



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي



Ministère de L'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة الجيلالي بونعاما خميس مليانة

Université de Djilali, Bounaama, Khemis Miliana

كلية العلوم والتكنولوجيا

Faculté des Sciences et de La Technologie

قسم الهندسة الكهربائية

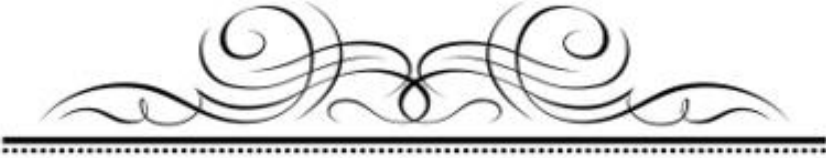
Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'étude en vue de l'obtention du Master


En science et technologie

Option : Structure

Thème



Etude de la stabilité d'une structure
en béton armé (r+9)
Contreventé par des voiles



Présenter par



LOUNIS Fouad

OUALIHINE Younes

Encadreur



Dr. MERABTI

Academic year

2020 / 2021

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Merci...

Nous remercions Dieu Tout-Puissant "ALLAH" qui nous a donné le courage d'affronter ce nouveau domaine, et la force de mener à bien ce travail.

Nous voulons remercier les gens qui sans eux, nous ne serons jamais là, nos mères et nos pères. Ainsi que toute notre famille.

Nous remercions, en particulier, d'exprimer notre profonde gratitude à notre encadreur Dr.Merabti, qui nous a beaucoup aidé dans la réalisation de notre mémoire et ses précieux conseils.

Enfin, nous tenons à remercier toutes les personnes qui nous ont aidés dans notre projet.

Fouad, Younes



DIDJACE

Avant tout, je remercie le grand dieu qui nous a aidés à élaborer ce travail

Je dédie ce modeste travail

A celle que j'aime le plus au monde

A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, Mes frères A tous mes amis et mes collègues,

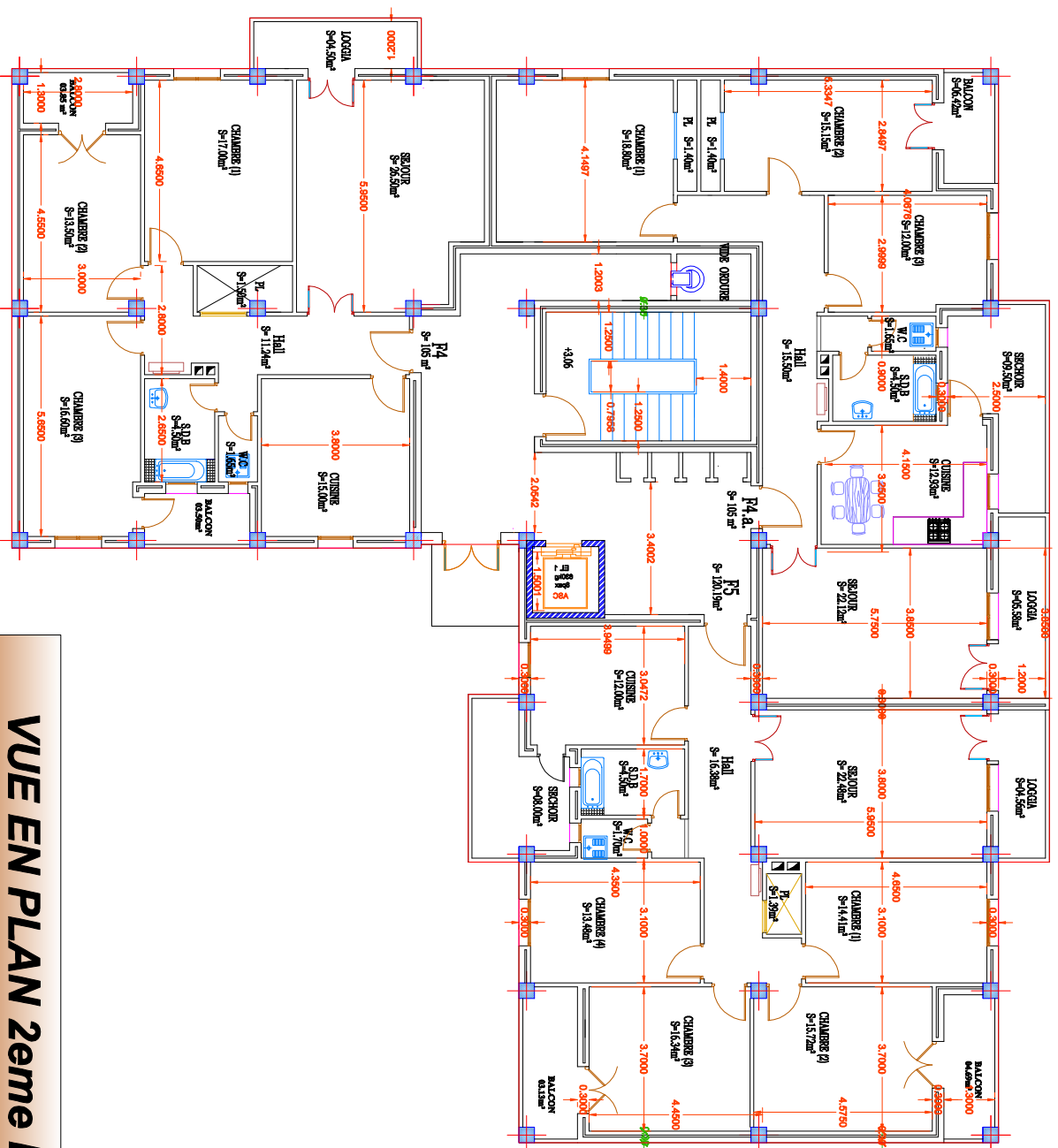
A Toute la promotion de génie civil 2021

A je dédie Mons binômes Lounis qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.

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



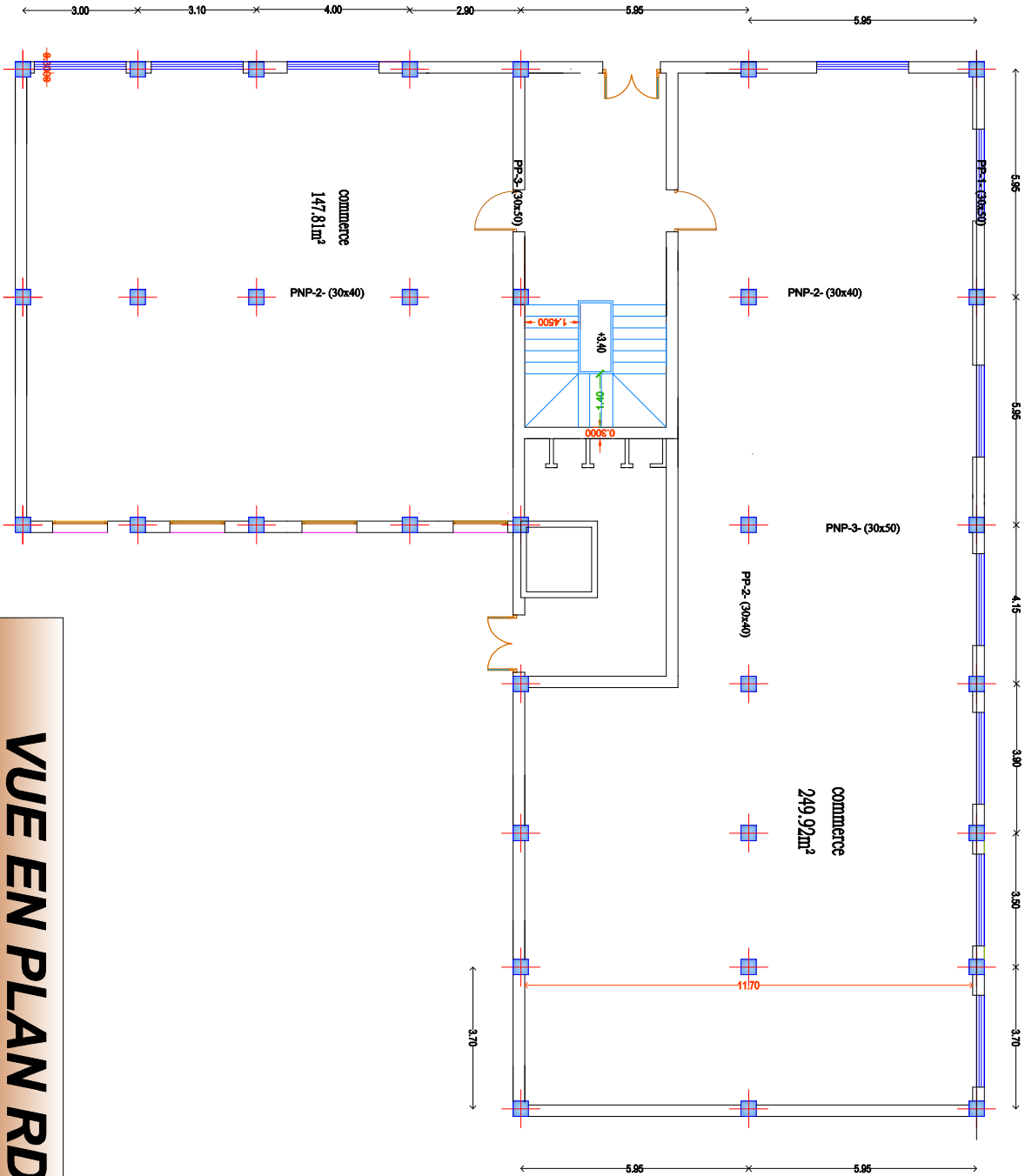
Younes



VUE EN PLAN 2ème ETAGE ECH : 200

Tableau du Surface

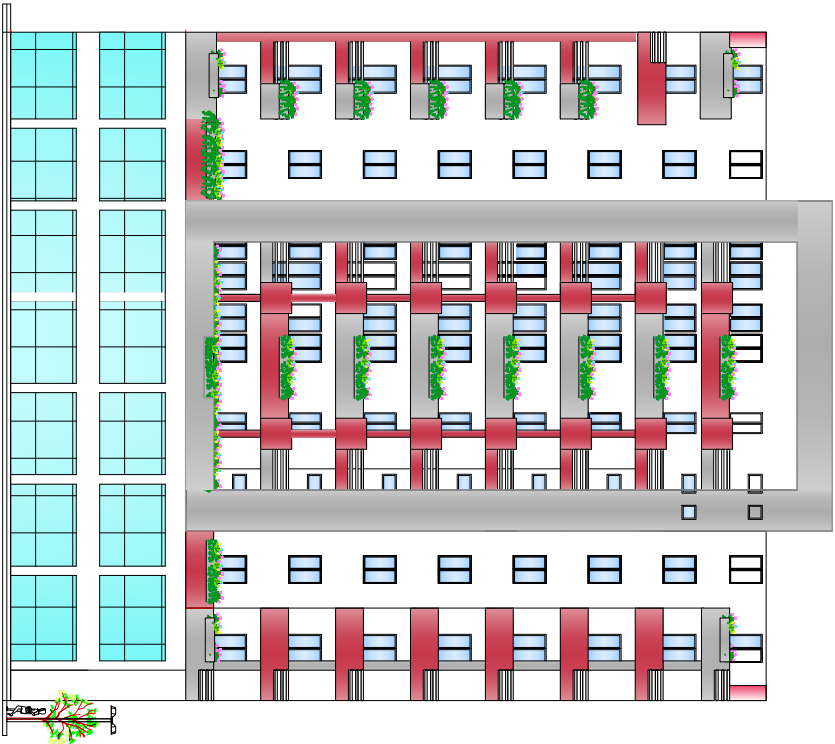
Surfaces Logt P4 b5		Surfaces Logt P4 a		Surfaces Logt P4 b.	
Sqour	22,48m²	Sqour	22,11 m²	Sqour	26,50 m²
Cuisine	12,07 m²	Cuisine	12,20 m²	Cuisine	15,00 m²
Chambre-1	14,41 m²	Chambre-1	18,80 m²	Chambre-1	17,00m²
Chambre-2	15,72 m²	Chambre-2	15,15 m²	Chambre-2	13,30 m²
Chambre-3	16,34 m²	Chambre-3	12,00 m²	Chambre-3	16,50 m²
Dressing	01,79 m²	S.D.B	04,49m²	S.D.B	04,49m²
Chambre-4	13,48 m²	Wc	01,70 m²	Wc	01,65 m²
S.D.B	04,59m²	HALL	13,46m²	HALL	11,24m²
Wc	01,70 m²	Rangement	02,80m²	Rangement	01,50m²
HALL	16,38 m²	Loggia	05,58 m²	Loggia	05,58 m²
Rangement	01,39 m²	Surfaces Habitable	105 m²	Surfaces Habitable	105 m²
Schotre	08,00 m²	Schotre	09,38 m²	Schotre	09,38 m²
Loggia	04,56 m²	Loggia	05,27 m²	Loggia	05,27 m²
Balcon 1	04,69 m²	Balcon	05,27 m²	Balcon	05,27 m²
Balcon 2	03,13 m²	Surfaces Utilis	120,71m²	Surfaces Utilis	120,71m²
Surfaces Utilis	140,57 m²				



