065	105.380	-132.244	0.954	7.995		17.59		
3 ^é me étage	G+Q+Ex	5.22	5.21	2.00	0.15	0.341	0.129	1.065	58.380	-27.747	1.444	6.744	5.01	18.35	5.66	(2x5T12) e= 10 +(2xTSØ5) e=10
	G+Q+Ey	2.08	8.45	2.00	0.15	0.341	0.129	1.065	75.940	-63.741	1.241	7.024		16.41		
	0,8G+Ex	6.41	4.85	2.00	0.15	0.341	0.129	1.065	58.809	-21.297	1.276	7.327		15.47		
	0,8G-Ex	-4.62	-10.25	2.00	0.15	0.341	0.129	1.065	71.166	-98.380	0.899	5.089		19.02		

	0,8G+E _y	2.27	9.45	2.00	0.15	0.341	0.129	1.065	84.770	-71.449	1.16	7.84	5.01	16.57	5.66	(2x5T12) e= 10 +(2xT SØ5) e=10
	0,8G-E _y	-4.59	-14.37	2.00	0.15	0.341	0.129	1.065	105.380	-132.244	0.94	7.95		19.59		
2 ^é me étage	G+Q+E _x	5.22	5.21	2.00	0.15	0.341	0.129	1.065	58.380	-27.747	1.44	6.74	5.01	19.35	5.66	(2x5T12) e= 10 +(2xT SØ5) e=10
	G+Q+E _y	2.08	8.45	2.00	0.15	0.341	0.129	1.065	75.940	-63.741	1.21	7.04		10.41		
	0,8G+E _x	6.41	4.85	2.00	0.15	0.341	0.129	1.065	58.809	-21.297	1.26	7.37		16.47		
	0,8G-E _x	-4.62	-10.25	2.00	0.15	0.341	0.129	1.065	71.166	-98.380	0.89	5.09		19.02		
	0,8G+E _y	2.27	9.45	2.00	0.15	0.341	0.129	1.065	84.770	-71.449	1.16	7.84		17.57		
	0,8G-E _y	-4.59	-14.37	2.00	0.15	0.341	0.129	1.065	105.380	-132.244	0.94	7.95		19.59		
1 ^{er} étage	G+Q+E _x	5.22	5.21	2.00	0.15	0.341	0.129	1.065	58.380	-27.747	1.44	6.74	5.01	19.35	5.66	(2x5T12) e= 10 +(2xT SØ5) e=10
	G+Q+E _y	2.08	8.45	2.00	0.15	0.341	0.129	1.065	75.940	-63.741	1.21	7.04		16.41		
	0,8G+E _x	6.41	4.85	2.00	0.15	0.341	0.129	1.065	58.809	-21.297	1.26	7.37		17.47		
	0,8G-E _x	-4.62	-10.25	2.00	0.15	0.341	0.129	1.065	71.166	-98.380	0.89	5.09		15.02		
	0,8G+E _y	2.27	9.45	2.00	0.15	0.341	0.129	1.065	84.770	-71.449	1.16	7.84		9.57		
	0,8G-E _y	-4.59	-14.37	2.00	0.15	0.341	0.129	1.065	105.380	-132.244	0.94	7.95		10.59		
	G+Q+E _x	5.22	5.21	2.00	0.15	0.341	0.129	1.065	58.380	-27.747	1.44	6.74	5.01	17.35	5.66	(2x5T12) e= 10
	G+Q+E _y	2.08	8.45	2.00	0.15	0.341	0.129	1.065	75.940	-63.741	1.21	7.04		13.41		

R D C	0,8G+Ex	6.41	4.85	2.00	0.15	0,341	0.129	1.065	58.809	-21.297	1.327	7.06	5.01	7.47	5.66	+(2xT SØ5) e=10	
	0,8G-Ex	-4.62	-10.25	2.00	0.15	0,341	0.129	1.065	71.166	-98.380	0.89	5.02					8.02
	0,8G+Ey	2.27	9.45	2.00	0.15	0,341	0.129	1.065	84.770	-71.449	1.814	7.06					9.57
	0,8G-Ey	-4.59	-14.37	2.00	0.15	0,341	0.129	1.065	105.380	-132.244	0.95	7.04					10.59
So us- sol	G+Q+Ex	5.22	5.21	2.00	0.15	0,341	0.129	1.065	58.380	-27.747	1.44	6.44	5.01	10.35	5.66	(2x5T 12) e= 10 +(2xT SØ5) e=10	
	G+Q+Ey	2.08	8.45	2.00	0.15	0,341	0.129	1.065	75.940	-63.741	1.24	7.01					10.41
	0,8G+Ex	6.41	4.85	2.00	0.15	0,341	0.129	1.065	58.809	-21.297	1.27	7.06					15.47
	0,8G-Ex	-4.62	-10.25	2.00	0.15	0,341	0.129	1.065	71.166	-98.380	0.89	5.02					5.02
	0,8G+Ey	2.27	9.45	2.00	0.15	0,341	0.129	1.065	84.770	-71.449	1.814	7.06					20.57
	0,8G-Ey	-4.59	-14.37	2.00	0.15	0,341	0.129	1.065	105.380	-132.244	0.95	7.04					17.59

Ferrailage longitudinal Voile (21,18)

Etagé	Combinaison	N (t)	M(T,m)	L(m)	e(m)	A(m ²)	I(m ⁴)	V(m)	$\sigma_t(t/m^2)$	$\sigma_c(t/m^2)$	L (m)	N (t)	Amin	A(cm ²)	A/choisi	
9 ^e me éta ge	G+Q+Ex	5.22	5.21	5.10	0.15	0,341	0.129	1.065	58.380	-27.747	1.44	6.44	5.01	5.66	(2x5T 12) e= 10 +(2xT SØ8) e=10	
	G+Q+Ey	2.08	8.45	5.10	0.15	0,341	0.129	1.065	75.940	-63.741	1.24	7.01				3.41
	0,8G+Ex	6.41	4.85	5.10	0.15	0,341	0.129	1.065	58.809	-21.297	1.27	7.06				2.47
	0,8G-Ex	-4.62	-10.25	5.10	0.15	0,341	0.129	1.065	71.166	-98.380	0.89	5.02				4.02

	0,8G+E _y	2.27	9.45	5.10	0.15	0,341	0.129	1.065	84.770	-71.449	1.784	7.164	1.57		
	0,8G-E _y	-4.59	-14.37	5.10	0.15	0,341	0.129	1.065	105.380	-132.244	0.795	7.954	2.59		
8 ^é me étage	G+Q+E _x	5.22	5.21	5.10	0.15	0,341	0.129	1.065	58.380	-27.747	1.744	6.444	4.35	5.66	(2x5T12) e=10 +(2xTSØ8) e=10
	G+Q+E _y	2.08	8.45	5.10	0.15	0,341	0.129	1.065	75.940	-63.741	1.241	7.041	1.41		
	0,8G+E _x	6.41	4.85	5.10	0.15	0,341	0.129	1.065	58.809	-21.297	1.327	7.266	2.96		
	0,8G-E _x	-4.62	-10.25	5.10	0.15	0,341	0.129	1.065	71.166	-98.380	0.899	5.089	3.02		
	0,8G+E _y	2.27	9.45	5.10	0.15	0,341	0.129	1.065	84.770	-71.449	1.784	7.164	4.57		
	0,8G-E _y	-4.59	-14.37	5.10	0.15	0,341	0.129	1.065	105.380	-132.244	0.795	7.954	5.59		
7 ^é me étage	G+Q+E _x	5.22	5.21	5.10	0.15	0,341	0.129	1.065	58.380	-27.747	1.744	6.444	4.35	5.66	(2x5T12) e=10 +(2xTSØ8) e=10
	G+Q+E _y	2.08	8.45	5.10	0.15	0,341	0.129	1.065	75.940	-63.741	1.241	7.041	1.41		
	0,8G+E _x	6.41	4.85	5.10	0.15	0,341	0.129	1.065	58.809	-21.297	1.327	7.266	2.47		
	0,8G-E _x	-4.62	-10.25	5.10	0.15	0,341	0.129	1.065	71.166	-98.380	0.899	5.089	3.02		
	0,8G+E _y	2.27	9.45	5.10	0.15	0,341	0.129	1.065	84.770	-71.449	1.784	7.164	4.57		
	0,8G-E _y	-4.59	-14.37	5.10	0.15	0,341	0.129	1.065	105.380	-132.244	0.795	7.954	5.59		
6 ^é me	G+Q+E _x	5.22	5.21	5.10	0.15	0,341	0.129	1.065	58.380	-27.747	1.744	6.444	2.35	5.66	(2x5T12) e=10
	G+Q+E _y	2.08	8.45	5.10	0.15	0,341	0.129	1.065	75.940	-63.741	1.241	7.041	3.41		

éta ge	0,8G+Ex	6.41	4.85	5.10	0.15	0,341	0.129	1.065	58.809	-21.297	1.327	7.01	5.01	4.47	+ (2xTS Ø8) e=10			
	0,8G-Ex	-4.62	-10.25	5.10	0.15	0,341	0.129	1.065	71.166	-98.380	0.89	5.09	5.02	5.66				
	0,8G+Ey	2.27	9.45	5.10	0.15	0,341	0.129	1.065	84.770	-71.449	1.814	7.06	4.57			5.66		
	0,8G-Ey	-4.59	-14.37	5.10	0.15	0,341	0.129	1.065	105.380	-132.244	0.95	7.04	3.59				5.66	
5é me éta ge	G+Q+Ex	5.22	5.21	5.10	0.15	0,341	0.129	1.065	58.380	-27.747	1.44	6.44	1.35		(2x5T 12) e= 10 +(2xT SØ8) e=10			
	G+Q+Ey	2.08	8.45	5.10	0.15	0,341	0.129	1.065	75.940	-63.741	1.24	7.01	2.41	5.66				
	0,8G+Ex	6.41	4.85	5.10	0.15	0,341	0.129	1.065	58.809	-21.297	1.327	7.06	3.47			5.66		
	0,8G-Ex	-4.62	-10.25	5.10	0.15	0,341	0.129	1.065	71.166	-98.380	0.89	5.09	5.02				5.66	
	0,8G+Ey	2.27	9.45	5.10	0.15	0,341	0.129	1.065	84.770	-71.449	1.814	7.06	4.57					5.66
	0,8G-Ey	-4.59	-14.37	5.10	0.15	0,341	0.129	1.065	105.380	-132.244	0.95	7.04	3.59					
4é me éta ge	G+Q+Ex	5.22	5.21	5.10	0.15	0,341	0.129	1.065	58.380	-27.747	1.44	6.44	2.35		(2x5T 12) e= 10 +(2xT SØ8) e=10			
	G+Q+Ey	2.08	8.45	5.10	0.15	0,341	0.129	1.065	75.940	-63.741	1.24	7.01	4.41	5.66				
	0,8G+Ex	6.41	4.85	5.10	0.15	0,341	0.129	1.065	58.809	-21.297	1.327	7.06	2.47			5.66		
	0,8G-Ex	-4.62	-10.25	5.10	0.15	0,341	0.129	1.065	71.166	-98.380	0.89	5.09	4.02				5.66	
	0,8G+Ey	2.27	9.45	5.10	0.15	0,341	0.129	1.065	84.770	-71.449	1.814	7.06	3.57					5.66
	0,8G-Ey	-4.59	-14.37	5.10	0.15	0,341	0.129	1.065	105.380	-132.244	0.95	7.04	5.59					

3 ^é me étage	G+Q+Ex	5.22	5.21	5.10	0.15	0,341	0.129	1.065	58.380	-27.747	1.44	6.74	5.01	2.35	5.66	(2x5T12) e=10 +(2xTSØ8) e=10
	G+Q+Ey	2.08	8.45	5.10	0.15	0,341	0.129	1.065	75.940	-63.741	1.24	7.04		4.41		
	0,8G+Ex	6.41	4.85	5.10	0.15	0,341	0.129	1.065	58.809	-21.297	1.27	7.36		2.47		
	0,8G-Ex	-4.62	-10.25	5.10	0.15	0,341	0.129	1.065	71.166	-98.380	0.89	5.09		3.02		
	0,8G+Ey	2.27	9.45	5.10	0.15	0,341	0.129	1.065	84.770	-71.449	1.14	7.86		5.57		
	0,8G-Ey	-4.59	-14.37	5.10	0.15	0,341	0.129	1.065	105.380	-132.244	0.95	7.94		4.59		
2 ^é me étage	G+Q+Ex	5.22	5.21	5.10	0.15	0,341	0.129	1.065	58.380	-27.747	1.44	6.74	5.01	5.35	5.66	(2x5T12) e=10 +(2xTSØ8) e=10
	G+Q+Ey	2.08	8.45	5.10	0.15	0,341	0.129	1.065	75.940	-63.741	1.24	7.04		4.41		
	0,8G+Ex	6.41	4.85	5.10	0.15	0,341	0.129	1.065	58.809	-21.297	1.27	7.36		3.47		
	0,8G-Ex	-4.62	-10.25	5.10	0.15	0,341	0.129	1.065	71.166	-98.380	0.89	5.09		3.02		
	0,8G+Ey	2.27	9.45	5.10	0.15	0,341	0.129	1.065	84.770	-71.449	1.14	7.86		4.57		
	0,8G-Ey	-4.59	-14.37	5.10	0.15	0,341	0.129	1.065	105.380	-132.244	0.95	7.94		5.59		
1 ^{er} étage	G+Q+Ex	5.22	5.21	5.10	0.15	0,341	0.129	1.065	58.380	-27.747	1.44	6.74	5.01	4.35	5.66	(2x5T12) e=10 +(2xTSØ8) e=10
	G+Q+Ey	2.08	8.45	5.10	0.15	0,341	0.129	1.065	75.940	-63.741	1.24	7.04		3.41		
	0,8G+Ex	6.41	4.85	5.10	0.15	0,341	0.129	1.065	58.809	-21.297	1.27	7.36		4.47		
	0,8G-Ex	-4.62	-10.25	5.10	0.15	0,341	0.129	1.065	71.166	-98.380	0.89	5.09		5.02		