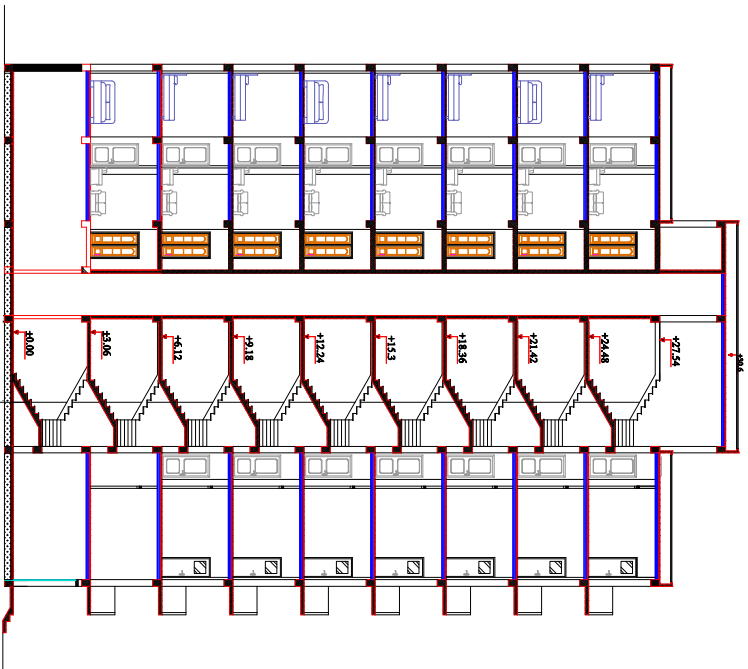
VUE EN PLAN RDC ECH : 200

Tableau du Surface

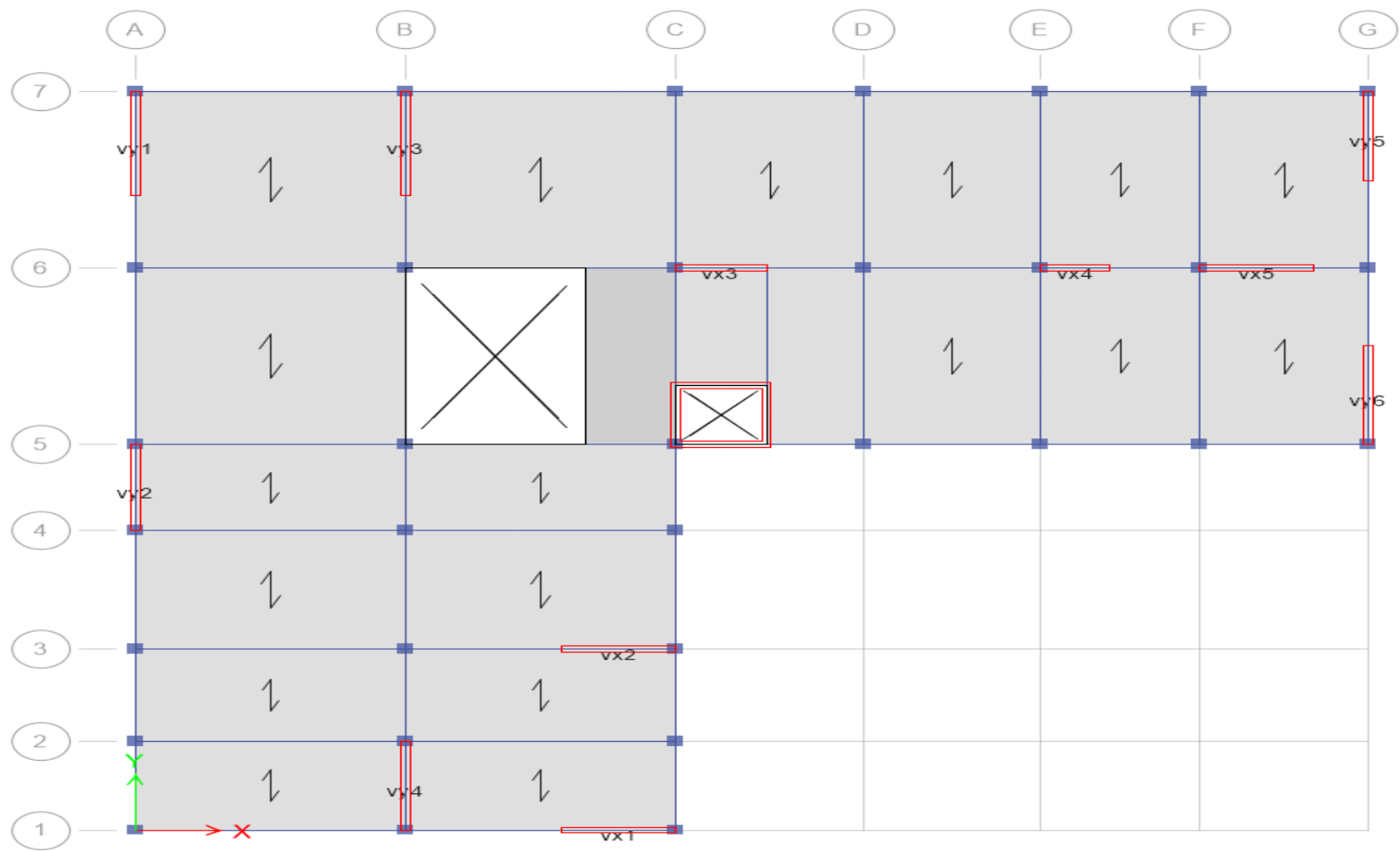
Surface commerce	
local01	244.45m ²
local02	118.10m ²
Surface Utile.....	362.55 m²



FACADE PRINCIPAL



LA COUPE



LA DISPOSITION DES VOILES

Résumé

Abstract

The growing demand and aging of power quality make it desirable to control the power flow in power transmission system reliably. The Distributed Power Flow Controller (DPFC) is derived from the Unified power-flow controller (UPFC). The DPFC is a solution to control the power flow in a single transmission line. By eliminating the common DC link and distributing the three phase series converters of the UPFC, a new concept of the Distributed Power Flow Controller (DPFC) is achieved. The DPFC independently controlling the active and reactive power flow in transmission line. The main purpose in this project is to test the quality of this concept in 180km network, first, by introduce it, its steady state and it modelling. As for the simulation part, we're going to use MATLAB to test this device.

Keywords: Power quality, FACTS, DPFC, UPFC, Converters.

Résumer

La demande croissante et le vieillissement de la qualité de l'énergie rendent souhaitable un contrôle fiable du flux d'énergie dans le système de transport d'énergie. Le contrôleur de flux de puissance distribué (DPFC) est dérivé du contrôleur de flux de puissance unifié (UPFC), une solution permettant de contrôler le flux de puissance dans une seule ligne de transmission. En éliminant la liaison DC commune et en distribuant les convertisseurs triphasés en série de l'UPFC, on obtient un nouveau concept de contrôleur de flux de puissance distribué (DPFC). Le DPFC contrôle indépendamment le flux de puissance active et réactive dans la ligne de transmission. L'objectif principal de ce projet est de tester la qualité de ce concept dans un réseau de 180 km, tout d'abord en l'introduisant, son état stable et sa modélisation. Pour ce qui est de la partie simulation, nous allons utiliser MATLAB pour tester ce dispositif.

Les mots clés : Qualité de l'énergie, FACTS, DPFC, UPFC, Convertisseurs.

ملخص

الطلب المتزايد على جودة الطاقة وتقدمها يجعل من المستلزم التحكم في تدفقها في نظام النقل بشكل موثوق به. يشتق وحدة التحكم في تدفق الطاقة الموزعة (DPFC) من وحدة التحكم في تدفق الطاقة الموحدة (UPFC)، وهو عبارة عن حل للتحكم في تدفق الطاقة في خط نقل واحد. وذلك من خلال التخلص من ارتباط التيار المباشر المشترك وتوزيع محولات السلسلة ثلاثية الطور لـ UPFC، فيتم تحقيق مفهوم جديد لوحدة التحكم في تدفق الطاقة الموزعة (DPFC). يتحكم DPFC بشكل مستقل في تدفق الطاقة النشط والمتفاعل في خط النقل. الغرض الرئيسي من هذا المشروع هو اختبار جودة هذا الجهاز في شبكة 180 كم، أولاً، من خلال تقديمه كمفهوم وحالته الثابتة ونمذجته. بالنسبة لجزء المحاكاة، سنستخدم MATLAB لاختبار هذا الجهاز.

، محولات UPFC، DPFC، FACTS الكلمات المفتاحية: جودة الطاقة،

Sommaire

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et hypothèses de calcul

I.1. Introduction.....	1
I.2. Description de l'ouvrage.....	1
I.3. Conception de la structure	1
I.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	3

Chapitre II : Pré dimensionnement et descente des charges

II.1. Introduction.....	10
II.2. Pré dimensionnement de planchers.....	10
II.3. Descente de charges.....	12
II.4 Pré dimensionnement des éléments porteurs.....	19

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III.1. Acrotère.....	31
III.2. Les Planchers.....	38
III.3. Les Escaliers	58
III.4. Etude De La Poutre Palière.....	65
III.5. Les Balcons.....	71
III.6. Etude de la dalle machine	76

Chapitre IV : Etude dynamique en zone sismique

IV.1. Introduction.....	84
IV.2. Modélisation	86

IV.3. Etude sismique.....	94
IV.4. Utilisation des spectres de réponse	97
IV.5. Calcul au séisme.....	99
IV.6. Interprétation des résultats	101

Chapitre V : Ferrailage des Eléments Structuraux

V.1. Introduction	121
V.2. Ferrailage des poteaux	121
V.3. Ferrailage des poutres	133
V.4. Ferrailage des voiles.....	142

Chapitre VI : Etude Des Fondations

VI.1. Introduction.....	157
VI.2. Classification des fondations.....	157
VI.3. Facteurs influe sur le choix du type de fondation	158
VI.4. Conseils pour les fondations.....	158
VI.5. Calcul des fondations.....	158
VI.6. Choix de fondations.....	158
VI.7. Ferrailage du radier.....	170
VI.8. Etude du voile périphérique.....	180

Conclusion général

Annexe

Références Bibliographique.

LA LISTE DES TABLEAUX

Les tableaux.....Page

✓ Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et hypothèses de calcul

- Tableau (I.1) : Propriétés mécaniques de l'acier06

✓ Chapitre II : Pré-dimensionnement et descente des charges

- Tableau II.1. Valeurs de charges de différent chargement de plancher terrasse)12
- Tableau II.2. Valeurs de charges de différent chargement de plancher étage courant .13
- Tableau II.3 Valeurs de charges de différent chargement de dalle pleine14
- Tableau II.4. Valeurs de charges de différent chargement de remplissage extérieur ... 15
- Tableau II.5. Valeurs de charges de différent chargement de remplissage intérieur 15
- Tableau II.6. Valeurs de différents chargements de palliasse..... 18
- Tableau II.7. Valeurs de différent chargement de palier 18
- Tableau II.8. Dégression des surcharges..... 25
- Tableau II.9. Surfaces des poteaux sollicitées 26
- Tableau II.10. Choix des sections des poteaux centraux28
- Tableau II.11. Section des poteaux.....28

✓ Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

- Tableau III.1. Evaluation des charges et surcharges 44
- Tableau III.2. Combinaison de charges 44
- Tableau III.3. Evaluations des moments et des efforts tranchants à ELU 45
- Tableau III.4. Moments de flexion ELS46
- Tableau III.5. Valeurs maximales des sollicitations 47
- Tableau III.6. Récapitulatif des combinaisons des charges59
- Tableau III.7. Ferrailage de l'escalier62
- Tableau III.8. Vérification à l'E.L. S.....64
- Tableau.III.9. Valeur de différent chargement de poutre palière..... 66

- Tableau III.10. Diagramme des moments de la poutre palière à ELU67
- Tableau III.11. Ferrailage de la poutre palière68
- Tableau III.12. Vérification à l'E.L. S..... 69
- Tableau III.13. Charge concentrer de garde-corps 72
- Tableau III.14. Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens Lx).....78
- Tableau III.15. Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens Ly)..... 78
- Tableau III.16. Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage sur appuis 79
- Tableau III.17 Vérification des contraintes de la dalle dans les deux sens 81

✓ **Chapitre IV : Etude dynamique en zone sismique**

- Tableau IV.1. Facteur de qualité99
- Tableau IV.2. Périodes et facteurs de participation massique modale 103
- Tableau IV.3. Vérification des périodes.....104
- Tableau IV.4. Pourcentage de participation massique 104
- Tableau IV.5. Calcul de force sismique 105
- Tableau IV.6. Vérification de la résultante de force sismique105
- Tableau IV.7. Vérification des déplacements inter-étages sens EX..... 106
- Tableau IV.8: Vérification des déplacements inter-étages sens EY..... 106
- Tableau IV.9. Périodes et facteurs de participation massique modale 109
- Tableau IV.10. Vérification des périodes..... 109
- Tableau IV.11. Pourcentage de participation massique.....109
- Tableau IV.12. Calcul de force sismique.....110
- Tableau IV.13 Vérification de la résultante de force sismique.....110
- Tableau IV.14 Vérification des déplacements inter-étages sens EX.....111
- Tableau IV.15 Vérification des déplacements inter-étages sens EY111
- Tableau IV.16 Périodes et facteurs de participation massique modale..... 114
- Tableau IV.17 Vérification des périodes.....115
- Tableau IV.18 Facteurs de participation massique modale.....115
- Tableau IV.19 Calcul de la force sismique116
- Tableau IV.20 Vérification de la résultante des forces sismique de calcul.....116
- Tableau IV.21 Vérification des déplacements inter-étages sens EX.....116
- Tableau IV.22 Vérification des déplacements inter-étages sens EY117