	0,8G+E _y	2.27	9.45	5.10	0.15	0,341	0.129	1.065	84.770	-71.449	1.7814	5.57			
	0,8G-E _y	-4.59	-14.37	5.10	0.15	0,341	0.129	1.065	105.380	-132.244	0.7954				1.59
RDC	G+Q+E _x	5.22	5.21	5.10	0.15	0,341	0.129	1.065	58.380	-27.747	1.6744	5.01	5.66	(2x5T12) e=10 +(2xTSØ8) e=10	
	G+Q+E _y	2.08	8.45	5.10	0.15	0,341	0.129	1.065	75.940	-63.741	1.7241				3.41
	0,8G+E _x	6.41	4.85	5.10	0.15	0,341	0.129	1.065	58.809	-21.297	1.7326				1.47
	0,8G-E _x	-4.62	-10.25	5.10	0.15	0,341	0.129	1.065	71.166	-98.380	0.5899				2.02
	0,8G+E _y	2.27	9.45	5.10	0.15	0,341	0.129	1.065	84.770	-71.449	1.7814				5.57
	0,8G-E _y	-4.59	-14.37	5.10	0.15	0,341	0.129	1.065	105.380	-132.244	0.7954				1.59
Sous-sol	G+Q+E _x	5.22	5.21	5.10	0.15	0,341	0.129	1.065	58.380	-27.747	1.6744	5.01	5.66	(2x5T12) e=10 +(2xTSØ8) e=10	
	G+Q+E _y	2.08	8.45	5.10	0.15	0,341	0.129	1.065	75.940	-63.741	1.7241				3.41
	0,8G+E _x	6.41	4.85	5.10	0.15	0,341	0.129	1.065	58.809	-21.297	1.7326				2.47
	0,8G-E _x	-4.62	-10.25	5.10	0.15	0,341	0.129	1.065	71.166	-98.380	0.5899				4.02
	0,8G+E _y	2.27	9.45	5.10	0.15	0,341	0.129	1.065	84.770	-71.449	1.7814				1.57
	0,8G-E _y	-4.59	-14.37	5.10	0.15	0,341	0.129	1.065	105.380	-132.244	0.7954				5.59

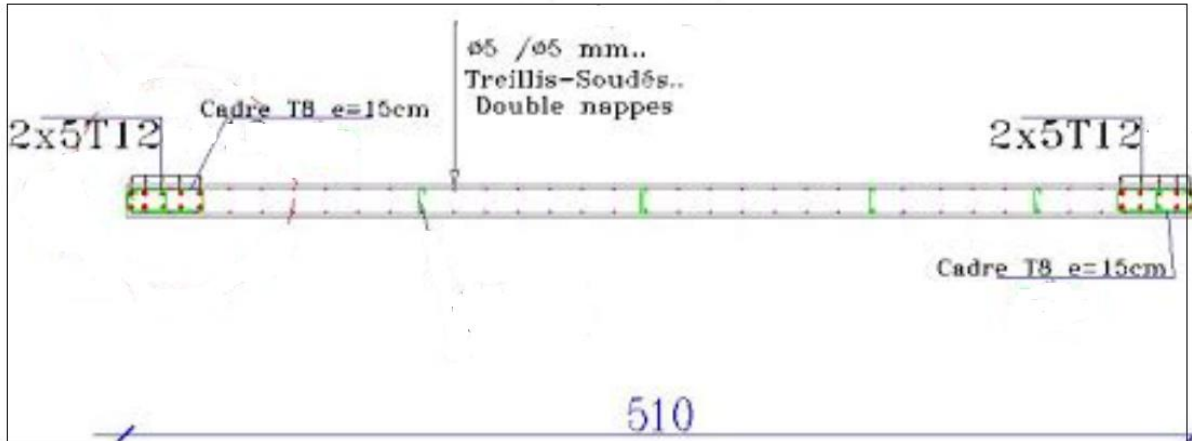


Figure VII.3 .Ferrillage des voiles vue ne plan VY(21, 18).

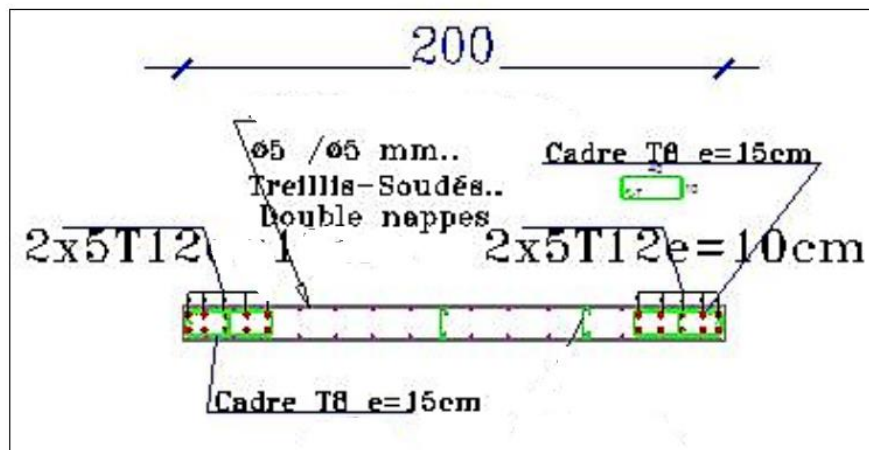


Figure VII.4 .Ferrillage des voiles vue ne plan VY(14,23,24,25,26,28Et 29) .

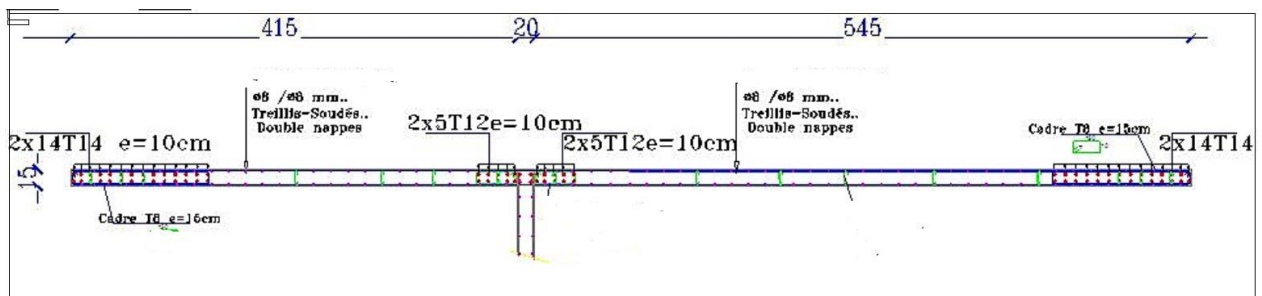


Figure VII.5 .Ferrillage des voiles ue en plan VY(14, 29,1 , 13).

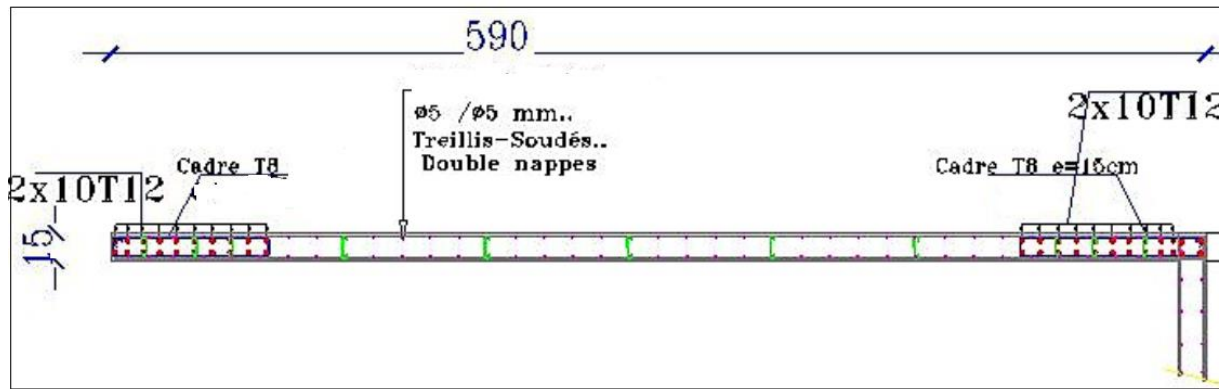


Figure VII.6.Ferrailage des voiles ue en plan VY(16, 27).

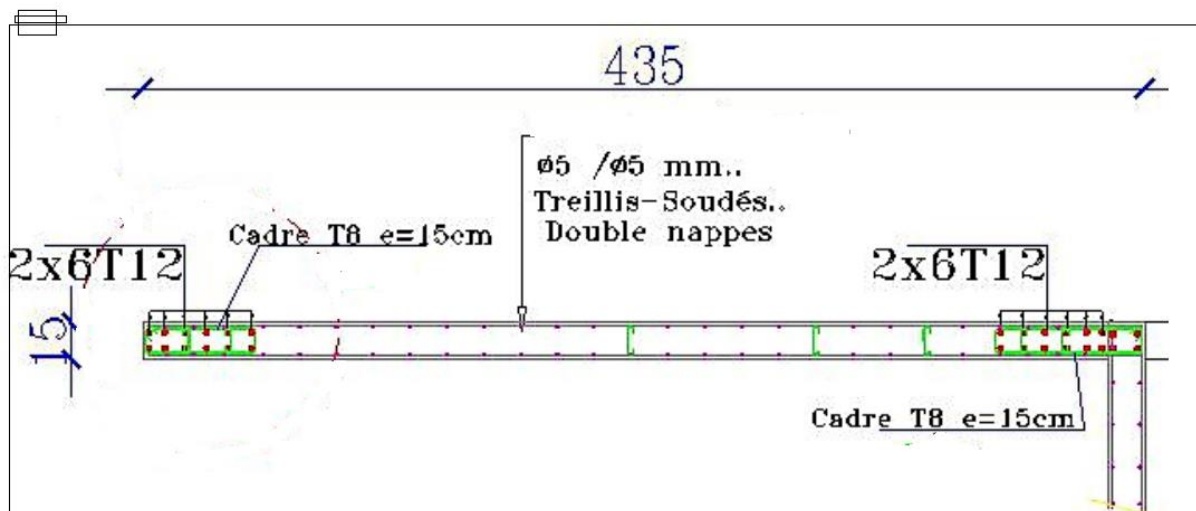


Figure VII.7 .Ferrailage des voiles ue en plan VY(2, 15)

Conclusion

Le calcul se fera à la flexion composée sans majoration des sollicitations et de l'excentricité.

➤ VII.8.Ferrailage des trumeaux

Après l'interprétation des résultats donnés par le logiciel **ETABS** nous avons obtenu :

N_z (KN)	M_x (KN.m)	M_y (KN.m)	T (KN)
355,39	1400,217	7,464	286,83

Calcul de la longueur de la partie tendue L_T

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I} = \frac{355,39 \times 10^{-3}}{0,2 \times 1,15} + \frac{286,83 \times 10^{-3}}{0,025} \times 0,1445 = 1,87 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V'}{I} = \frac{355,39 \times 10^{-3}}{0,2 \times 1,15} - \frac{286,83 \times 10^{-3}}{0,025} \times 0,1445 = 2,5 \text{ Mpa}$$

Avec : B : Section du béton

I : moment d'inertie du trumeau

$V=V'$: bras de levier $V=V' = \frac{L_{voile}}{2}$

$$L_T = \frac{\sigma_{min} \times L}{\sigma_{min} + \sigma_{max}} = \frac{2,5 \times 1,15}{2,5 + 1,87} = 0,65 \text{ m}$$

Ferraillage vertical suivant le sens xx

$$\begin{cases} N_z = 355,39 \\ M_x = 1400,217 \end{cases}$$

- a) **Position du point d'application de l'effort normale de compression (N') sur la section de béton**

$$e_0 = \frac{M}{N'} = \frac{1400,217}{355,39} = 3,94 \text{ m} \Rightarrow e_0 = 394 \text{ cm} > \frac{h}{2} = 145,5 \text{ cm}$$

Donc l'effort normal de compression N' se trouve à l'extérieur de la section.

Donc on a une section partiellement comprimée \Rightarrow SPC

- b) **Moment par rapport aux armatures tendues**

$$M_1 = M + N' \left(d - \frac{1}{2} \right) = 1400,217 + 355,39 \times \left(2,835 - \frac{3,15}{2} \right)$$

$$M_1 = 1884,008 \text{ KN.m}$$

c) Calcul des armatures en flexion simple**1) Vérification de l'existence des armatures comprimées**

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{1884,008}{18,48 \times 15 \times (284)^2} = 0,0827$$

$$\mu = 0,0827 < \mu_1 = 0,392 \text{ (Acier FeE500)}$$

$\Rightarrow A'$ n'existe pas et $1000 \varepsilon_s > 1000$

$$\text{Situation accidentelles} \begin{cases} \gamma_s = 1 \\ \gamma_b = 1,15 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1} = 500 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,1080$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 0,957$$

$$A_1 = \frac{M_u^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{1848008}{0,957 \cdot 284 \cdot 500} = 13,60 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \cdot \sigma_c} = 13,60 - \frac{355390}{100 \times 500} = 6,49 \text{ cm}^2 / \text{ml} > 0$$

d) Choix des armatures

$$\begin{cases} A_{v1} = 6,49 \text{ cm}^2 \\ A_{choix} = 6T12 = 6,78 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Ferraillage vertical suivant le sens yy

$$\begin{cases} N_7 = 355,39 \text{ KN} \\ M_y = 7,664 \text{ KN.M} \end{cases}$$

a) Position du point d'application de l'effort normale de compression (N') sur le noyau centrale de la section de béton

$$e_0 = \frac{M}{N'} = \frac{7,464}{355,39} = 0,021 \text{ m} \Rightarrow e_0 = 2,1 \text{ cm} > \frac{h}{12} = 1,25 \text{ cm}$$

L'effort normal de compression N' se trouve à l'extérieur du noyau central. Donc il n'y a pas lieu de vérifier si N' est excentré ou pas.

b) Vérification si la section est entièrement comprimée

$$(0,337 \times h - 0,81 \times C1) \times \sigma_b \times b \times h \leq N' \times (d - C1) - M1$$

$$(1) \leq (2)$$

M₁: Moment par rapport aux armatures les moins comprimées

$$M_1 = M + N'(d - \frac{1}{2}) = 7,464 + 355,39(0,135 - \frac{0,15}{2})$$

$$M_1: 28,787 \text{ KN.m}$$

$$(1) = (0,337 \times 0,15 - 0,81 \times 0,015) \times 18,48 \times 0,15 \times 3,15 \times 1000$$

$$(1) = 335,301 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 355,39 \times (0,135 - 0,015) - 28,787$$

$$(2) = 13,860 \text{ KN.m}$$

Conclusion:

$$(1) = 335,301 \text{ KN.m} > (2) = 13,860 \text{ KN.m} \Rightarrow \text{SPC}$$

d) Calcul des armatures en flexion simple✓ **Vérification de l'existence des armatures comprimées**

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{28787}{18,48 \times 13 \times (315)^2} = 0,0293$$

$$\mu = 0,0293 < \mu_1 = 0,392 \text{ (Acier FeE500)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000 \varepsilon_s > 1000$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1} = 500 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0371$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 0,985$$

$$A_1 = \frac{M_u^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{1848008}{0,985 \cdot 13 \cdot 500} = 4,5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Retour aux sollicitations réelles (la flexion composée)

$$A_2 = A_1 - \frac{N}{100 \cdot \sigma_c} = 4,5 - \frac{355390}{100 \times 500} = -2,61 \text{ cm}^2 / \text{ml} > 0$$

$$\Rightarrow A_2 = 0$$

Armatures minimales :

$$A_{v1} = \text{Max} (A_2 ; A_1)$$

$$A_1 = [(L - 2a) \times e] \times 0,10\% = [(315 - 2 \times 15) \times 15] \times 0,10$$

$$A_1 = 4,28 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = (L \times e \times 0,15\%) - A_{v1} = (315 \times 15 \times 0,15\%) - 6,78$$

$$A_1 = 0,31 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow 4,28 \text{ cm}^2$$

Espacement minimal des barres verticales**En zone courante**

$$\delta \leq \min(1,5 \times e ; 30 \text{ cm}) \Rightarrow \delta \leq \min(1,5 \times 15 ; 30 \text{ cm})$$

L'espacement est pris en fonction du nombre de barre à condition que : $\delta \leq 30 \text{ cm}$

\Rightarrow On adoptera donc un espacement : $\delta = 15 \text{ cm}$

$$\delta = \frac{\delta'}{2} = 10 \text{ cm}$$

✓ **Choix des armatures**

Afin de vérifier l'espacement minimal préconisé par le RPA99/2003, on optera pour les choix suivants :

- **Sens x-x : 6T12** à chaque extrémité de la section verticale du voile
- **Sens y-y : T5.5** espacé de 15cm a chaque nappe pour les armatures parallèle aux parements du voile.

⇒ **Ferraillage horizontales**

e) **Vérification de l'effort tranchant : V = 286,83 KN**

$$\tau_u = \frac{\bar{V}_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow \bar{\tau}_u = 0,2f_{c28}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{1,4 \times 286830}{15 \times 284 \times 100} = 0,94 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 5 \text{ Mpa} \text{ et donc :}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \text{ (Condition vérifié)}$$

f) **Armatures transversales**

$$\frac{A_t}{b_0 \times \delta} \geq \frac{\tau_u - (0,3 \times f_{t28} \times k)}{0,9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \Rightarrow \text{pas de reprise de bétonnage}$$

$$\frac{A_t}{b_0 \times \delta} \geq \frac{\tau_u}{0,9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \Rightarrow A_t \geq \frac{\tau_u \times b_0 \times \delta}{0,9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \Rightarrow \frac{0,94 \times 15 \times 20}{0,9 \times \frac{500}{1}}$$

$$A_t \geq 0,62 \text{ cm}^2$$

Tableau .VII.1.Ferraillage des trumeaux ,

Voile N	Longueur (m)	Ferraillage verticale (extrémité)	Chainnage au croisement du plancher
V ₁ -V ₈	10.44	6T12	4T8
V ₁₁ -V ₁₂	3.90	6T12	4T8
V ₉ -V ₁₀	7.65	8T12	4T8

Tableau .VII.2.Ferraillage des trumeaux ,

V_{2-V_7}	Nombre de trumeau	Ferraillage verticale (éctrémité)	Longueur (m)	Chainnage au croisement du plancher
Trumeau extrême	2	6T12+4T12	3.90	4T8
Trumeau intermédiaire	2	10T10	0,65	4T8
Trumeau centrale	1	12T12	1.06	4T8
V_{13}	2	6T16	1.2	4T8

V_4-V_5	Nombre de trumeau	Ferraillage verticale (éctrémité)	Longueur (m)	Chainnage au croisement du plancher
Trumeau extrême	2	6T12	4.19	4T8
Trumeau intermédiaire	1	6T12	3.76	4T8
Trumeau centrale	1	6T12+2T12	1.71	4T8

Conclusion

On adoptera pour le ferraillage des zones courantes, des panneaux TS5.5 (150 × 200) à haute adhérence de nuance FE500.

✓ 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 pas 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 .

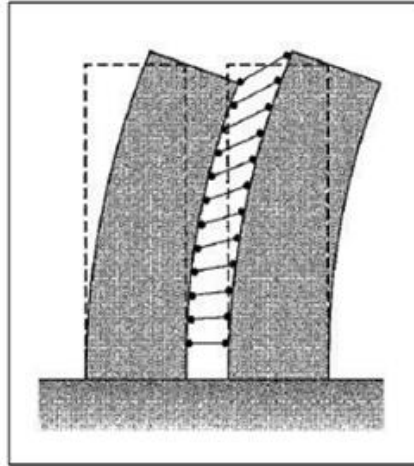


Figure. VII.8. Liaisons des trumeaux par les linteaux .

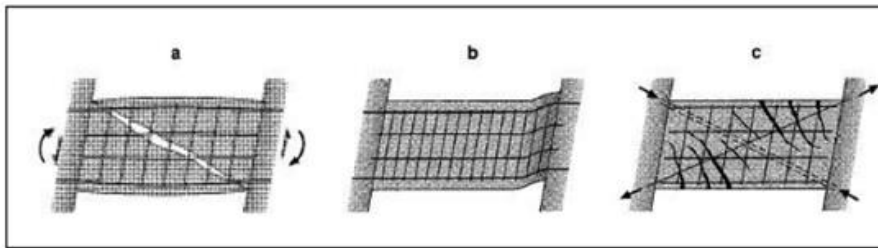


Figure.VII.9. Disposition des linteaux.

VII.9.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_u) dans linteaux, le ferrailage s'effectuera selon l'article 7.7.3 du RPA99/2003 qui préconise deux cas :

⇒ 1^{er} cas : $\tau_b \leq 0,06f_{c28}$ (article 7.7.3.1 du RPA99/2003)

On dispose alors le ferrailage suivant :

- Des aciers longitudinaux de flexion (A_l)
- Des aciers transversaux (A_t)
- Des aciers en partie courante (aciers de peau) (A_c)

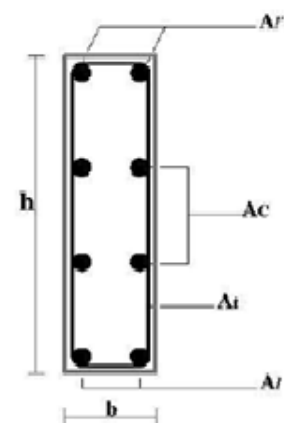


Figure.VII.10.Linteau du 1^{er} cas.

⇒ 2^{ème} cas : $\tau_b > 0,06fc_{28}$ (article 7.7.3.1 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 .

$$\text{Ferraillement minimale : } \begin{cases} A_1 ; A'_1 \geq 0,0015 b . h \\ A_c \geq 0,0020 b . h \\ A_D \geq 0,0015 b . h \\ A_D \geq 0 \\ A_t \geq 0,0015 b . s \\ A_t \geq 0,0025 b . s \end{cases}$$

$$\begin{pmatrix} Si \tau_b > 0,06fc_{28} \\ Si \tau_b \leq 0,06fc_{28} \\ Si \tau_b \geq 0,025fc_{28} \\ Si \tau_b > 0,025fc_{28} \end{pmatrix}$$

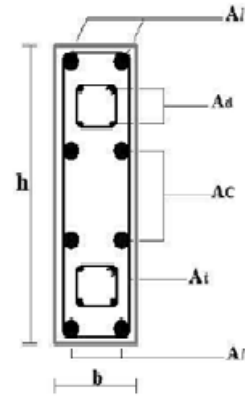


Figure.VII.11.Linteau du 1^{ème} cas.