- Tableau IV.23 Vérification de l'effort réduit pour les poteaux centraux 118
- Tableau IV.24 Vérification de l'effet P- Δ sens EX.....120
- Tableau IV.25 Vérification de l'effet P- Δ sens EY120

✓ Chapitre V : Ferrailage des Eléments Structuraux

- Tableau V.1. Ferrailages des poteaux situation durable (Nmax,Mcorr) ... 123
- Tableau V.2.Ferrailages des poteaux situation durable (Mmax,Ncorr) 123
- Tableau V.3.Ferrailages des poteaux situation accidentelle (Nmax,Mcorr) 123
- Tableau V.4.Ferrailages des poteaux situation accidentelle (Mmax,Ncorr) 123
- Tableau V.5.Ferrailages des poteaux situation accidentelle (Nmax,Mcorr) 124
- Tableau V.6.Ferrailages des poteaux situation accidentelle (Mmax,Ncorr) 124
- Tableau V.7.Choix des armatures des poteaux carrés 124
- Tableau V.8. Vérification des contraintes pour les poteaux125
- Tableau V.9.Vérification des contraintes pour les poteaux125
- Tableau V.10.Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux 126
- Tableau V.11. Espacements maximaux selon RPA99 128
- Tableau V.12. Choix des armatures transversales pour les poteaux 129
- Tableau V.13.la longueur de recouvrement 133
- Tableau V.14.Ferrailage des poutres porteuses (situation durable) 134
- Tableau V.15. Ferrailage des poutres porteuses (situation accidentelle) 134
- Tableau V.16.Ferrailage des poutres porteuses (situation accidentelle) 134
- Tableau V.17. Ferrailage des poutres non porteuses (situation durable) 134
- Tableau V.18.Ferrailage des poutres non porteuses (situation durable) 134
- Tableau V.19. Ferrailage des poutres non porteuses (situation accidentelle) 135
- Tableau V.20.Choix des armatures pour les poutres porteuses135
- Tableau V.21. Choix des armatures pour les poutres secondaires 135
- Tableau V.22.Vérification de la condition de non fragilité..... 136
- Tableau V.23. Vérification de la contrainte de cisaillement 136
- Tableau V.24. Calcul des armatures transversales 136
- Tableau V.25. Vérification des poutres principales 137
- Tableau V.26. Vérification des poutres secondaires à l'ELS 140
- Tableau V.27. Caractéristiques et ferrailage des voiles de RDC 153

- Tableau V.28. Vérification de l'effort tranchant des voiles 155

✓ **Fondations**

- Tableau VI.1. Sections des semelles isolées 160
- Tableau VI.2. Dimensions des semelles filantes 164
- Tableau.VI.3. Contraintes sous le radier à l'ELU 169
- Tableau VI.4. Vérification des contraintes à l'ELS 170
- Tableau VI.5. Calcul des moments 172
- Tableau VI.6. Ferrailage de la dalle 173
- Tableau VI.7. Vérification des contraintes 174
- Tableau VI.8. Ferrailage des nervures suivant x-x 175
- Tableau.VI.9. Ferrailage des nervures suivant y-y 175
- Tableau VI.10. Vérification des contraintes 176
- Tableau VI.11. Espacement des armatures transversales 177
- Tableau VI.12. Choix des armatures transversales 177
- Tableau VI.13. Ferrailage du débord 179
- Tableau VI.14. Vérification des contraintes du débord 180

LISTE DES FIGURES

Les figures Page

✓ Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et hypothèses de calcul

- Figure I.1. Digramme contraintes déformations à l'ELU 05
- Figure I.2. Digramme contraintes– déformations à l'ELS 06
- Figure I.3. Digramme contraintes– déformations de l'acier à l'ELU 07

✓ Chapitre II : Pré dimensionnement et descente des charges

- Figure II.1. Coupe de plancher au corps creux 10
- Figure II.2. Dimension de section en T 10
- Figure II.3. Dimension de la section 11
- Figure II.4. Plancher terrasse inaccessible 12
- Figure II.5. Plancher étage courant 13
- Figure II.6. Remplissage 14
- Figure II.7. Mur simple cloison 15
- Figure II.8. Dimensions de l'acrotère 16
- Figure II.9. Escaliers 17
- Figure II.10. L'angle d'inclinaison 17
- Figure II.11. Section réduite du poteau 23
- Figure II.12. Le poteau le plus sollicités 25
- Figure II.13. Surface revenant au poteau central 26
- Figure II.14. Coupe de voile en élévation 29

✓ Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

- Figure III.1. Dimensions de l'acrotère 31
- Figure III.2. Diagrammes de l'effort à l'ELU 33
- Figure III.3. Schéma de ferrailage de l'acrotère 37
- Figure III.4. Schéma statique de la coupe de plancher 38
- Figure III.5. Corps Creux 38
- Figure III.6. Diagramme des moments et des efforts ELU 46
- Figure III.7. Diagramme des moments et des efforts à l'ELS 47
- Figure III.8. Moment d'inertie de la section totale rendue homogène 54
- Figure III.9. Ferrailages des poutrelles 57
- Figure III.10. Dimensions d'escalier à trois volets 58

• Figure III.11. Schéma statique d'escalier de trio volé	58
• Figure III.12. Schéma RDM d'escalier	60
• Figure III.13. Diagramme de l'effort tranchant et moment fléchissant à ELU	60
• Figure III.14. Diagramme de l'effort tranchant et moment fléchissant à ELS	61
• Figure III.15. Ferrailage de l'escalier en travée	62
• Figure III.16. Ferrailage de l'escalier sur appuis.....	62
• Figure III.17. Ferrailage des escaliers	65
• Figure III.18. Chargement de Poutre palière	65
• Figure III.19. Diagramme des moments de la poutre palière à ELU.....	67
• Figure III.20. Diagramme des moments de la poutre palière à ELS.....	68
• Figure III.21. Ferrailage de la poutre palière.....	70
• Figure III.22 Dimensions du balcon.....	71
• Figure III.23. Schéma statique d'un balcon.....	72
• Figure III.24. Ferrailage des balcons	75
• Figure III.25. Dimensions de la dalle rectangulaire	76
• Figure III.26. Ferrailage de la dalle machine	82
• Figure III.27. Coup sur le ferrailage de la dalle machine	83

✓ Chapitre IV : Etude dynamique en zone sismique

• Figure IV.1. Choix de l'unité.....	88
• Figure IV.2. Création des axes	88
• Figure IV.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	89
• Figure IV.4. Définition des poutres, poteaux	89
• Figure IV.5. Définition des voiles	90
• Figure IV.6 Définition de charge	90
• Figure IV.7 Spectre de repense	91
• Figure IV.8 Combinaisons de charge.....	92
• Figure IV.9 Système d'appuis	92
• Figure IV.10 Définition de masse	93
• Figure IV.11 Introduction des diaphragmes	93
• Figure IV.12 Analyse	94
• Figure IV.13 Spectre de réponse	97
• Figure IV.14 Modèle initiale sans voiles 3D	101
• Figure IV.15 Modèle initiale sans voiles.....	102
• Figure IV.16 Mode 1. Translation y.....	102
• Figure IV.17 Mode 2. Translation x.....	102
• Figure IV.18 Mode 3. Rotation z	103
• Figure IV.19 Modèle 2 de disposition des voiles.....	107
• Figure IV.20 Modèle 2 de disposition des voiles.....	107
• Figure IV.21 Mode 2. Translation y	108
• Figure IV.22 Mode 1. Translation x.....	108
• Figure IV.23 Mode 3. Rotation z.....	108
• Figure IV.24 Modèle finale de disposition des voiles 3D	112
• Figure IV.25 Modèle finale de disposition des voiles.....	113
• Figure IV.26 Mode 2 Translation y.....	113
• Figure IV.27 Mode 1 Translation x.....	113
• Figure IV.28 Mode 3 Rotation z	114
• Figure IV.29 Evaluation des effets du second ordre.....	119

✓ Chapitre V : Ferrailage des Eléments Structuraux

• Figure V.1. Ferrailage des poteaux de RDC, 1 ^{eme} étage	129
• Figure V.2. Ferrailage des poteaux de 2, 3 ^{eme} étages	129
• Figure V.3 Ferrailage des poteaux de 4, et 5 étage	130
• Figure V.4. Ferrailage des poteaux de 6, et 7 étage	130
• Figure V.5. Ferrailage des poteaux de 8 étage	130
• Figure V.6. Schéma statique de la zone nodale.....	131
• Figure V.7. Disposition des armatures pour les poteaux	132
• Figure V.8. Arrêt des barres	138
• Figure V.9. Ferrailage des poutres porteuse (40x50) cm ²	141
• Figure V.10. Ferrailage des poutres non porteuse (40x50) cm	141
• Figure V.11 Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage.....	143
• Figure V.12 Disposition des armatures verticales dans les voiles.....	144
• Figure V.13 Disposition des voiles.....	147
• Figure V.14 Vue en plan du voile plein en L.....	148
• Figure V.15 Schéma de ferrailage du voile L.....	150
• Figure V.16 Vue en plan du voile plein en U.....	151
• Figure V.17 Schéma de ferrailage de voile.....	152

✓ Chapitre VI : Etude Des Fondations

• Figure VI.1. Type des fondations superficielles.....	157
• Figure VI.2. Dimensions de la semelle isolée	159
• Figure VI.3. Semelle filante	161
• Figure VI.4. Radier en béton armé	163
• Figure VI.5. Présentation de la zone d'impact de la charge concentrée.....	166
• Figure VI.6. Contraintes sous radier.....	168
• Figure VI.7. Vue en plan des dimensions du panneau le plus sollicité	170
• Figure VI.8 Ferrailage de la dalle du radier pour une bande de 1m.....	174
• Figure VI.9. Ferrailage des nervures sens x-x.....	178
• Figure VI.10. Ferrailage des nervures sens y-y	178
• Figure VI.11. Ferrailage du voile périphérique	181
• Figure VI.12. Ferrailage longrine	182

LISTE DES SYMBOLES

- A : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
- 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.
- φ : Angle de frottement.
- \bar{q} : Capacité portante admissible.
- Q : Charge d'exploitation.
- C_d : Coefficient dynamique.
- 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
- F : Force concentrée.
- f : Flèche.
- \bar{f} : Flèche admissible.
- 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.
- f_i : Flèche due aux charges instantanées.
- f_v : Flèche due aux charges de longue durée.
- 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

Introduction

Générale

Introduction Général

Le génie civil représente toutes les techniques concernant les constructions civiles et militaires. Les ingénieurs civils sont responsables de la conception, de la construction, de l'exploitation et de la réhabilitation des travaux de construction et des infrastructures urbaines, qu'ils parviennent à satisfaire aux besoins de la société tout en assurant la sécurité du public. Et la protection de l'environnement. Très variés, leurs réalisations sont principalement réparties dans le domaine de l'intervention.

Le domaine d'application du génie civil est très vaste ; il comprend les travaux publics et le bâtiment.

L'expérience a montré que la plupart des bâtiments endommagés au tremblement de terre de BOUMERDES du 21 mai 2003 n'étaient pas de conception parasismique. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

Un Calcul de structure vise les objets suivants :

- la structure doit être en sécurité. Toute personne exige à ce que la structure qu'elle occupe soit en sécurité et ne menace pas d'effondrement (sécurité adéquate).
- la structure doit pouvoir répondre aux besoins pour lesquelles elle a été conçue et ceci pour toute sa durée de vie (durabilité adéquate)
- la structure doit être économique, que ce soit du point de vue coût de construction ou de maintenance dans le temps (économie adéquate).

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul automatique d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation et commercial, implantée dans une zone de moyenne sismicité, comportant d'un, RDC et 8 étages; qui est situés de la wilaya d'Ain Defla.

Ce mémoire est constitué de six chapitres :

- Le premier chapitre consiste à présenter complètement l'ouvrage, définir les différents éléments et choisir les matériaux à utiliser
- Le deuxième chapitre présente le prédimensionnement des éléments de la structure
- Le troisième chapitre présente le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, les escaliers et les planchers).
- Le quatrième chapitre portera sur l'étude dynamique en zone sismique partie automatique avec logiciel de calcul ETABS.

Introduction Général

- Le sixième chapitre calcul des ferrillages des éléments structuraux, fondé sur les résultats du 5ème chapitre et à l'aide de application SOCOTEC.
- Le septième chapitre on présente l'étude des fondations.
- Pour la dernière étape on a une conclusion générale.

Chapitre I

Présentations de l'ouvrage

CHAPITRE I :

Présentation de L'ouvrage et Hypothèses de Calcul

I.1. Introduction

Dans le première chapitre, on présente une description générale de notre bâtiment à usage d'habitation et commerciale (R+8) étages et également les caractéristiques des matériaux utilisés à savoir le béton et l'acier.