Détermination des armatures

a) Vérification de l'effort tranchant : $V = 173,60 \text{ KN}$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_b \Rightarrow \bar{\tau}_b = 0,2fc_{28}$$

$$\Rightarrow \tau_b = \frac{1,4 \times 173600}{15 \times 0,9 \times 70 \times 100} = 2,57 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa} \text{ (condition vérifié)}$$

Et donc : $\tau_u < \bar{\tau}_u$

$$\tau_b = 2,57 \text{ Mpa} > 0,06fc_{28} = 1,5 \text{ Mpa} \Rightarrow \tau_b \leq 0,06fc_{28} \text{ (2 ème cas)}$$

b) Calcul des armatures longitudinales (A_1)

$$(A_1; A'_1) \geq 0,0015 \times 15 \times 70$$

$$\Rightarrow (A_1; A'_1) \geq 1,58 \text{ cm}^2$$

c) Calcul des armatures transversales (A_t)

$$\tau_b = 2,57 \text{ Mpa} > 0,025fc_{28} = 0,625 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow (A_1; A'_1) \geq 0,0025 \times 15 \times 15$$

$$\Rightarrow (A_1; A'_1) \geq 0,56 \text{ cm}^2$$

d) Calcul des armatures de peau (A_c)

$$\Rightarrow A_c \geq 0,0020 \times 15 \times 70$$

$$\Rightarrow (A_1; A'_1) \geq 2,1 \text{ cm}^2$$

e) Calcul des armatures diagonales (AD)

$$\tau_b = 2,57 \text{ Mpa} > 0,06 f_{c28} = 1,5 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow (A_1; A'_1) \geq 0,0015 \times 15 \times 70$$

$$\Rightarrow (A_1; A'_1) \geq 1,58 \text{ cm}^2$$

$$A_D = \text{Max} (A_{D \text{ (Calculer)}}; A_D \text{ (RPA)})$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{D \text{ (calculé)}} = \frac{V}{2 \times f_e \times \sin \alpha} \\ \tan(\alpha) = \frac{h - 2 \cdot d'}{l} \Rightarrow \tan(\alpha) = \frac{70 - 2.5}{125} = \tan(\alpha) = 0,48 \\ \sin(\alpha) = 0,433 \end{array} \right.$$

$$A_{D \text{ (calculé)}} = \frac{1736}{2 \times 500 \times 0,433} = 4,01 \text{ cm}^2$$

Tableau .VII.3. Ferrailage des linteau,

V_{2-V_7}	Longueur d'ouverture (m)	$(A_1; A'_1)$ (choix)	A_t (choix)	A_c (choix)	A_D (choix)
Linteau (1) en x	1.25	4T12	$\emptyset 8 + \emptyset 6$	4T10	8T8
Linteau (2) en x	2.55	4T12	$\emptyset 8 + \emptyset 6$	4T10	8T20

V_{13}	Longueur d'ouverture (m)	$(A_1; A'_1)$ (choix)	A_t (choix)	A_c (choix)	A_D (choix)
Linteau en x	1.5	4T16	$\emptyset 8 + \emptyset 6$	4T10	8T20
V_4	Longueur d'ouverture (m)	$(A_1; A'_1)$ (choix)	A_t (choix)	A_c (choix)	A_D (choix)
Linteau (1) en x	1.20	4T12	$\emptyset 8 + \emptyset 6$	4T10	8T16
Linteau (2) en x	1.5	4T12	$\emptyset 8 + \emptyset 6$	4T10	8T20

V_5	Longueur d'ouverture (m)	$(A_1; A'_1)$ (choix)	A_t (choix)	A_c (choix)	A_D (choix)
Linteau (1) en x	1.2	4T12	$\emptyset 8 + \emptyset 6$	4T10	8T14
Linteau (2) en x	1.5	4T12	$\emptyset 8 + \emptyset 6$	4T10	8T20
V_{3-V_6}	Longueur d'ouverture (m)	$(A_1; A'_1)$ (choix)	A_t (choix)	A_c (choix)	A_D (choix)
Linteau (1) en x	0.94	4T12	$\emptyset 8 + \emptyset 6$	4T10	8T14
Linteau (2) en x	0.84	4T12	$\emptyset 8 + \emptyset 6$	4T10	8T14

Choix de ferrailage

$$\left\{ \begin{array}{l} (A_1; A'_1) \text{ (calculé)} = 1,58 \text{ cm}^2 \Rightarrow (A_1; A'_1) \text{ (choix)} = 4T12 \\ A_t \text{ (calculé)} = 0,56 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_t \text{ (choix)} = \emptyset 8 + \emptyset 6 \\ A_c \text{ (calculé)} = 2,1 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_c \text{ (choix)} = 4T10 \\ A_D \text{ (calculé)} = 4,24 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_D \text{ (choix)} = 8T8 \end{array} \right.$$

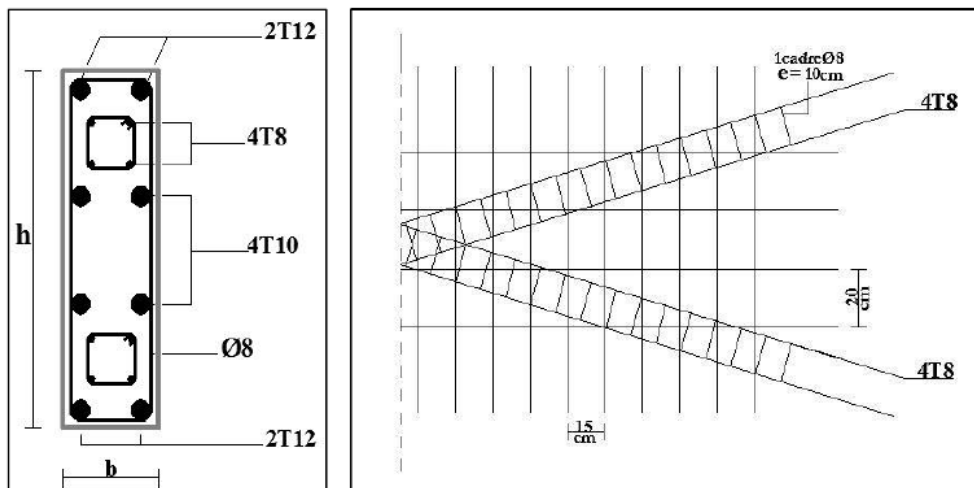


Figure.VII.12.Ferrailage du linteau.

Chapitre VIII

Étude de l'infrastructure

Chapitre VIII : Étude de l'infrastructure

VIII.1 Introduction

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causé par le sous dimensionnement des fondations. Celles-ci doivent transmettre au sol, les charges verticales, les charges sismiques horizontales. Cela exige d'une part une liaison efficace des fondations avec la superstructure, et d'autre part, un bon ancrage au niveau du sol.

VIII.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.

VIII.3 Semelles filantes

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les voiles qui se trouve dans la même ligne.

On doit vérifier que: $\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$

Tel que:

$N = \sum N_i$ de chaque file de voiles

$S = B \times L$

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la file considérée.

$$\Rightarrow B \geq \frac{N}{L\sigma_{sol}}$$

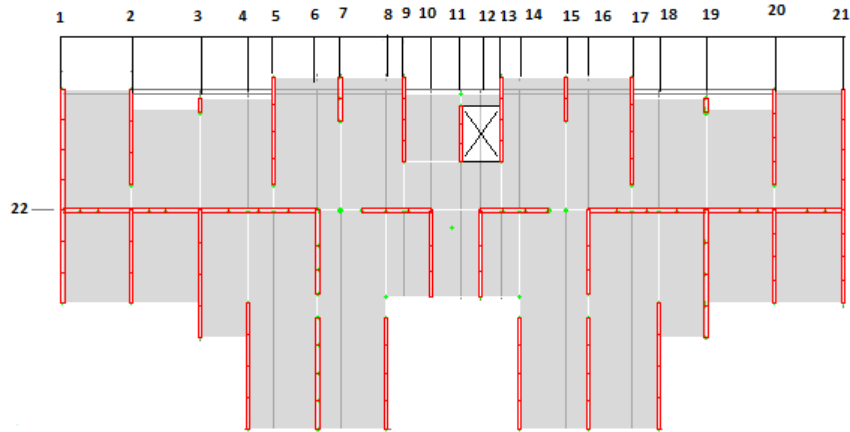


Figure.VIII.1. Distribution des voiles.

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit:

Tableau. VIII.1: Sections des semelles filantes

Files	N(kN)	L(m)	B(m)	Bchoisie(m)	S(m ²)
1	5960,45	9,8	3.8	3,90	37,24
2	5787,92	9,8	3,69	3,70	36,16
3	6687,46	10,95	3.,81	3,90	41,71
4	2389,2	5,57	2,68	2,70	14,92
5	2796,77	4,96	3,52	3,60	17,45
6	4670,65	10,02	2,91	3,00	29,15
7	2600.75	2,05	7,9	7,90	16,19
8	1839.73	5,1	2,25	2,30	12,15
9	3987.36	3,91	6,37	6,40	24,90
10	2614,31	3,96	4,12	4,20	16,31
11	854,99	2,6	2,05	2,10	5,33
12	3430,06	3,96	5,41	5,50	21,42
13	2138,09	3,91	3,41	3,50	13,33
14	1835,71	5,1	2,24	2 ,30	11,42
15	2599,47	2,05	7,9	7,90	16,19
16	4615.43	10,02	2,80	2.80	28,05
17	2796,66	4,92	3,55	3,60	17,46
18	2389,02	5,57	2,68	2,70	14,92
19	6687,46	10,95	3,81	3,90	41,71
20	5760,45	9,8	3,69	3,70	36,16
21	5960,45	9,8	3,80	3,80	37,24
22	12791,84	35,90	2,20	2,20	78,98

La somme des surfaces des semelles = 568.39 m²

La surface du bâtiment = 428,8 m²

Conclusion

Les semelles filantes son encombrées, c.-à-d la somme des surfaces des semelles est supérieure à 50% de la surface de l'ouvrage.

Donc il est recommandé d'opter pour un radier général.

VIII.4 Radier général

a/- Introduction

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction.

Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée; dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées de grande hauteur.

Dans notre cas, on optera pour un radier mince

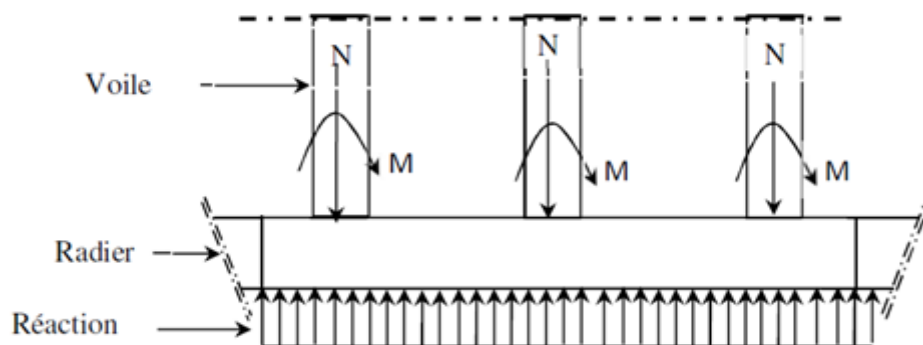


Figure.VIII.2 : Schéma du radier générale.

b/-Pré dimensionnement du radier

- Selon la condition d'épaisseur minimale

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25cm ($h_{\min} \geq 25\text{cm}$)

- Selon la condition forfaitaire

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_1 \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

h : épaisseur du radier

Lmax : distance entre deux voiles successifs

$$L_{\max} : 3.35 \text{ m} \rightarrow 41.87 \text{ cm} \leq h \leq 67 \text{ cm} \rightarrow h=55\text{cm}$$

- **Selon la Condition de longueur d'élasticité**

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la longueur élastique définie

par l'expression suivante: $L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$

$$\text{Avec: } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$$

I: Inertie de la section transversale du radier $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$

E: Module d'élasticité du béton (prendre en moyenne $E=32164,2\text{MPa}$).

b=1: Largeur de la semelle par bande d'un mètre (b=1m).

K: Coefficient de raideur du sol ($0,5\text{kg/cm}^3 \leq K \leq 12\text{kg/cm}^3$).

On pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes :

- $K=0,5[\text{kg/cm}^3] \rightarrow$ pour un très mauvais sol.
- $K=4 [\text{kg/cm}^3] \rightarrow$ pour un sol de densité moyenne.
- $K=12[\text{kg/cm}^3] \rightarrow$ pour un très bon sol.

$$\text{On aura: } h_2 \geq \sqrt[3]{\frac{3K \left(\frac{2L_{\max}}{\pi} \right)^4}{E}} \Rightarrow h_2 \geq 49.88\text{cm}$$

- Nous avons un sol de densité moyenne $\rightarrow K=4[\text{kg/cm}^3]$
- Et $L_{\max}=3.35\text{m}$. $\rightarrow h_2=49.88 \text{ cm}$.

Conclusion

On adoptera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier : **h= 55 cm**

Donc on ajoute au radier un débord minimale de largeur L_d . avec $L_d \geq (h/2 ; 50 \text{ cm})$

Nous prenons $L_d = 50 \text{ cm}$

$$S_{\text{radier}} = S_{\text{bâtiment}} + S_{\text{débord}} = 487,62 \text{ m}^2$$

❖ Verification des contraintes

$$\sigma_{\text{adm}} = 1,6 \text{ bar}$$

$$\text{Poids du radier : } S_{\text{rad}} \times h \times 25 = 487,62 \times 0.55 \times 25 = 6704.775 \text{ KN}$$

$$N_u = 74250 \times 1.35 \times 6704.775 = 83301.44 \text{ KN}$$

$$N_s = 54860 \times 6704.775 = 61564.775 \text{ KN}$$

$$E L U : S_{rad} \geq \frac{Nu}{1,33\sigma_{sol}} = \frac{83301,44}{1,33 \times 160} = 391,45 \text{ m}^2$$

$$E L S : S_{rad} \geq \frac{Ns}{\sigma_{sol}} = \frac{61564,775}{160} = 384,77 \text{ m}^2$$

$S_{rad} = 487,62 \text{ m}^2 \geq \text{Max} (S1;S2) = 391,45 \text{ m}^2 \rightarrow$ condition verifier

❖ Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

Avec $b=55\text{cm}$, $d = 0,9 h = 49,5 \text{ cm}$

$$T_u^{\max} = q_u \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{Nu \times b \times L_{\max}}{S_{rad} \times 2} = \frac{83301,44 \times 0,55}{487,62} \times \frac{3,35}{2} = 157,37 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{157,37}{0,55 \times 0,495} = 0,578 \text{ MPa} \leq \tau_u = 1,25 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifier}$$

❖ Vérification de l'effort de sous pression

Cette vérification justifiée le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$G \geq \alpha \cdot S_{rad} \cdot \gamma_w \cdot Z = 1,5 \times 3,04 \times 0,55 \times 487,62 \times 10 = 12229,50 \text{ KN}$$

G : poids total du bâtiment à la base du radier

α : coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement $\alpha=1,5$

γ_w : poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10\text{KN/m}^3$)

Z : profondeur de l'infrastructure ($h=3,04\text{m}$)

$$G=59069\text{KN} > 12229,50 \text{ KN}$$

\rightarrow pas de risque de soulèvement de la structure .

❖ Vérification de la stabilité du radier

Elle consiste à vérifier les contraintes du sol sous le radier ; sollicité par les efforts suivants :

- Efforts normaux dus aux charges verticales.
- Efforts de renversement du au séisme.

$$M = M_0 + T_0 h$$

M_0 : moment sismique à la base de la structure

T_0 : effort tranchant à la base de la structure

h : profondeur de l'infrastructure

le diagramme trapézoïdale des contraintes donne :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

on doit vérifier que :

$$\text{ELU : } \sigma_m \leq 1,33 \sigma_{sol}$$

$$\text{ELS : } \sigma_m \leq \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{sol} = 160 \text{ KN/m}^2 \quad 1,33 \sigma_{sol} = 212,8 \text{ KN/m}^2$$

Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M V}{I}$$

Tableau.VIII.2 : Les contraintes ,

	ELU			ELS			Obser
	σ_1	σ_2	σ_m	σ_1	σ_2	σ_m	
X-X	262.41	262.55	262.44	301.10	301.66	301.24	ok
Y-Y	262.41	262.55	262.44	301.10	301.66	301.24	ok

❖ Vérification au poinçonnement

On doit vérifier que :

$$N_u \leq 0,07 \cdot U_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec

- U_c : périmètre du contour projeté sur le plan moyen du radier

- N_u : charge de calcul à l'ELU

-h : épaisseur total du radier

Tableau .VIII.3 : vérification au poinçonnement ,

voiles	Qu(KN)	h(m)	e(m)	μ_c	T _{adm}	vérification
V.T.1	-1309,58	0,55	0,15	12,25	8522,66	ok
V.T.2	-1255,87	0,55	0,15	11,30	8950,54	ok
V.T.3	-2106,67	0,55	0,15	14,25	9987,56	ok
V.T.4	-654,98	0,55	0,15	7,66	5472,59	ok
V.T.5	-584,69	0,55	0,15	7,66	5104,55	ok
V.T.6	-2178,95	0,55	0,15	14,20	9989,64	ok
V.T.7	-648,21	0,55	0,15	5,60	5420,99	ok
V.T.8	-2961,78	0,55	0,15	11,02	19872,20	ok
V.T.A	-901,66	0,55	0,15	8,20	7569,59	ok
V.L.1	-2351,54	0,55	0,15	12,66	9998,23	ok

VIII.5. Ferrailage du radier

➤ Ferrailage 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

Charge pour une bande de 1m : $q = \sigma_m \left(\frac{L}{4}\right) \cdot 1m$

Le panneau le plus sollicité : $L_x = 3.15m$; $L_y = 5.75m$

$\zeta = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.15}{5.75} = 0,54 \Rightarrow$ la dalle porte suivant les deux directions

$M_x = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2 \rightarrow$ suivant la direction l_x

$M_y = \mu_y \cdot M_x \rightarrow$ suivant la direction l_y

\Rightarrow Etat limite ultime (ELU) : $q_u = \sigma_m \cdot 1m = 262,44 \text{ KN/ml}$

\Rightarrow Etat limite de service (ELS) : $q_s = \sigma_m \cdot 1m = 301,24 \text{ KN/ml}$

Tableau.VIII.4 : Sollicitations (moment) suivant le sens X et le sens Y,

sollicitation	Lx (m)	Ly (m)	$\rho=Lx/Ly$	μ_x	μ_y	$M_{0x}(KN.m)$	$M_{0y}(KN.m)$
ELU	3.15	5.75	0.54	0.088	0.250	229.16	57.28
ELS	3.15	5.75	0.54	0.110	0.295	263,03	65,75

Tableau.VIII.5 : Tableau récapitulatif des sollicitations maximale appui et travée ,

sens moment	Sens X-X		Sens Y-Y	
	ELU	ELS	ELU	ELS
Combinaison				
Ma (KN.m)	-114,58	-131,51	-28,64	-32,87
Mt (KN.m)	171,87	197,27	42,96	49,31

b) Calcul des armatures

✓ Enrobage

Fissuration préjudiciable $\rightarrow a = 2cm$

$$C_x = a + \frac{\varphi}{2}$$

$$C_y = a + \varphi + \frac{\varphi}{2}$$

$$\varphi_{max} \leq \frac{h_0}{10} = \frac{55}{10} = 5,5cm \quad \text{On prend : } \varphi = 1.6 cm$$

$$\text{Donc : } C_x = a + \frac{1.6}{2} = 2.8 cm ; C_y = a + \varphi + \frac{1.6}{2} = 4.4 cm$$

$$d_x = h_0 - C_x = 52.2cm$$

$$d_y = h_0 - C_y = 50.6cm$$

c) Section de calcul

1) Sens x-x

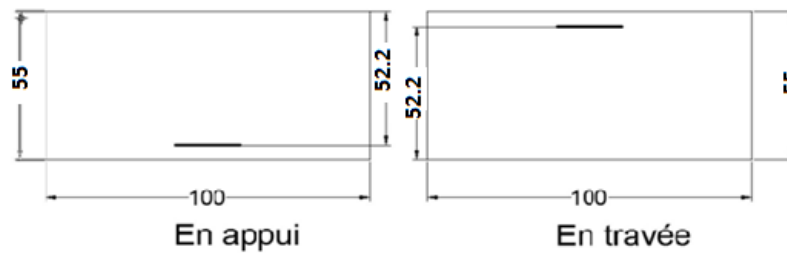


Figure. VIII.3 : Section de calcul dans le sens x-x.

2) Sens y-y

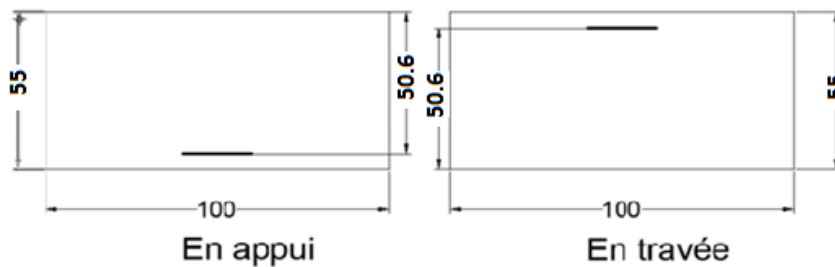


Figure . VIII.4 : Section de calcul dans le sens y-y.

d) Calcul de ferrailage

1) en travée

⇒ Etat limite ultime (E.L.U) $M_u = 164,370KN$

$$\mu = \frac{164370}{14,2 \times 100 \times 52,2^2} = 0,042$$

$$\mu = 0,042 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow \lambda \notin \text{et } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L$$

$$\alpha = 0,053 \quad \beta = 0,97$$

$$A = \frac{164370}{348 \times 0,97 \times 52,2} = 9,32 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = 9,32 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

✓ Choix des armatures

$$5T16 / \text{ml} \rightarrow A = 12,32 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

⇒ Section minimale

Sens x-x : $A_{s \min} = 1,2 \cdot (A_{\min \text{ suivant } y-y}) = 5,28 \text{ cm}^2$.

Sens y-y : $0,8\% \cdot b \cdot h = 4,4 \text{ cm}^2$.

Tableau.VIII.6 : ferrailage des panneaux du radier,

	Sens	$M_u(\text{kNm})$	μ	α	β	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	$A_s^{\text{min}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$
Travée	x-x	114,58	0,029	0,018	0,99	6,37	5,28	6T12	6,79
	y-y	28,64	0,007	0,009	0,99	1,64	4,4	4T12	4,53
appui	x-x	171,87	0,044	0,028	0,98	9,65	5,28	5T16	10,06
	y-y	42,96	0,012	0,009	0,99	2,46	4,4	4T12	4,53

e) Espacement

$$Esp \leq \text{Min}(3h; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(150\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

(1) Sur travée

- Sens x-x

$$S_t = \frac{100}{5} = 20\text{cm} < 33\text{cm}$$

On opte $S_t = 20\text{cm}$.

- Sens y-y

$$Esp \leq \text{Min}(4h; 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(180\text{cm}; 40\text{cm}) = 40\text{cm}$$

$$S_t = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < 40\text{cm}$$

On prend $S_t = 25\text{cm}$

(2) sur Appuis

$$S_t = \frac{100}{6} = 16,67\text{cm} < 33\text{cm}$$

On opte $S_t = 15\text{cm}$

f) Vérifications nécessaires

⇒ Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau.VIII.7 : vérification des contraintes ,

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérif
Trav	x-x	114,58	6,79	9,31	214256,864	4,97	15	340,975	240	Non
	y-y	28,64	4,53	7,640	140270,7022	1,559	15	131,457	240	oui
App	x-x	171,87	10,06	9,34	214255,722	7,61	15	520,749	240	Non
	y-y	42,96	4,53	7,640	140270,7022	2,339	15	197,186	240	oui

Remarque

Les contraintes dans les aciers selon le sens x-x ne sont pas vérifiées, donc on doit augmenter la section d'armature.

g) Redimensionnement de la section d'armature

Tableau.VIII.8: Redimensionnement des armatures ,

	Sens	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)	S _t (cm)
Appui	x-x	9,32	6T20	18,86	20
Travée	x-x	6,15	6T16	12,07	20

Tableau.VIII.9: Vérification des contraintes ,

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérif
Trav	x-x	114,58	12,07	12,05	350179,578	3,859	15	198,72	240	oui
App	x-x	171,87	18,86	14,59	503690,328	4,978	15	201,79	240	oui

VIII.6. Ferrailage du débordement

Le débordement est de 50 cm de chaque coté

⇒ **Etat limite ultime (E L U)**

$$\sigma_m = 262,44 \text{ KN/m}^2$$

Pour une bonde de 1m de largeur

$$q_u = 251 \times 1 = 262,44 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = -q_u \cdot \frac{l^2}{2} = -32,805 \text{ KN.m}$$

⇒ **Etat limite service (E L S)**

$$\sigma_m = 301,24 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = 301,24 \times 1 = 301,24 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = -q_s \cdot \frac{l^2}{2} = -37,655 \text{ KN.m}$$

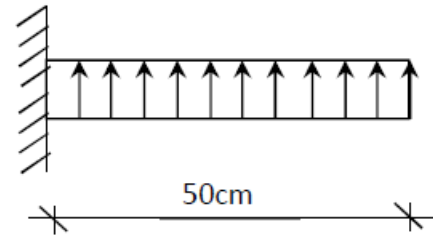


Figure .VIII.5:schéma statique du débord

Tableau.VIII.10 : Ferrailage du débord,

	M_u (kNm)	μ	α	β	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	St(cm)
Débord	32,805	0,011	0,014	0,99	2,11	6T10	4,53	10

Tableau.VIII.11 : vérification des contraintes,

	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérif
Débord	37,655	5,50	7,83	129984,3572	2,19	15	156,11	240	oui

Remarque

Le ferrailage du radier est utilisé pour deux nappes, l'une supérieure et l'autre inférieure.

VIII.7. Etude du voile périphérique

Notre structure comporte un voile périphérique qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de RDC. Il a une grande rigidité, crée à la base de caisson rigide et indéformable avec les planchers de RDC et les fondations.

a) Pré dimensionnement

Le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

- Epaisseur $e \geq 20\text{cm}$
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de $0.1\%B$ dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Les ouvertures du voile ne doivent pas réduire sa rigidité.
- La longueur de recouvrement est de $50 \varnothing$ avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

b) Armatures verticales

$$A_v = 0.1 \times \frac{e \times b}{100} = 0.1 \times \frac{20 \times 304}{100} = 6,08\text{cm}^2$$

$$A_v = 6T12/ml \text{ avec espacement } s = 60\text{cm}.$$

c) Armatures horizontales

$$A_h = 0.1 \times \frac{e \times h}{100} = 0.1 \times \frac{20 \times 304}{100} = 6,08\text{cm}^2$$

$$A_h = 6T12/ml \text{ avec espacement } s = 60 \text{ cm}$$

VIII.8. Plan de ferrailage

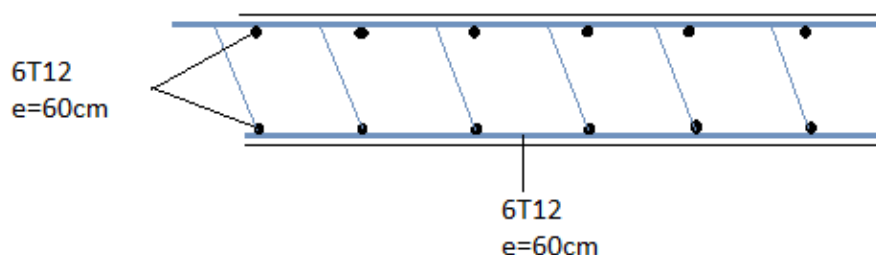


Figure.VIII.6 : Coupe horizontale du ferrailage du voile périphérique.