I.2. Description de l'ouvrage

On se propose d'étudier un bâtiment R+8 étages dont le lieu d'implantation à la wilaya et commune d'AIN DEFLA; cette région est classée comme zone moyenne sismicité (Zone IIb) selon la classification des zones établie par le règlement parasismique Algér RPA99 (version 2003).

Notre bâtiment est de forme irrégulière en plan, il comporte :

- ❖ Un Rez-de-chaussée à usage commerciale.
- ❖ Les restes étages sont à usage d'habitation.

I.2.1. Dimensions en élévation

- ❖ hauteur du bloc R+8 est de 30,60m (sans l'acrotère) .
- ❖ hauteur du Rez-de-chaussée est de 3,06m.
- ❖ hauteur de l'étage courant est de 3,06m.

I.2.2. Dimensions en plan

- ❖ Longueur totale : $L=27,17\text{m}$ (sens longitudinal).
- ❖ Largeur total : $l = 24,90\text{ m}$ (sens transversal).

I.3. Conception de la structure

I.3.1. Ossature de l'ouvrage

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

I.3.2. Plancher

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

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

Nous avons optés pour des dalles en corps creux, pour les raisons suivantes :

- ❖ Facilité de réalisation.
- ❖ Les portées de notre projet ne sont pas grandes.
- ❖ Réduire le poids du plancher et par conséquent l'effet sismique.
- ❖ Raison économique.

I.3.3. Escaliers

Notre bâtiment comporte trois types d'escaliers :

- ❖ Un escalier à deux volets.
- ❖ Un escalier à trois volets.
- ❖ Un escalier à quatre volets (RDC).

I.3.4. Maçonneries

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

- **Murs extérieurs**

Sont constitués d'une double paroi :

Une paroi en briques creuses de 15 cm d'épaisseur ;

Une paroi en briques creuses de 10 cm d'épaisseur ;

Une lame d'air de 5 cm d'épaisseur sépare les deux parois.

- **Murs intérieurs**

Sont réalisés par une seule cloison en briques creuses de 10 cm d'épaisseur .

I.3.5. Terrasse

Il existe un seul type de terrasses :

- Terrasse inaccessible.

I.3.6. Acrotères

Au niveau de terrasse, notre bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en béton armé de 60 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

I.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux

I.4.1. Béton

Le béton est un mélange d'agréats (gravillons, sable), de liants (ciments) et d'eaux dans des proportions bien définies, pour avoir une résistance convenable et une bonne qualité après durcissement.

I.4.1.1. Résistance caractéristique à la compression

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression **noté** f_{cj} «j» jours, généralement à 28 jours. Cette valeur est déterminée par des essais sur des éprouvettes cylindriques normalisées de 200 cm² de section et de 32 cm d'hauteur.

Pour notre étude, on prend : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

I.4.1.2. Résistance caractéristique à la traction

La résistance à la traction noté (f_{tj}) est déterminée par plusieurs essais; parmi ces essais on peut citer :

1. Traction directe sur les cylindres précédents en collant des têtes de traction,
2. Traction par fendage en écrasant le cylindre précédent placé horizontalement entre les plateaux d'une presse (Essai Brésilien),
3. Traction par flexion, ce test est réalisé à l'aide d'une éprouvette prismatique, de côté « a » et de longueur « 4a » reposant sur deux appuis horizontaux, soumise à la flexion.

La résistance à la traction est notée par « f_{tj} » ; elle est définie par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj}(\text{MPa}) \dots\dots\dots [2]$$

$$\text{pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa } f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

I.4.1.3. Module de déformation longitudinale du béton

Ce module est connu sous le nom de module de " Young" ou module de déformations longitudinales, il est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou de courte durée d'application.

a) Module d'élasticité instantanée « E_{ij} » :

Il est mesuré à partir de la courbe ($\sigma - \varepsilon$) d'un test de courte durée; il représente le module d'élasticité sous chargement accidentel

$$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{\frac{1}{3}}(f_{cj}; E_{ij}: \text{enMPa}) \dots\dots [2]$$

b) Module d'élasticité différée « E_{vj} » :

Il est mesuré à partir de la courbe ($\sigma - \varepsilon$) d'un test de longue durée ; il représente le module d'élasticité sous chargement durable ou transitoire

$$E_{vj} = 3700(f_{cj})^{\frac{1}{3}} \dots\dots\dots [2]$$

Pour notre cas:

$$f_{cj} = f_{c28} = 25MPa$$

$$\begin{cases} E_{i28} = 32164,20MPa \\ E_{v28} = 10818,86MPa \end{cases}$$

I.4.1.4. Module de déformation transversale

Le coefficient de poisson représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

$$\nu = \frac{\Delta L/L}{\Delta L/L} \dots\dots\dots [2]$$

- E.L.U : $\nu = 0$ calcul des sollicitations (béton fissuré) .
- E.L.S : $\nu = 0,2$ calcul des déformations (béton non fissuré).

I.4.1.5. Contraintes limites

En se référant aux règlement **BAL91 (modifié 99)** on distingue deux états limites

a. Etat limite ultime (ELU):

L'état limite d'ultime c'est un état au-delà duquel le bâtiment n'est plus exploitable

La contrainte ultime du béton en compression:

$$\sigma_b = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \dots\dots\dots [2]$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1,5$ cas des situations durables ou transitoires.... $f_{bu} = 14,17 MPa$

$\gamma_b = 1,15$ cas des situations accidentelles..... $f_{bu} = 18,48 MPa$

La masse volumique du béton est de : $\rho = 2500 Kg / cm^3$

Le coefficient de minoration 0,85 : pour couvrir l'erreur faite en négligeant le fluage du béton.

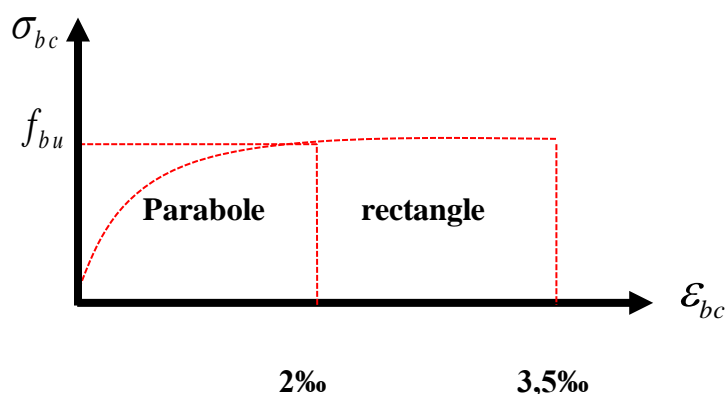


Figure I.1. Diagramme contraintes déformations à l'ELU.

b. Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S):

L'état limite de service est un état de chargement au-delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue ; on distingue :

- L'état limite de service vis-à-vis de la compression de béton ,
- L'état limite de service d'ouverture des fissures,
- L'état limite de service de déformation.

La contrainte limite de service est donnée par : $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28}$

$f_{c28} = 25 MPa$ on trouve : $\sigma_{bc} = 15 MPa$

I.4.2. Aciers

Afin de remédier au problème de non résistance du béton à la traction, on intègre dans les éléments du béton des armatures d'acier pour reprendre les efforts de traction.

Les aciers utilisés pour constituer les éléments en béton armé sont donnés dans le tableau suivant :[2]

Tableau I.1. Propriétés mécaniques de l'acier

Type d'acier	Limites élastiques en MPa	Module d'élasticité
Ronds lisses	FeE 22 ($f_e=215$ MPa) ; FeE 24 ($f_e=235$ MPa)	$E_s = 2.10^5$ MPa
Barres à hautes adhérences	FeE40 $f_e =400$ MPa FeE50 $f_e =500$ MPa	
Treillis soudés (TS)	$f_e= 520$ MPa	

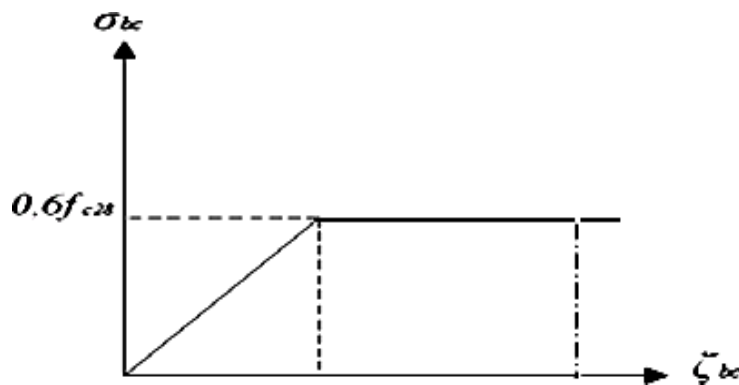


Figure I.2. Diagramme contraintes- déformations à l'ELS.

I.4.2.1 Les contraintes limites de calcul

a. Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U):[2]

On adopte le diagramme contraintes- déformations suivant:

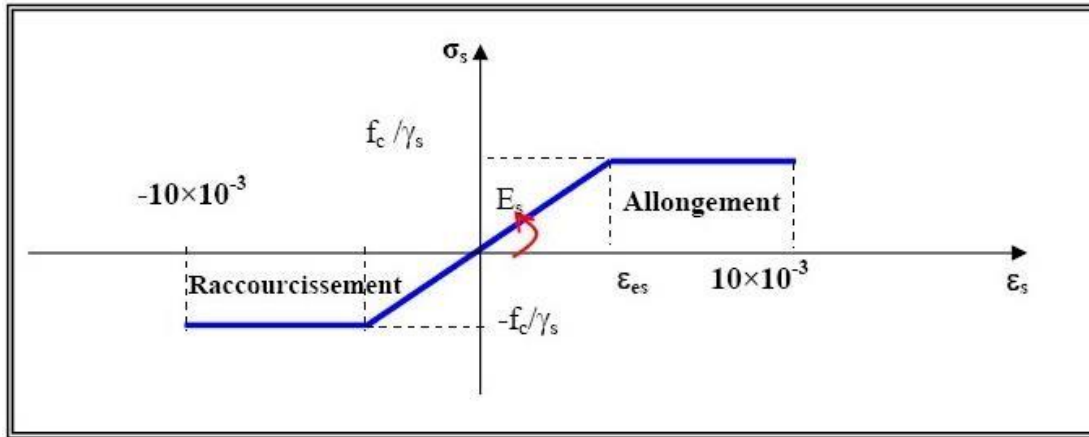


Figure I.3. Digramme contraintes– déformations de l'acier à l'ELU.

Avec :

f_e : Contrainte limite élastique.

ϵ_s : Déformation (allongement) relative de l'acier $\rightarrow \epsilon_s = \frac{\Delta L}{L}$

σ_s : Contrainte de l'acier. : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier.

$\gamma_s = 1,15$ cas des situation durables ou transitoires.

$\gamma_s = 1,00$ cas des situation accidentelles.

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{Cas des situations durables ou transitoires} \\ 1,00 & \text{Cas des situations accidentel les} \end{cases}$$

Pour les aciers FeE400 on a : $\zeta_{es} = \frac{400}{1,15 \times 2,1 \cdot 10^5} = 1,74 \text{ ‰}$

b. Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S)

C'est l'état où on fait les vérifications des contraintes par rapport aux cas appropriées :

- Fissuration peu nuisible : pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable: $\bar{\sigma} = \min \left(\frac{2}{3} f_t ; 150 \eta \right)$ (MPa)..... [2]
- Fissuration très préjudiciable $\bar{\sigma} = \min \left(\frac{1}{2} f_t ; 110 \eta \right)$ (MPa)..... [2]

- ✓ η : Coefficient de fissuration
- ✓ $\eta = 1,00$ pour les aciers ronds lisse.
- ✓ $\eta = 1,60$ pour les aciers à haute adhérence.

C. Coefficient d'équivalence :

Le coefficient d'équivalence noté « η » est le rapport de : $\frac{E_s}{E_b} = 15$

- ✓ η : Coefficient d'équivalence.
- ✓ E_s : Module de déformation de l'acier.
- ✓ E_b : Module de déformation du béton.

I.4.2.2. Hypothèses de calcul

Le calcul en béton armé est basé sur les hypothèses suivantes :

- Les sections droites restent planes après déformation :
- Il n'y a pas de glissement entre les armatures d'acier et le béton :
- Le béton tendu est négligé dans le calcul de la résistance à cause de sa faible résistance à la traction ;
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5 ‰ en flexion simple ou composée et à 2‰ dans la compression simple ;
- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10‰.

La contrainte de calcul, notée « σ_s », est définie par la relation : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

$$\text{Acier rond lisse} \begin{cases} \sigma_s = 204,34 \text{MPa} & \text{Situation durable} \\ \sigma_s = 235 \text{MPa} & \text{Situation accidentel le} \end{cases}$$

$$\text{Acier à haute adhérence} \begin{cases} \sigma_s = 348 \text{MPa} & \text{Situation durable} \\ \sigma_s = 400 \text{MPa} & \text{Situation accidentel le} \end{cases}$$

Chapitre II

Pré dimensionnement

CHAPITRE II:**Pré-dimensionnement et Descente de Charge****II.1. Introduction**

Le pré-dimensionnement des éléments porteurs (poteaux, poutres et voiles) 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 « *BAEL 91* » [1], le « *RPA99 version 2003* » [2], et « *CBA 93* » [3], qui mettent au point ce qui est nécessaire pour un pré dimensionnement à la fois sécuritaire et économique.