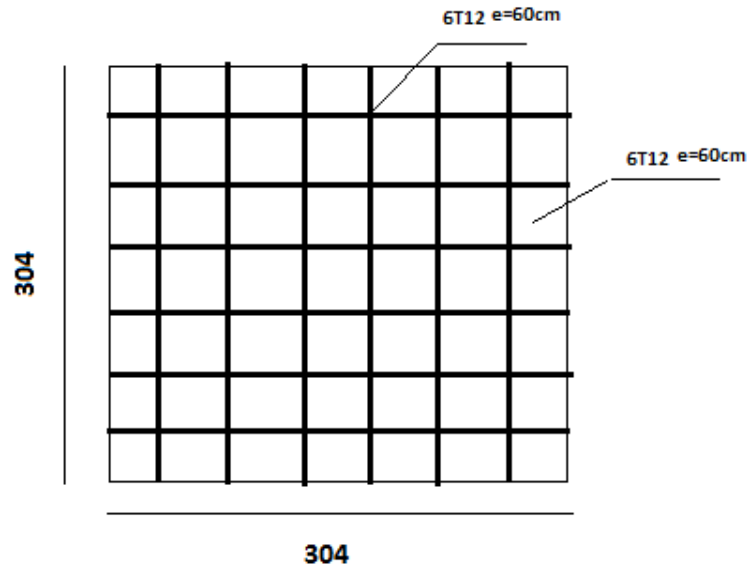


Figure.VIII.7: Ferrailage du voile périphérique.

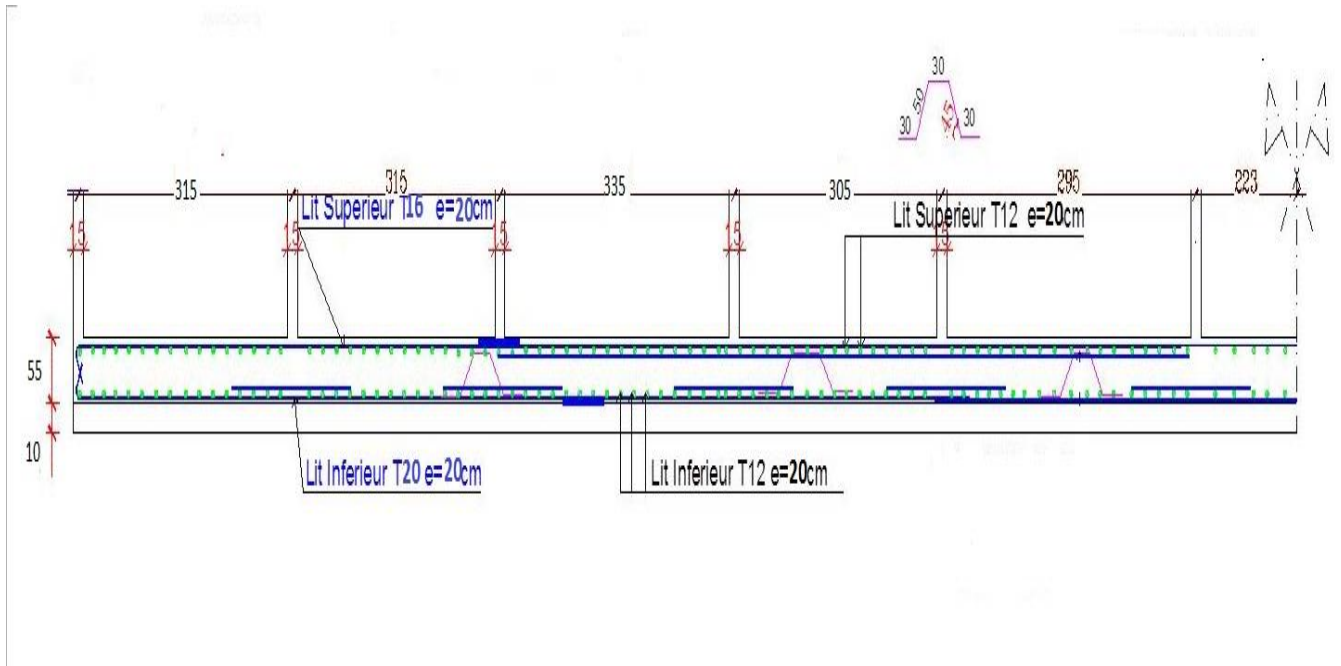


Figure.VIII.8: Plan de Ferrailage du radier général .

Conclusion

Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude a représenté pour nous, une expérience d'étude génie civil d'une structure en béton armé. Nous avons eu l'occasion durant notre recherche de mettre en œuvre 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 de 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 a 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 sommes arrivés aux conclusions suivantes :

- Le pré dimensionnement est une étape très importante dans un calcul structural, du fait qu'il nous permet de déterminer les dimensions des différents éléments composants la structure et de garantir la sécurité et l'économie de l'ouvrage.
- Le séisme en tant que chargement dynamique, reste l'une des plus importantes et des plus dangereuses actions à considérer dans la conception et le calcul des structures en béton armé.
- L'analyse tridimensionnelle d'une structure irrégulière est rendue possible grâce à l'outil informatique et les logiciels performants de calcul (ETABS et SOCOTEC).
- Grâce aux logiciels utilisés dans notre travail, l'estimation (la modélisation) de la masse de structure peut être faite avec un grand degré de précision.
- La connaissance du comportement dynamique d'une structure en vibrations libres amorties, peut être approchée de manière exacte si la modélisation de celle-ci se rapproche le plus étroitement possible de la réalité. Rappelons que la première étape de l'analyse dynamique d'un modèle de structure consiste dans le calcul des modes propres tridimensionnels et des fréquences naturelles de vibrations.
- Les structures à voiles porteurs ne sont pas complètement en 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 constitue une faiblesse pour l'ouvrage en question.

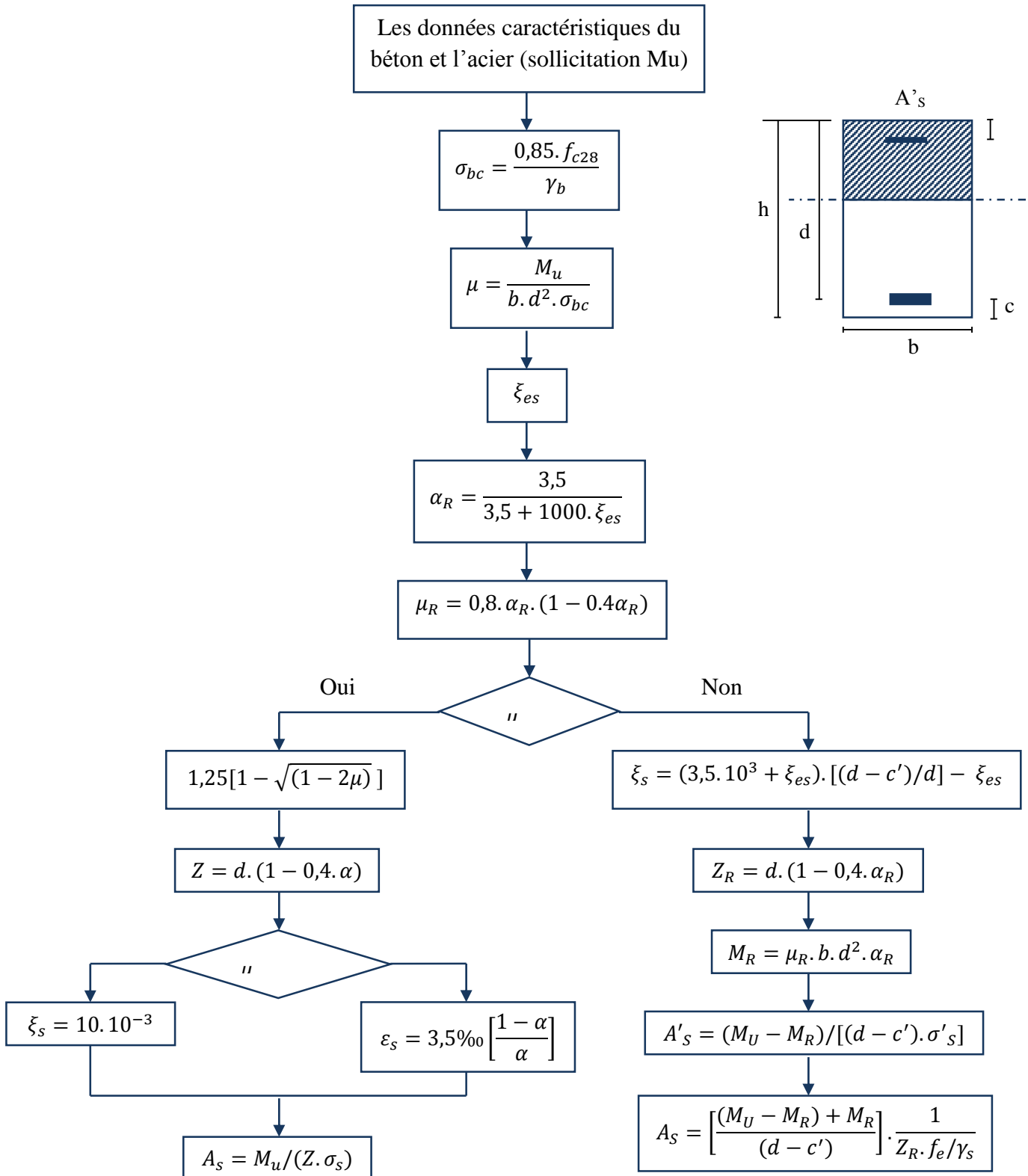
- L'étude du comportement dynamique d'une structure, dont la forme en plan est irrégulière nous a permis de mieux visualiser la présence des modes de torsion.
- Il est indéniable que l'analyse sismique constitue une étape déterminante dans la conception parasismique des structures. En effet des modifications potentielles peuvent être apportées sur le système de contreventement lors de cette étape. Par conséquent, les résultats déduits de l'étape de pré dimensionnement ne sont que temporaires lors du calcul d'une structure
- Cette étude nous a permis d'appliquer toutes les connaissances théoriques acquises durant notre formation, ainsi que de maîtriser le logiciel ETABS qui est très pratique pour le calcul des bâtiments en béton armé.

Références bibliographiques

- Règles Parasismiques Algériennes RPA99/Version 2003 Centre National De Recherche Appliquée En Génie-Parasismique [1] .
- BAEL 91/modifiées 99 (1999). Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en Béton Armé suivant la méthode des Etats-Limites, Editions eyrolles, France, 330 p [2].
- Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé. CBA93, Ministère de l'Habitat [3].
- Charges Permanentes et Charges d'Exploitation, DTR B C 2 2.
- Dardoune Abderaouf et Tayeb Mohamed el Amine, Etude d'un bâtiment (R+9) technique coffrage tunnel à usage d'habitation, Mémoire de Master, Université Abdelhamid Ibn Badis de Mostaganem (2018 ; 2019)

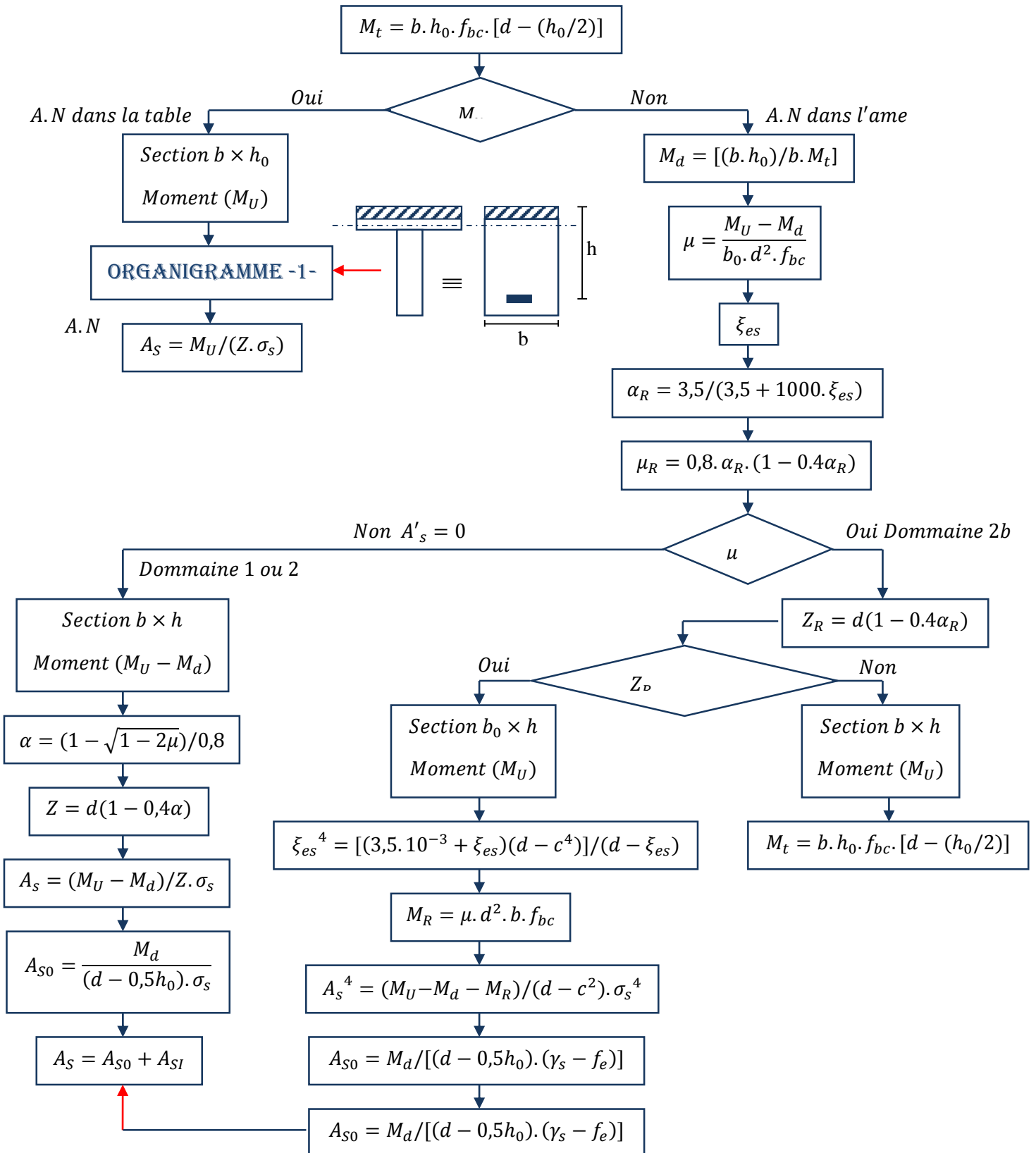
Organigramme 1

Section rectangulaire a l'ELU en flexion simple



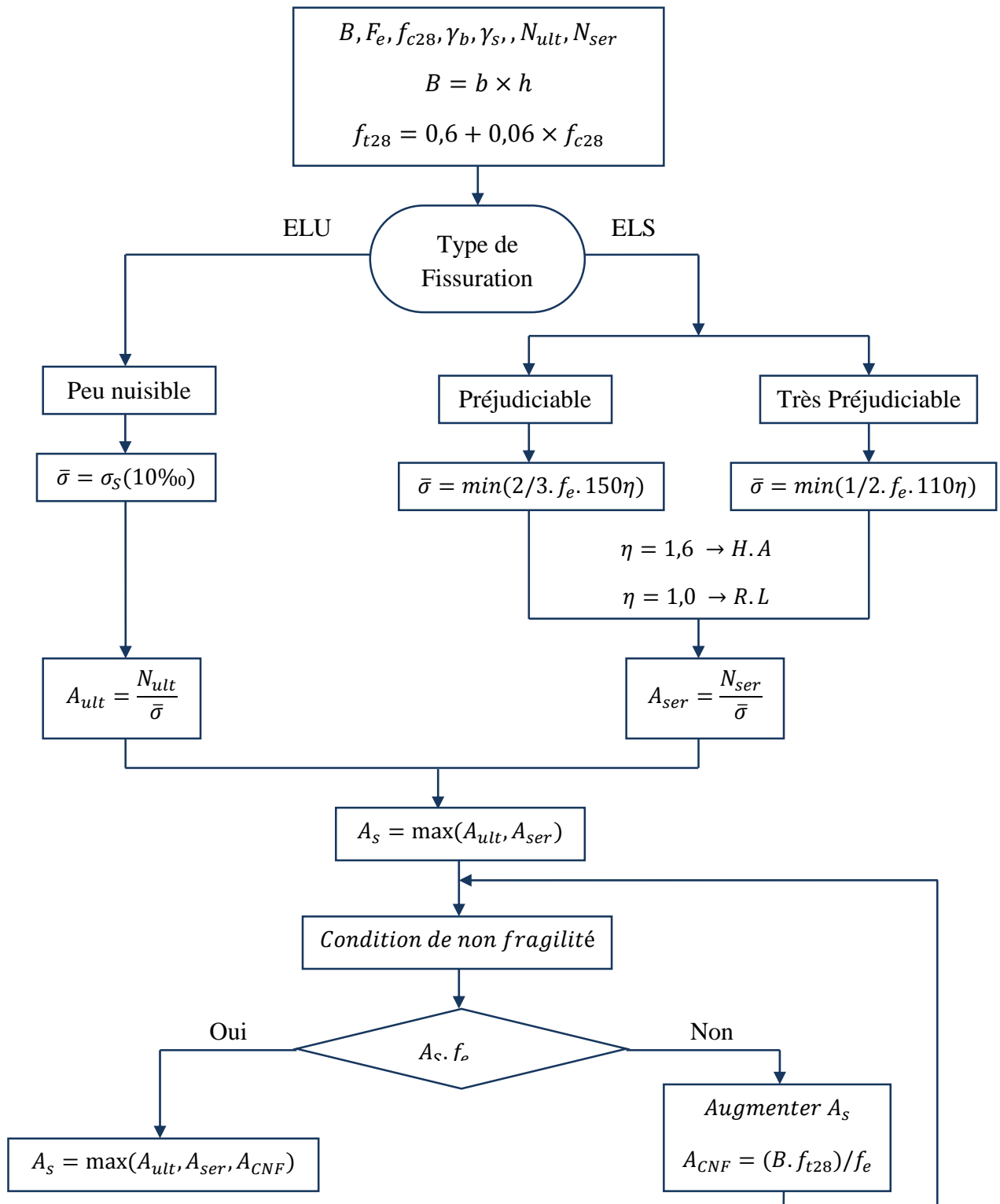
Organigramme 2

Calcul d'une section en -TE- a l'ELU en flexion simple



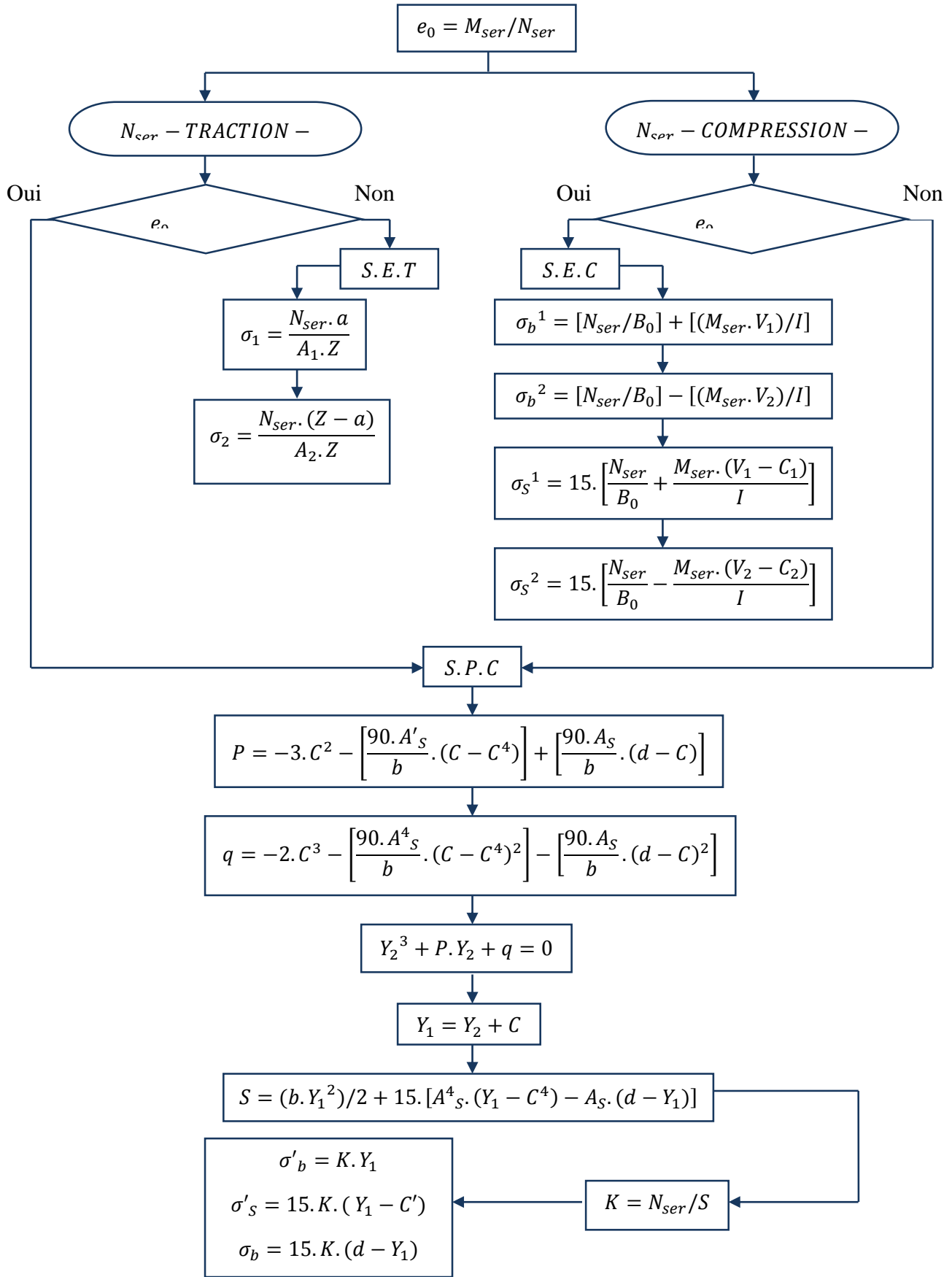
Organigramme 3

Traction simple



Organigramme 4

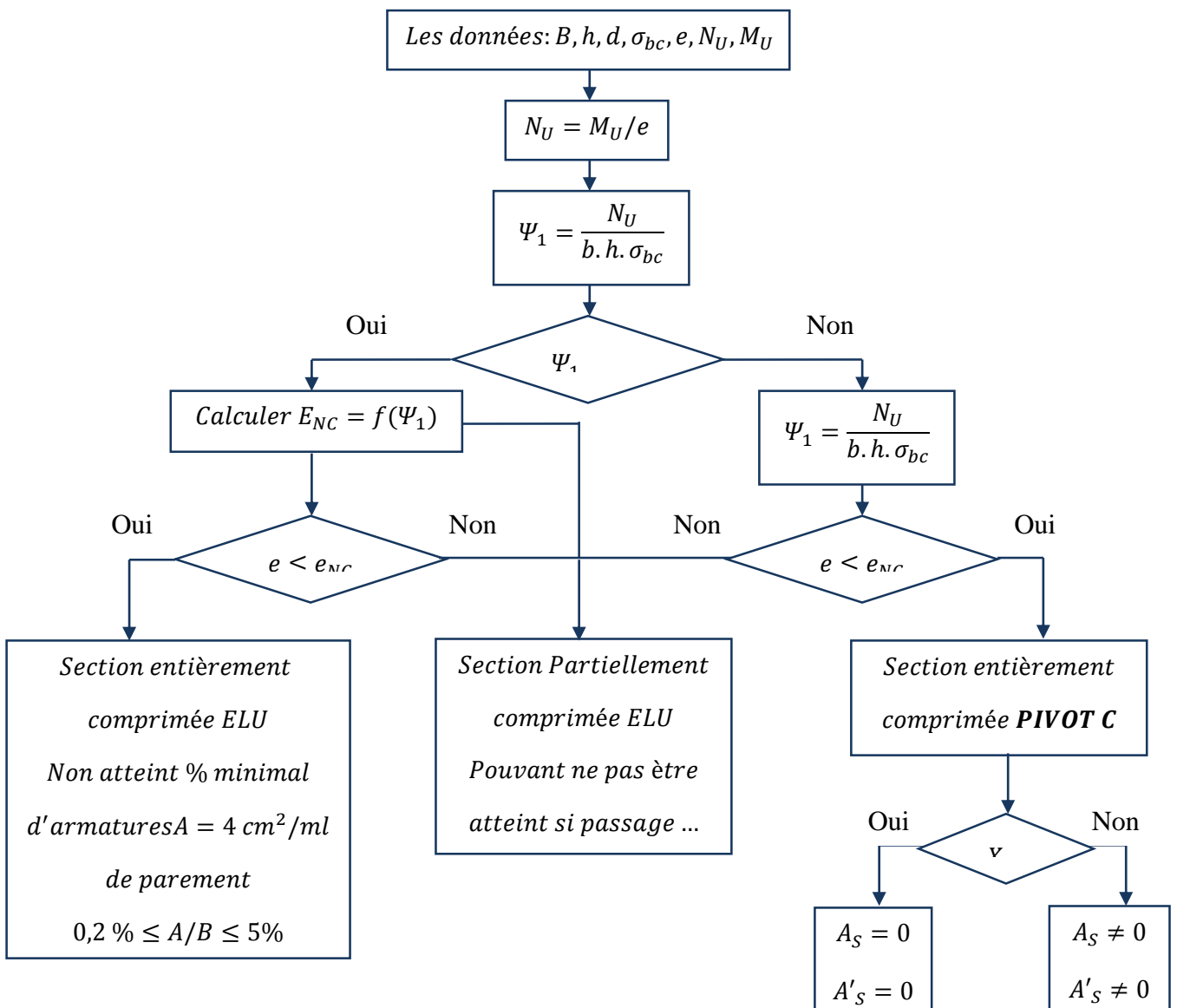
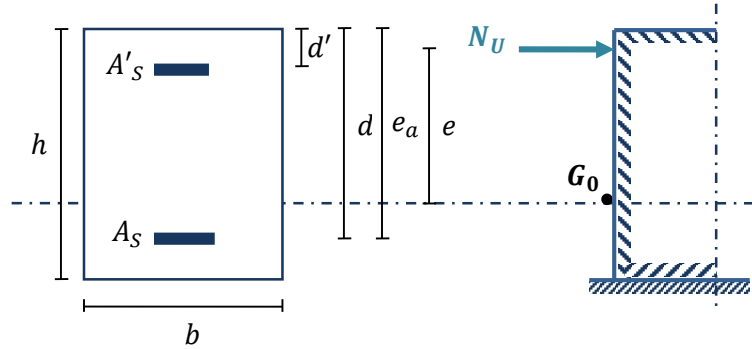
Flexion composée à L'EI



ORGANIGRAMME -5-

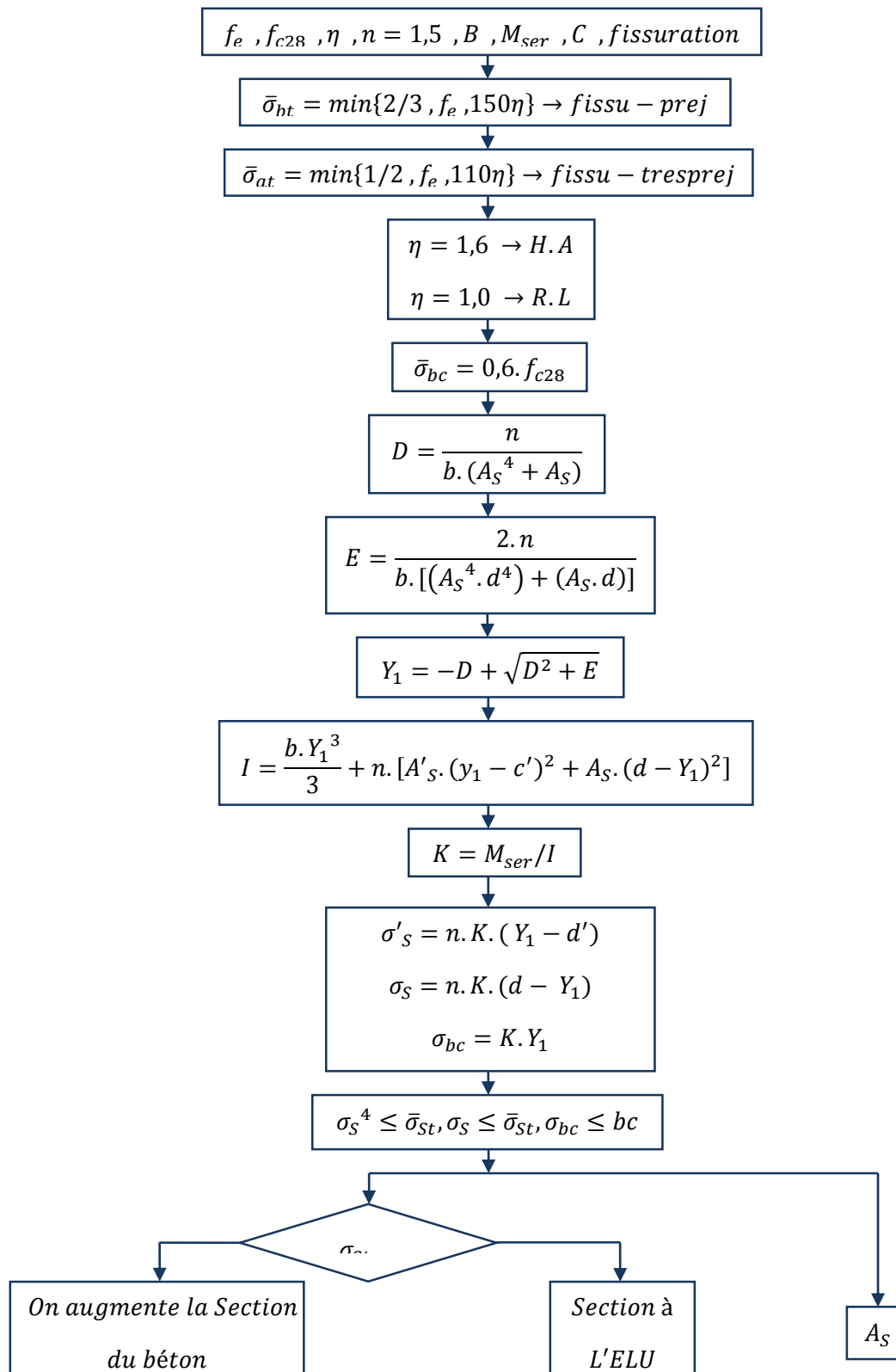
Calcul d'une section rectangulaire

À l'ELU en flexion composée



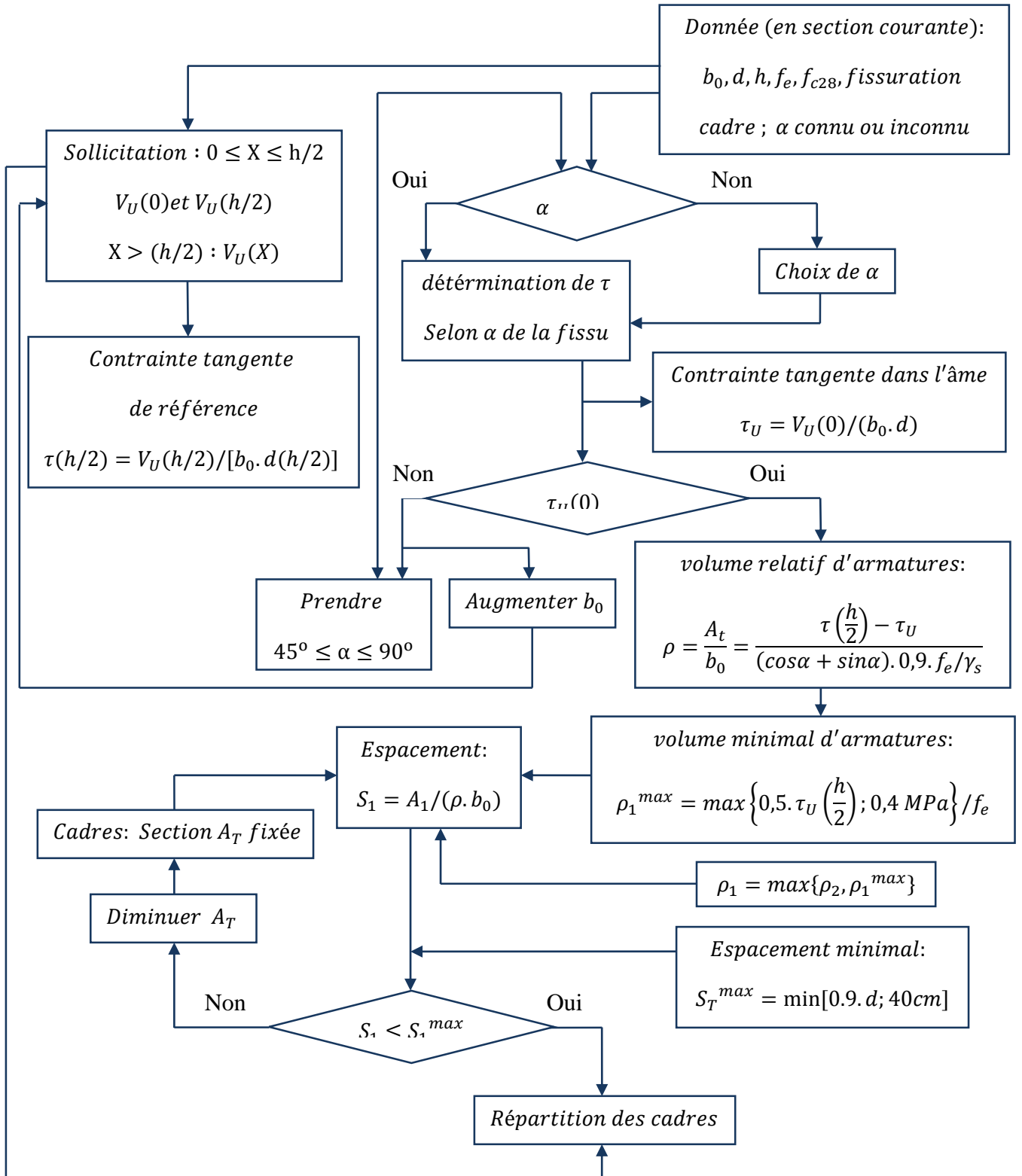
ORGANIGRAMME -6-

Vérifications d'une section rectangulaire à -l'ELU-



ORGANIGRAMME -7-

Calcul des armatures d'une poutre soumise A l'effort tranchant