II.2. Pré-dimensionnement des planchers**II.2.1. Evaluation de l'épaisseur des planchers**

On adopte pour notre projet un plancher à corps creux, et un plancher en dalle pleine au balcon.

Fonction principale :

- ❖ porter leur poids propre et les surcharges du bâtiment.
- ❖ Isoler thermiquement et acoustiquement les différents étages.
- ❖ participer à la résistance des ossatures aux efforts horizontaux.
- ❖ assurer l'étanchéité dans les salles d'eau.

a) Plancher à corps creux :

Les planchers sont constitués des poutrelles préfabriquées associées aux corps creux avec dalle de compression mince en béton armé.

Pour le pré dimensionnement de la hauteur du plancher on utilise la formule empirique suivante :

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20}$$

Avec :

L : la portée la plus longue de la poutrelle mesurée entre nus des appuis.

$$L = 565 \text{ cm}$$

$$\frac{565}{25} \leq h_t \leq \frac{565}{20} \rightarrow 22,6 \text{ cm} \leq h_t \leq 28,25 \text{ cm on choisit } h = 25 \text{ cm } (20 + 5)$$

On adopte un plancher de **25cm** :

- Hauteur de corps creux = **20cm**.
- Hauteur de la dalle de compression = **5cm**.

• *On adopte un plancher d'une épaisseur :*

- ✓ $d = 20 \text{ cm}$ (hauteur du corps creux)
- ✓ $e = 05 \text{ cm}$ (épaisseur de la dalle de compression).

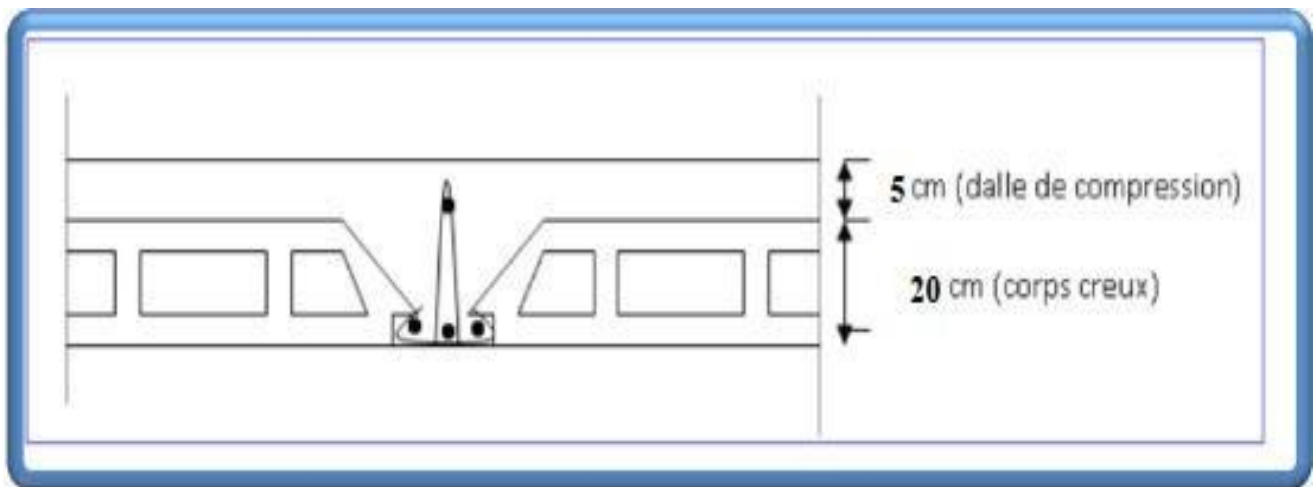


Figure II.1 . Coupe de plancher au corps creux.

II.2.2. Pré dimensionnement de la poutrelle

La section transversale de la poutrelle assimilée à une section en " T": voir (figure II-2)

b : la largeur de la table de compression.

h_0 : l'épaisseur de la table de compression.

b_0 : la largeur de l'âme (la nervure).

$$0,3 d \leq b_0 \leq 0,5 d$$

$$d = 0,9 h = 0,9 \cdot 20 = 18 \text{ cm}$$

$$d = 18 \text{ cm}$$

$$0,3 \cdot 18 \leq b_0 \leq 0,5 \cdot 18$$

$$\Rightarrow 5,4 \leq b_0 \leq 9 \quad \text{soit } b_0 = 12 \text{ cm}$$

Avec : L_1 : longueur de la petite porté ($L_1 = 565 \text{ cm}$)

L_2 : distance entre nus de deux nervures voisines

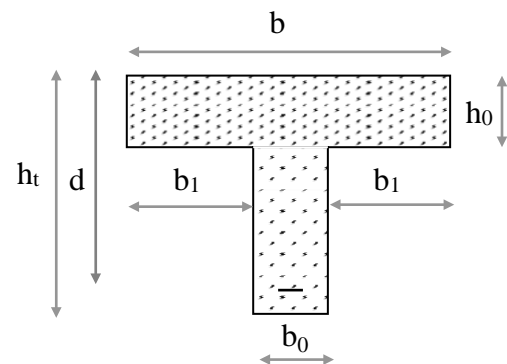


Figure II.2. dimension de section en T

$$L_2 = 65 - b_0 = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$$

$$b_1 \geq \min \left(\frac{565}{10}; \frac{65-12}{2} \right)$$

$$b_1 \geq \min (56,5; 26,5)$$

En prend $b_1 = 26,5 \text{ cm}$

$$b = 2b_1 + b_0 = 2 \cdot 26,5 + 12 = 65 \text{ cm}$$

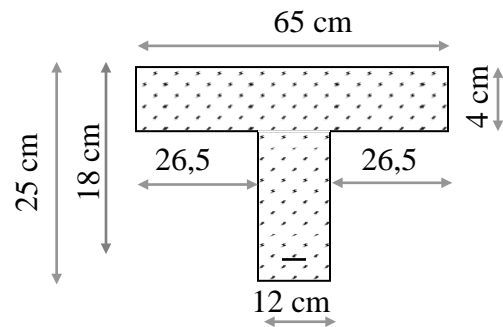


Figure II.3. Dimension de la section.

II.2.3. Plancher a dalle plane

L'épaisseur de la dalle plane est obtenue selon le critère de rigidité.

en doit calculer :

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{565}{565} = 1 > 0,4$$

La dalle travaille selon ainsi selon les deux sens.

- **Critère de résistance :**

Les conditions qui doivent vérifier selon le nombre des appuis sont les suivantes :

- Dalle reposant sur deux appuis : $L_x/35 \leq e \leq L_x/30$
- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $L_x/50 \leq e \leq L_x/40$

L_x étant la plus petite portée du panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable).

Dans notre cas les dalles reposant sur 4 appuis ont une portée L_x égale à 3.85 m.

On aura donc : $(565/50) \text{ cm} \leq e \leq (565/40) \text{ cm}$

Soit : $11,3 \text{ cm} \leq e \leq 14,125 \text{ cm}$ donc : On prend $e = 12 \text{ cm}$

Nous retenons donc comme épaisseur des dalles $e = 16 \text{ cm}$ sous réserve de vérifier la condition de flèche.

- **Sécurité contre l'incendie :**

$e_p = 7 \text{ cm}$: peut assurer un coupe-feu d'une heure.

$e_p = 11 \text{ cm}$: peut assurer un coupe-feu de deux heures.

On adopte une épaisseur $e_p = 16 \text{ cm}$

II.3. Descente de charges

II.3.1. Plancher corps creux

Les différentes compositions de planche comme démontré dans la figure II.4.

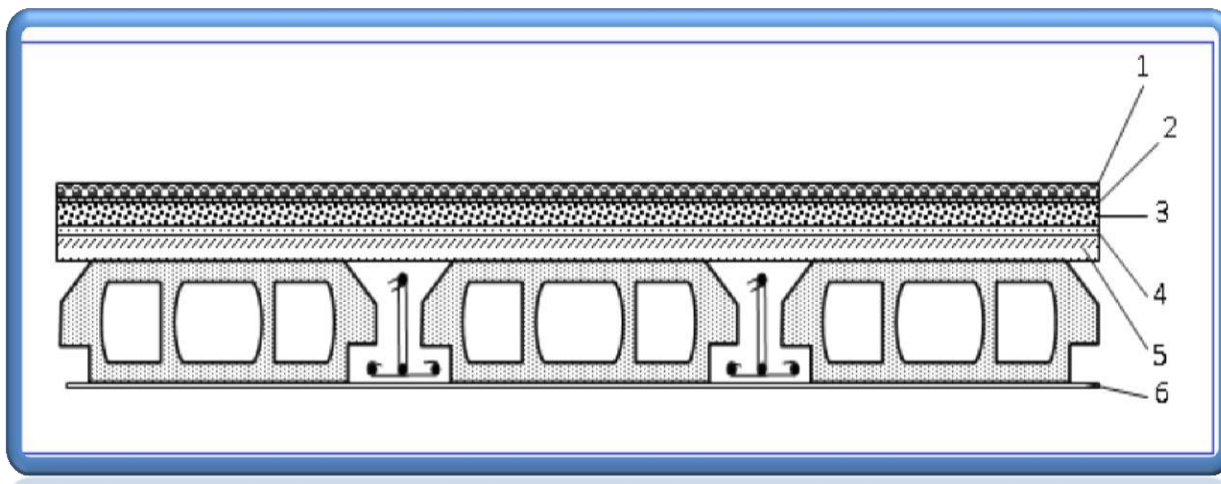


Figure II.4. Plancher terrasse inaccessible.

Tableau II.1. Valeurs de charges de différents chargements de plancher terrasse

		Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (kN/m ²)	
Chargement	1	Graviers roulés de protection	0,04	20	0,80
	2	Étanchéité multicouche	0,02	6	0,12
	3	Forme de pente	0,12	22	2,64
	4	Isolation thermique en liège	0,04	4	0,16
	5	Plancher à corps creux (16+4) cm	0,20+0,05	-	2,80
	6	Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
Charge permanente totale				G=7,22	
Surcharge d'exploitation (terrasse inaccessible)				Q=1,00	

II.3.2. Plancher étage courant

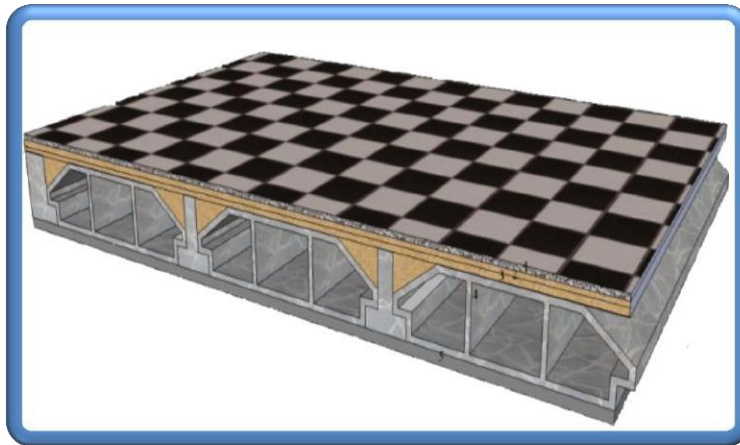


Figure II.5. Plancher étage courant.

Tableau II.2. Valeurs de charges de différent chargement de plancher étage courant

		Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)	
Chargement	1	Carrelage	0,02	20	0,40
	2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
	3	Lit de sable	0,03	18	0,54
	4	Cloison	0,10	-	1,00
	5	Plancher à corps creux (16+4) cm	0,20+0,05	-	3,30
	6	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
Charge permanente totale				G=5,84	
Pour les étages courant à usage d'habitation				Q=1,5	
Pour la RDC à usage commerciale				Q=1,5	

II.3.3.Plancher Dalle pleine :

Les différent charge applique sur dalle plein montre dans le tableau II.3

Tableau II.3 . Valeurs de charges de différent chargement de dalle pleine

		Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)	
Chargement	1	Carrelage	0,02	20	0,4
	2	Mortier de pose	0,02	20	0,4
	3	Lit de sable	0,03	18	0,54
	4	Cloison	0,10	-	1,00
	5	Dalle pleine	0,16	25	4
	6	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
Charge permanente totale				G = 6,54	
Pour à usage balcon				Q = 2,5	

II.3.4.Remplissage extérieur

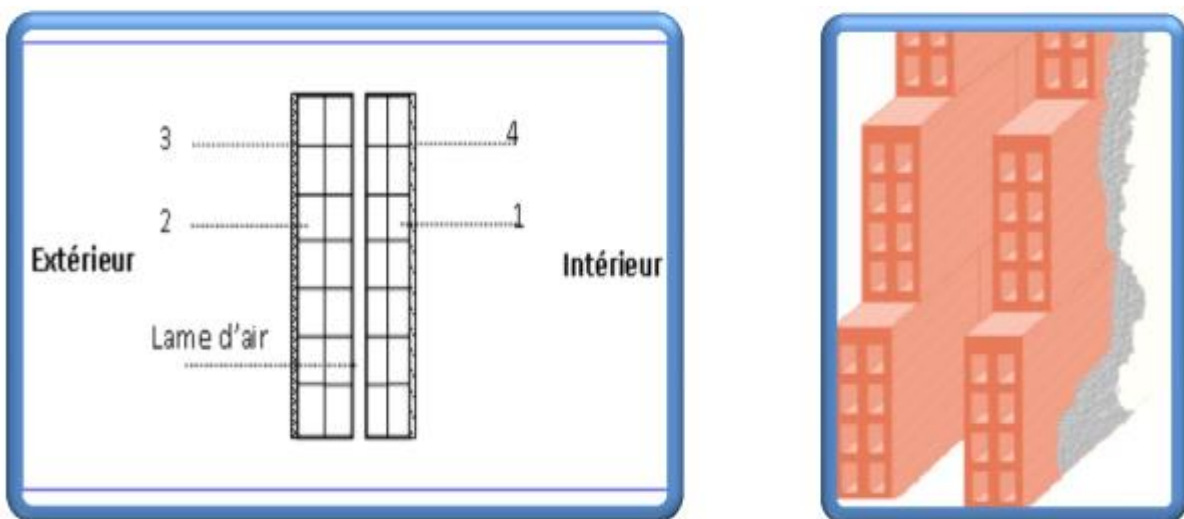


Figure II.6 . Remplissage.