Annexe

TREILLIS SOUDÉS DE STRUCTURE (NF A 35-080-2)											
Désignation ADETS	Section		E e mm	D d mm	Abouts AV AR ad ag mm/mm	Nombre de fils N n	Longueur Largeur L l m	Masse nominale Kg/m ²	Surface 1 panneau m ²	Masse 1 panneau kg	Colisage
	S cm ² /m	S s cm ² /m									
ST 10[®]	1,19	1,19 1,19	200 200	5,5 5,5	100/100 100/100	12 24	4,80 2,40	1,870	11,52	21,54	50 ou 80
ST 20[®]	1,89	1,89 1,28	150 300	6 7	150/150 75/75	16 20	6,00 2,40	2,487	14,40	35,81	40
ST 25[®]	2,57	2,57 1,28	150 300	7 7	150/150 75/75	16 20	6,00 2,40	3,020	14,40	43,49	40
ST 30[®]	2,83	2,83 1,28	100 300	6 7	150/150 50/50	24 20	6,00 2,40	3,226	14,40	46,46	30
ST 35[®]	3,85	3,85 1,28	100 300	7 7	150/150 50/50	24 20	6,00 2,40	4,026	14,40	57,98	30
ST 50[®]	5,03	5,03 1,68	100 300	8 8	150/150 50/50	24 20	6,00 2,40	5,267	14,40	75,84	20
ST 60[®]	6,36	6,36 2,54	100 250	9 9	125/125 50/50	24 24	6,00 2,40	6,986	14,40	100,60	16
ST 15 C[®]	1,42	1,42 1,42	200 200	6 6	100/100 100/100	12 20	4,00 2,40	2,220	9,60	21,31	70
ST 25 C[®]	2,57	2,57 2,57	150 150	7 7	75/75 75/75	16 40	6,00 2,40	4,026	14,40	57,98	30
ST 25 CS[®]	2,57	2,57 2,57	150 150	7 7	75/75 75/75	16 20	3,00 2,40	4,026	7,20	28,99	40
ST 40 C[®]	3,85	3,85 3,85	100 100	7 7	50/50 50/50	24 60	6,00 2,40	6,040	14,40	86,98	20
ST 50 C[®]	5,03	5,03 5,03	100 100	8 8	50/50 50/50	24 60	6,00 2,40	7,900	14,40	113,76	15
ST 65 C[®]	6,36	6,36 6,36	100 100	9 9	50/50 50/50	24 60	6,00 2,40	9,980	14,40	143,71	10