Tableau II.4 . Valeurs de charges de différent chargement de remplissage extérieur

			Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Chargement	1	Brique creuse	0,10	-	0,90
	2	Brique creuse .	0,10	-	0,90
	3	Enduit extérieur en ciment.	0,02	18	0,36
	4	Enduit intérieur en plâtre	0,02	10	0,20
	5	Lame d'aire	0,10	-	-
Charge permanente totale					G=2,36

II.3.5.Remplissage intérieurs

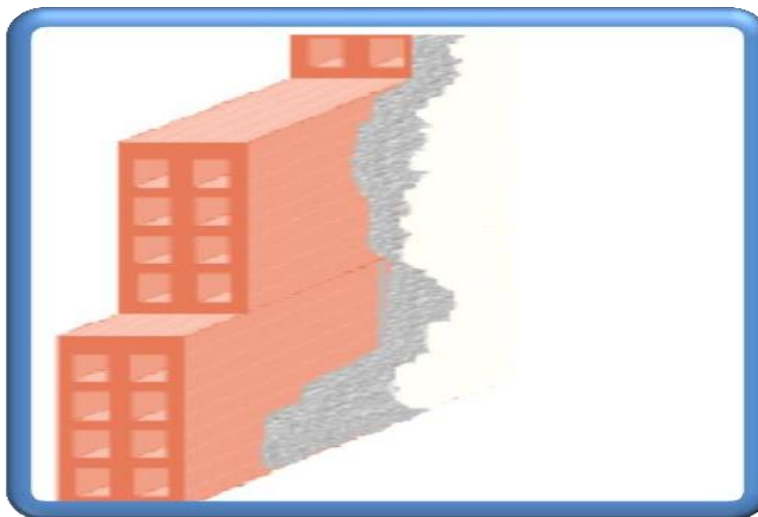


Figure II.7. Mur simple cloison.

Tableau II.5. Valeurs de charges de différent chargement de remplissage intérieur

			Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Chargement	1	Brique creuse	0,10	-	0,90
	2	Enduit en ciment.	0,02	18	0,36
	3	Enduit en plâtre	0,04	10	0,40
Charge permanente totale					G=1,66

II.3.6. L'acrotère

Chemin statique d'acrotère montre dans figure II.8

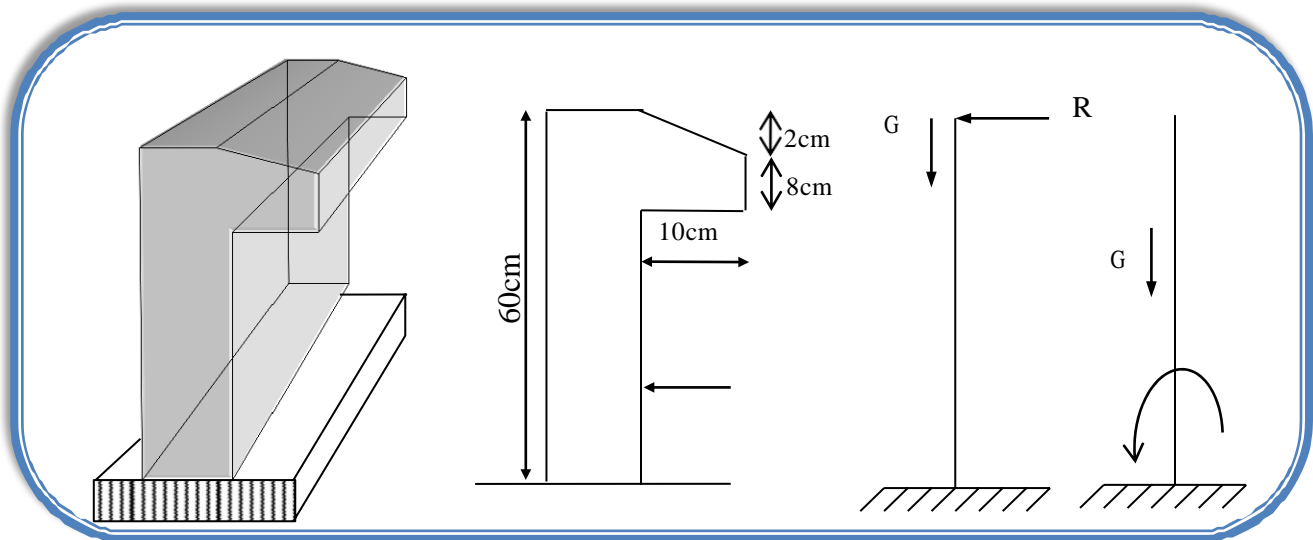


Figure II.8 .Dimensions de l'acrotère.

- Charges permanentes :

Poids propre :

$$G1 = 25 \times S$$

S : surface latérale de l'acrotère.

$$S = 0,6 \times 0,1 + 0,08 \times 0,1 + (0,01 \times 0,02) / 2 = 0,069 \text{ m}^2$$

$$G1 = 0,069 \times 25 = 1,725 \text{ KN/ml.}$$

Enduit en ciment (2cm) :

$$G2 = 18 \times 0,02 \times U$$

U : périmètre de la section de l'acrotère

$$U = 1,38 \text{ m}$$

$$G2 = 18 \times 0,02 \times 1,38 = 0,50 \text{ KN/ml.}$$

Charges permanentes → G = 2,22 KN/ml

Charges d'exploitation → Q = 1 KN/ml

II.3.7. Escaliers : Le chemin d'escaliers comme figure II.9

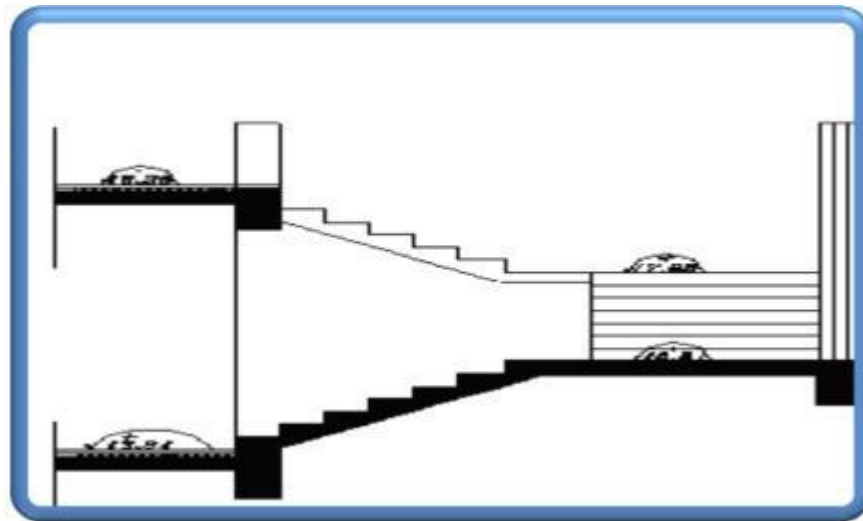


Figure II.9. Escaliers.

- **Les Caractéristiques techniques :**

Hauteur : $H=3,06$ m .

Giron : $g=30$ cm .

Hauteur de la marche à partir de la formule de BLONDEL :

On a : $59 < 2h+g < 66 \Rightarrow 14,5 < h < 18$

Pour : $h=17$ cm \Rightarrow on aura 18 marches

Il y a trois volées

volé 1: $H=1.36$ m $h=8$

volé 2: $H= 2.04$ m $h=4$

volé 3: $H= 3.06$ m $h=6$

- L'inclinaison de la paillasse :

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{h}{g} = \frac{0,17}{0,3} = 0,56 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ$$

II.3.7.1. L'épaisseur de la paillasse et de palier :

on à : $l = 330$ cm

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \Rightarrow 0,11m \leq e \leq 0,165$$

Donc prend une épaisseur : $e = 16$ cm

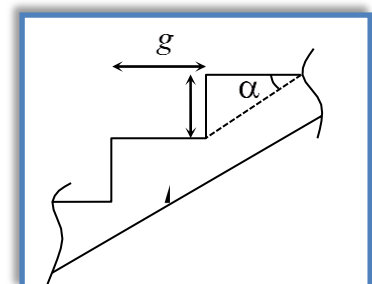


Figure II.10. L'angle d'inclinaison .

➤ **Chargement :**a) **Palliasse :****Tableau II.6. Valeurs de différents chargement de palliasse**

Chargement	Poids volumique (KN / m ³)	Surface pour (m ²)	La charge (KN / ml)
Poids propre de la palliasse ($e = 20cm$)	25	$1 \times 0,2 / \cos 29,54^0$	4,59
Poids propre du contre marche ($e = 17cm$)	25	$1 \times 0,17/2$	2,125
Carrelage horizontal ($e = 2cm$)	22	$0,02 \times 1$	0,440
Mortier de pose horizontal ($e = 2cm$)	20	$0,02 \times 1$	0,400
Carrelage vertical ($e = 2cm$)	22	$0,02 \times 0,17 / 0,3$	0,249
Mortier de pose vertical ($e = 2cm$)	20	$0,02 \times 0,17 / 0,3$	0,227
Enduit en plâtre ($e = 2cm$)	10	$0,02 \times 1$	0,200
Poids du garde-corps	-	-	0,100
La charge permanente	$G = \sum G_i$		8,32
La surcharge d'exploitation	surcharge à usage d'habitation		2,5
Combinaison de charge	$q_1 = 1,35G + 1,5Q$		14,99

b) **Palier :****Tableau II.7. Valeurs de différent chargement de palier**

Chargement	Poids volumique (KN / m ³)	Surface pour (m ²)	La charge (KN / ml)
Poids propre du palier ($e = 20cm$)	25	$1 \times 0,2$	4
Carrelage ($e = 2cm$)	22	$0,02 \times 1$	0,440
Mortier de pose ($e = 2cm$)	20	$0,02 \times 1$	0,400
Enduit en plâtre ($e = 2cm$)	10	$0,02 \times 1$	0,200
La charge permanente	$G = \sum G_i$		5,04
La surcharge d'exploitation	surcharge à usage d'habitation		2,5
Combinaison de charge	$q_2 = 1,35G + 1,5Q$		10,55

II.3.8. Balcon :

On général le balcon est constitué d'une dalle pleine dont l'épaisseur est conditionnée par :

- $L / 15 < e < L / 20 + 7$ avec : $L_{\max} = 1,2m$
- $8cm \leq e \leq 13cm$

On prend : **$e = 15 \text{ cm}$**

Le balcon est constitué par une console en béton armé

On estime le poids propre du balcon comme suit :

- Dalle pleine en béton armé (e=15cm)	$0,15 \times 25 = 3,75 \text{ KN/m}^2$
- Enduit plâtre (e=2cm)	$0,02 \times 10 = 0,20 \text{ KN/m}^2$
- Lit de sable	$0,03 \times 18 = 0,54 \text{ KN/m}^2$
- Chape.	$0,02 \times 20 = 0,40 \text{ KN/m}^2$
- Revêtement en carrelage	$0,02 \times 22 = 0,44 \text{ KN/m}^2$

$$G = 5,33 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 3,50 \text{ KN/m}^2$$

II.4. Pré dimensionnement des éléments porteurs

II.4.1. Les poutres

Les poutres de notre bâtiment sont des éléments en béton armé des sections rectangulaires, elles sont susceptibles de transmettre aux poteaux les efforts dus aux chargements verticaux ramenés par les planchers.

Les poutres seront pré dimensionnées selon les formules empiriques données par **BAEL91[B.6]** et vérifiées par la suite selon le **RPA99 (version 2003)[article 7]**.

II.4.1.1. Poutres principales

D'après le **BAEL91[B.6.2.11]** :

- $L/15 \leq h \leq L/10$
- $0,3h \leq b \leq 0,7h$

Avec : L : portée maximale de poutre.

h : hauteur de la section.

b : largeur de la section.

Nous avons : L = 595cm

$$L/15 \leq h_t \leq L/10 \quad \Rightarrow \quad 39,66\text{cm} \leq h_t \leq 59,5\text{cm}$$

On prend **h = 40 cm.**

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \quad \Rightarrow \quad 15\text{cm} \leq b \leq 35\text{cm}$$

On prend **b = 30cm.**

Les dimensions des poutres doivent respecter l'article : de **RPA 99[7.5.1]** suivant

- $b \geq 20 \text{ cm.} \quad \Rightarrow \quad b = 30\text{cm} > 20\text{cm} \quad \text{vérifie.}$
- $h \geq 30 \text{ cm.} \quad \Rightarrow \quad h = 40\text{cm} > 30\text{cm} \quad \text{vérifie.}$
- $h/b \leq 4 \quad \Rightarrow \quad h/b = 1,33 < 4 \quad \text{vérifie.}$

II.4.1.2. Poutres secondaires

D'après le **BAEL91[B.6.2.11]**:

- $L/15 \leq h \leq L/10$
- $0.3h \leq b \leq 0.7h$

Avec : L : portée maximale de poutre.

h : hauteur de la section.

b : largeur de la section.

Nous avons : $L = 595\text{cm}$

$$L/15 \leq h_t \leq L/10 \quad \Rightarrow \quad 39,66\text{cm} \leq h_t \leq 59,5\text{cm}$$

On prend **h = 40 cm.**

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \quad \Rightarrow \quad 15\text{cm} \leq b \leq 35\text{cm}$$

On prend **b = 30cm.**

Les dimensions des poutres doivent respecter l'article : de **RPA 99[7.5.1]** suivant :

- $b \geq 20 \text{ cm.} \quad \Rightarrow \quad b = 30\text{cm} > 20\text{cm} \quad \text{vérifie.}$
- $h \geq 30 \text{ cm.} \quad \Rightarrow \quad h = 40\text{cm} > 30\text{cm} \quad \text{vérifie.}$
- $h/b \leq 4 \quad \Rightarrow \quad h/b = 1,33 < 4 \quad \text{vérifie.}$

II.4.2. Vérification de la flèche

Nous devons vérifier que : $F_{\max} \leq \bar{F}$

$$F_{\max} \leq \frac{L}{500} \quad \text{Si } L < 5 \text{ m}$$

$$F_{\max} \leq \frac{L}{1000} + 0,5 \quad \text{Si } L > 5 \text{ m}$$

Dans le cas de poutre isostatique avec une charge uniformément répartie, la flèche maximale est

donnée par : $F_{\max} = \frac{5qL^4}{384EI}$ Avec:

F_{\max} : Flèche maximale de la poutre.

L : portée de la poutre

h : hauteur de la section de la poutre.

q : charge uniformément répartie déterminé à l'ELS.

E : module d'élasticité différée du béton.

I : moment d'inertie de la section $I = \frac{bh^3}{12}$.

a. Poutres principales : L = 595cm

$$F_{\max} \leq \frac{L}{1000} + 0.5 = \frac{595}{1000} = 1,095 \text{ cm} \quad E = 32164,2 \text{ KN/cm}^2 \quad I = 160000 \text{ cm}^4$$

Les charges revenant à celle-ci sont les suivantes : (Plancher le plus chargé)

Charge permanente $G = 7,22 \text{ Kn/m}^2$.

Charge d'exploitation $Q = 1 \text{ Kn/m}^2$.

$$q = G + Q = (7,22 \times 5,95 + 0,025 \times 0,40 \times 0,50) + 1 \times 5,95 = 42,96 \text{ KN/ml}$$

$$F_{\max} = 1,49 \times 10^{-7} \text{ cm} \leq 1,095 \times 10^{-3} \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

b. Poutres secondaires : L = 595 cm

$$F_{\max} \leq \frac{L}{1000} + 0.5 = \frac{595}{1000} = 1,095 \text{ cm} \quad E = 32164,2 \text{ KN/cm}^2 \quad I = 160000 \text{ cm}^4$$

Les charges revenant à celle-ci sont les suivantes : (Plancher le plus chargé)

Charge permanente $G = 7,22 \text{ Kn/m}^2$.

Charge d'exploitation $Q = 1 \text{ Kn/m}^2$.

$$q = G + Q = (7,22 \times 5,95 + 0,025 \times 0,50 \times 0,40) + 1 \times 3,85 = 42,96 \text{ KN/ml}$$

$$F_{\max} = 1,49 \times 10^{-7} \text{ cm} \leq 1,095 \times 10^{-3} \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

on adopte les sections suivantes :

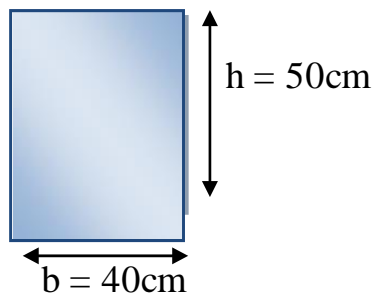
Conclusion :

Toutes les conditions des RPA99 v 2003 sur les dimensions des poutres sont satisfaites,

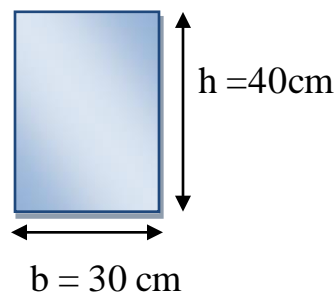
Donc

on adopte :

- ✓ *Des poutres principales : (b × h) = (40 × 50) cm².*
- ✓ *Des poutres secondaires : (b × h) = (30 × 40) cm².*



Poutres principales



Poutre secondaires

II.4.3. Les poteaux

a. Principe :

Les poteaux sont près dimensionnés en compression simple en choisissant les poteaux les plus sollicités de la structure. C'est-à-dire, un poteau central, un poteau de rive et un poteau d'angle.

Chaque type de poteau est affecté de la surface du plancher chargé lui revenant, et on utilisera un calcul basé sur la descente de charge. On appliquera la loi de dégression des charges d'exploitation.

b. Etapes de pré-dimensionnement (calcul) :

- Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
- Evaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau.
- La section du poteau est alors calculée aux états limite ultime (ELU) vis-à-vis de la compression simple du poteau.
- La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposée par le « RPA99 version 2003 » [1]

Dimensionnement des poteaux :

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple par la formule suivante :

$$N_u = \alpha \left[\frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right] \dots \dots \dots (1) \quad \text{Art (B-8-4-1) [2]}$$

Avec :

N_u : effort normal ultime (compression) = $1,35G + 1,5Q$;

α : coefficient réducteur tenant compte de la stabilité ($\alpha = f(\lambda)$).

λ : élancement d'EULER $\left(\lambda = \frac{l_f}{i} \right)$.

l_f : longueur de flambement ;

i : rayon de giration $\left(i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$.

I : moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité

et perpendiculaire au plan de flambement $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$

B : surface de la section du béton ($B = a \times b$).

γ_b : coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b=1,50$) situation durable.

γ_s : coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma_s=1,15$)..... situation durable.

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

f_{c28} : contrainte caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28}=25MPa$).

A_s : section d'acier comprimée.

Br : section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle $1cm$ d'épaisseur sur toute sa périphérie ($Br= (a-0,02) (b-0,02)$) [m^2].

- Selon le « BAEI91modifié 99 » [B.8]

$$0,2\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5\%$$

On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que : $\frac{A_s}{B} = 1\%$

$$\left. \begin{aligned} \alpha &= \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{si } \lambda &= 50 \\ \alpha &= 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 & \text{si } 50 < \lambda < 100 \end{aligned} \right\}$$

Pour les poteaux carrés, il est préférable de prendre $\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0,708$

On tire de l'équation (1) la valeur de Br :

$$Br \geq \frac{N_u}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{B \gamma_s} \right)} = 0,066 N_u$$

- Le minimum requis par « RPA99 version 2003 » [7.4.1]

Pour une zone sismique III, on doit avoir au minimum :

$$\left\{ \begin{aligned} \text{Min}(a;b) &\geq 30cm \\ \text{Min}(a;b) &> \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} &< \frac{a}{b} < 4 \end{aligned} \right.$$

Avec :

($a ; b$) : dimensions de la section.

h_e : hauteur d'étage.

On opte pour des poteaux de section carrée ($a=b$).

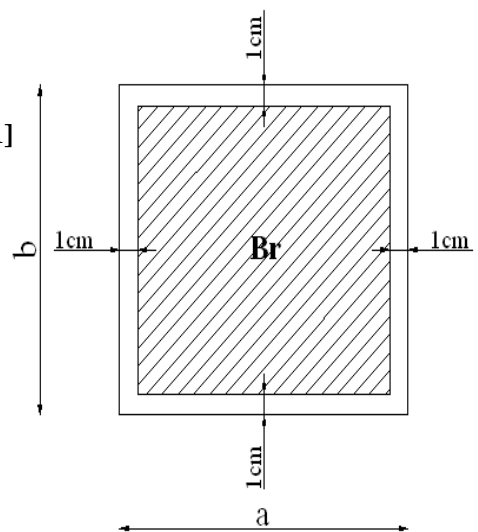


Figure II.11. Section réduite du poteau.

- **L'état limite de service :**

On vérifie la section à l'état limite de service selon le **BAEL 99.[D.2.2.2]**

$$\sigma_{\text{ser}} = \frac{N_{\text{ser}}}{B + nA_s} \leq 0,6f_{c28}$$

Avec :

N_{ser} : Effort normal pondéré à L'E.L.S tel que $N_{\text{ser}} = G + Q$

B : Section du béton du poteau.

n : Coefficient d'équivalence : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$

A_s : La section d'acier qui sera prise à 1%B (zone 3)

σ_{ser} : La contrainte de compression à L'E.L.S.

En remplaçant les différents termes dans l'équation précédente, on aura :

$$\sigma_{\text{ser}} = \frac{N_{\text{ser}}}{1,15B} \leq 0,6f_{c28} = 15 \text{ MP}$$

- **Loi de dégression**

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, nous appliquons pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q. (Tableau II.8)

Q : Charge d'exploitation.

Ce qui donne : $Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$ Donnée par « **BAEL 91modifié 99** » [B.8.1.1]

Avec

n : Nombre d'étage.

Q_0 : La structure d'exploitation sur la terrasse.

Q_1, Q_2, \dots, Q_n : Les surcharges d'exploitation des planchers respectifs.

Tableau II.8. Dégression des surcharges

	Surcharge	Σ surcharge	Σ surcharge (kN/m ²)
T	Q_0	$\Sigma_0=Q_0$	1
P08	Q_1	$\Sigma_1=Q_0+Q_1$	2,5
P07	Q_2	$\Sigma_2=Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$	3,85
P06	Q_3	$\Sigma_3=Q_0+0,9(Q_1+Q_2+Q_3)$	5,05
P05	Q_4	$\Sigma_4=Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	6,10
P04	Q_5	$\Sigma_5=Q_0+0,8(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	7,00
P03	Q_6	$\Sigma_6=Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$	7,75
P02	Q_7	$\Sigma_7=Q_0+0,71(Q_1+\dots\dots\dots+Q_7)$	8,50
P01	Q_8	$\Sigma_8=Q_0+0,69(Q_1+\dots\dots\dots+Q_8)$	9,28
P-RDC	Q_9	$\Sigma_9=Q_0+0,67(Q_1+\dots\dots\dots+Q_9)$	10,04

c .Calcul des surfaces d'influence pour chaque poteau : Le poteau le plus sollicités est B6

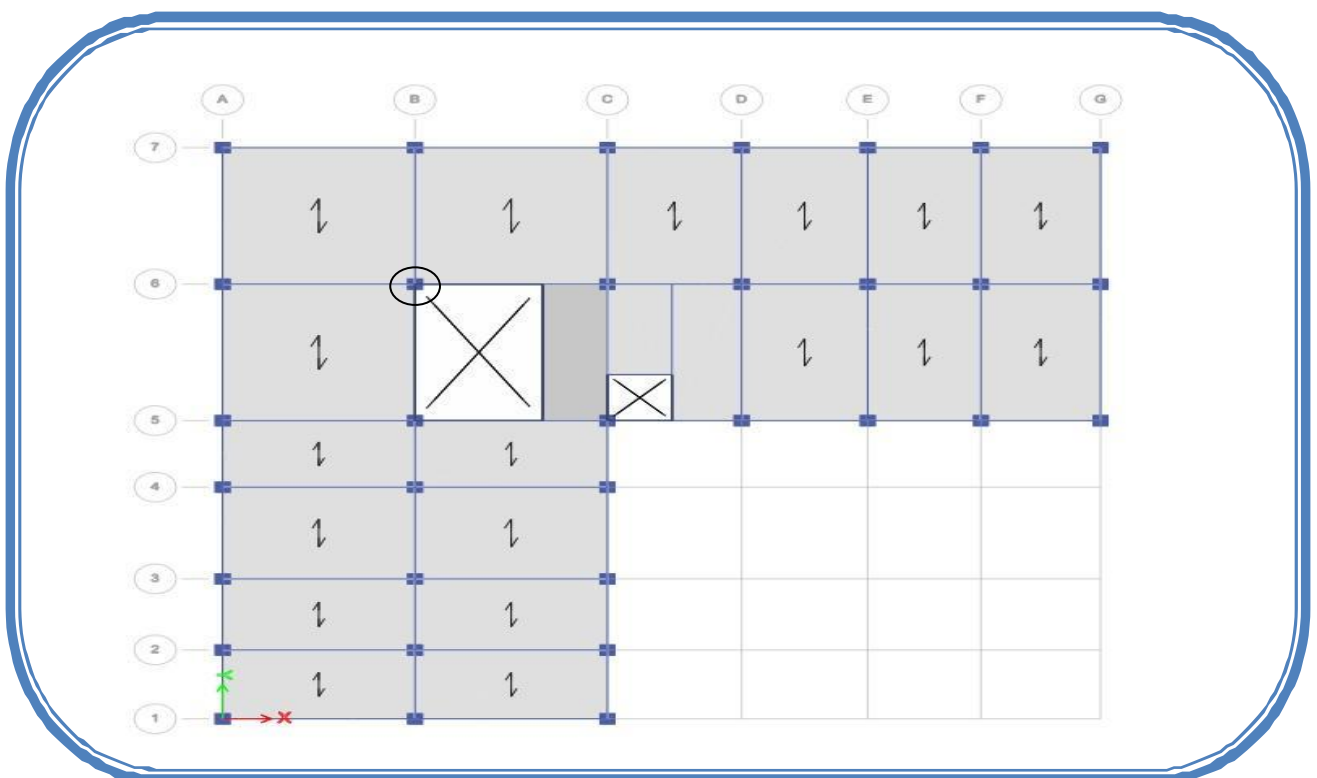


Figure. II.12. Le poteau le plus sollicités

On présente les surfaces offertes des poteaux les plus sollicités dans les tableaux ci-après :

Tableau II.9. Surfaces des poteaux sollicités

Surface offerte (m ²)		
Poteau central	Poteau de rive	Poteau d'angle
31,24	17,70	8,85

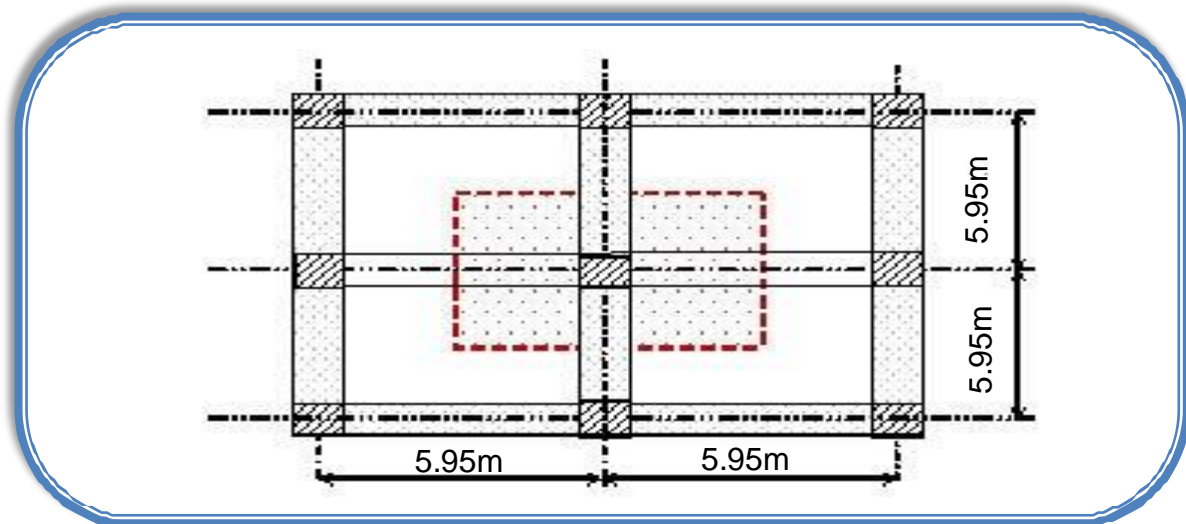


Figure II.13. Surface revenant au poteau central.

Le poteau le plus sollicité reprend une surface $S_1 = 31,24m^2$

Poids revenant au poteau du 08^{ème} étage :

- La portée de la poutre principale : $L_{pp} = 5,95$ m
- La portée de la poutre secondaire : $L_{ps} = 5,95$ m

Poids plancher terrasse $G \times S = 7,22 \times 31,25 = 225,59$ KN

Poids des poutres principales..... $\rho_b \times h \times b \times L_{pp} = 25 \times 0,5 \times 0,4 \times 5,95 = 29,75$ KN

Poids des poutres secondaires $\rho_b \times h \times b \times L_{ps} = 25 \times 0,5 \times 0,4 \times 5,95 = 29,75$ KN

Poids du poteau..... $\rho_b \times h_{pot} \times a \times b = 25 \times (3,06 - 0,4) \times (0,4)^2 = 10,64$ KN

G = 295,73 KN

$$N_{G08}=G=295,73\text{KN}$$

$$N_{Q08}=Q_1 \times S = 2,5 \times 31,24 = 78,1 \text{ KN}$$

$$N_{u08} = 1,35N_{G08} + 1,5N_{Q08} = 516,38\text{KN}$$

$$B \geq 0,66 N_{u08} \implies Br \geq 340,81 \text{ cm}^2 \quad Br = (a-0,02)(b-0,02) \quad ; \text{On a: } a=b$$

$$\text{Donc: } Br = (a - 0,02)^2 \implies a = \sqrt{Br} + 0,02 \text{ (m)} \quad a=b=18,48\text{cm}^2$$

Le choix : **a=b=30 cm**

Vérification de la section à l'ELS :

$$N_{ser} = N_{G08} + N_{Q08} = 373,83 \text{ KN} \quad \text{Avec : } B = a \times b = 900 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1,15B} \quad ; \quad (B = a \times b)$$

$$\sigma_{ser} = 3,6 < \check{\delta}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{vérifiée}).$$

Poids revenant au poteau du 07^{ème} étage :

$$\text{Poids du plancher} \dots\dots\dots G \times S = 5,84 \times 31,24 = 182,22 \text{ KN}$$

$$\text{Poids des poutres principales} \dots\dots\dots \rho_b \times h \times b \times L_{pp} = 25 \times 0,5 \times 0,4 \times 5,95 = 29,75 \text{ KN}$$

$$\text{Poids des poutres secondaires} \dots\dots\dots \rho_b \times h \times b \times L_{ps} = 25 \times 0,5 \times 0,4 \times 5,95 = 29,75 \text{ KN}$$

$$\text{Poids du poteau} \dots\dots\dots \rho_b \times h_{pot} \times a \times b = 25 \times (3,06 - 0,4) \times (0,4)^2 = 10,64 \text{ KN}$$

$$\mathbf{g = 252,36 \text{ KN}}$$

$$\text{D'où : } G_{07} = G_{08} + g = 548,09 \text{ KN}$$

- Poids revenant au poteau du 06^{ème} étage : $G_{06} = G_{07} + g = 800,45 \text{ KN}$
- Poids revenant au poteau du 05^{ème} étage : $G_{05} = G_{06} + g = 1052,81 \text{ KN}$
- Poids revenant au poteau du 04^{ème} étage : $G_{04} = G_{05} + g = 1305,17 \text{ KN}$
- Poids revenant au poteau du 03^{ème} étage : $G_{03} = G_{04} + g = 1557,53 \text{ KN}$
- Poids revenant au poteau du 02^{ème} étage : $G_{02} = G_{03} + g = 1809,89 \text{ KN}$
- Poids revenant au poteau du 01^{ème} étage : $G_{01} = G_{02} + g = 2062,25 \text{ KN}$

Poids revenant au poteau du RDC :

- Poids du plancher $G \times S = 5,84 \times 31,24 = 182,22 \text{ KN}$
- Poids des poutres principales..... $\rho_b \times h \times b \times L_{pp} = 25 \times 0,3 \times 0,4 \times 4,25 = 29,75 \text{ KN}$
- Poids des poutres secondaires $\rho_b \times h \times b \times L_{ps} = 25 \times 0,3 \times 0,4 \times 4,25 = 29,75 \text{ KN}$
- Poids du poteau..... $\rho_b \times h_{pot} \times a \times b = 25 \times (3,50 - 0,4) \times (0,4)^2 = 12,40 \text{ KN}$

$g^y = 254,12 \text{ KN}$

Poids revenant au poteau du RDC : $G_{RDC} = G_{01} + g^y = 2316,37 \text{ KN}$

Tableau II.10. Choix des sections des poteaux centraux

NIV	$N_G \text{ (KN)}$	$N_Q \text{ (KN)}$	$N_u \text{ (KN)}$	$Br \text{ (cm}^2\text{)}$	$a \text{ (cm}^2\text{)}$	RPA (cm^2)	Le choix	N ser (KN)	σ_{ser} (KN)	Vérifi- cation
P08	295.73	78.1	516.38	340.81	18.48	30×30	35×35	373.83	2.70	ok
P07	548.09	120.27	920.32	607.41	24.66	30×30	35×35	668.36	4.84	ok
P06	800.45	157.76	1317.24	869.38	29.50	30×30	40×40	958.21	5.29	ok
P05	1052.81	190.564	1707.13	1126.71	33.58	30×30	40×40	1243.37	6.86	ok
P04	1305.1	218.68	2089.90	1379.33	37.15	30×30	45×45	1523.78	6.62	ok
P03	1557.53	242.11	2465.83	1627.44	40.36	30×30	45×45	1799.64	7.82	ok
P02	1809.89	265.54	2841.66	1875.49	43.32	30×30	50×50	2075.43	7.29	ok
P01	2062.25	289.9	3218.88	2124.46	46.11	30×30	55×55	2352.15	8.26	ok
RDC	2316.37	313.64	3597.55	2374.38	48.74	30×30	55×55	2630.01	7.62	ok

Tableau II.11. Section des poteaux

Niveau	Section (a×b)
8	35×35
7	40×40
6	40×40
5	45×45
4	45×45
3	50×50
2	50×50
1	55×55
RDC	55×55

II.4.4. Les voiles

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

- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales : effets de séisme et/ou du vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.

Pour leur pré dimensionnement, nous sommes basés sur les recommandations du **RPA99 version 2003 [7.7.1]**.

L'épaisseur minimale est de 15 cm. de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

Dans notre cas :

$$a_{\min} \geq \max \quad 15 \text{ cm} ; h_e / 20 \quad (\text{ART:7-7-1}) [1]$$

h_e : hauteur d'étage.

a_{\min} : épaisseur de voile

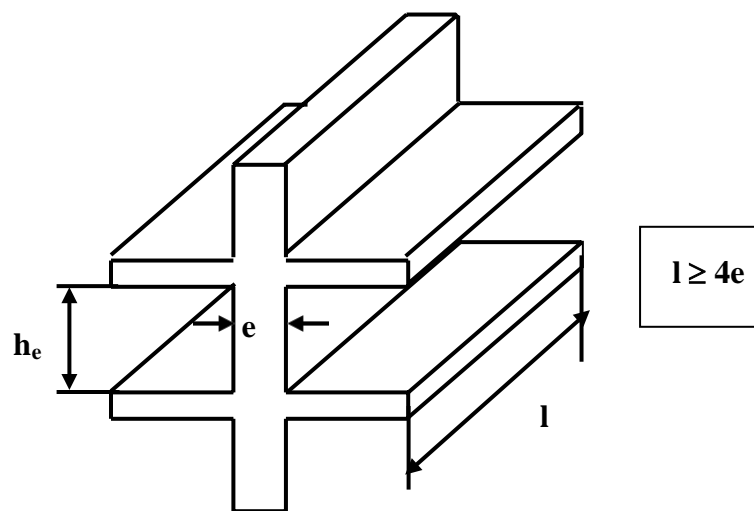


Figure II.14. Coupe de voile en élévation.

- **Pour le RDC:** $h_e = (3,50 - 0,4) = 3,1$ m.

$$a_{\min} \geq \max \quad 15 \text{ cm} ; 15,5 \text{ cm} \Rightarrow a_{\min} \geq 15,5 \text{ cm.}$$

- **Pour l'étage courant :** $h_e = (3,06 - 0,4) = 2,66$ m

$$a_{\min} \geq \max \quad 15 \text{ cm} ; 13,3 \Rightarrow a_{\min} \geq 15 \text{ cm.}$$

Conclusion:

On adopte une épaisseur de voile pour le RDC : $a_{\min} = 20 \text{ cm}$

et les étages courants : $a_{\min} = 15 \text{ cm}$

Chapitre III

Calcul des éléments non structuraux

Chapitre III :

Calcul des éléments secondaires

III.1. ACROTÈRE

III.1.1. Introduction

L'acrotère est un élément non structural (figure III.1), il sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse qui est la section dangereuse, d'après sa disposition, l'acrotère est soumis à une flexion composée due aux charges suivantes :

- Son poids propres sous forme d'un effort normal vertical.
- Une force horizontale due à une main courante, ou bien due à l'effet du séisme

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur dont les dimensions sont les suivantes :

- ✓ Largeur $b=100\text{cm}$
- ✓ Hauteur $H=60\text{cm}$
- ✓ Epaisseur $e=10\text{cm}$

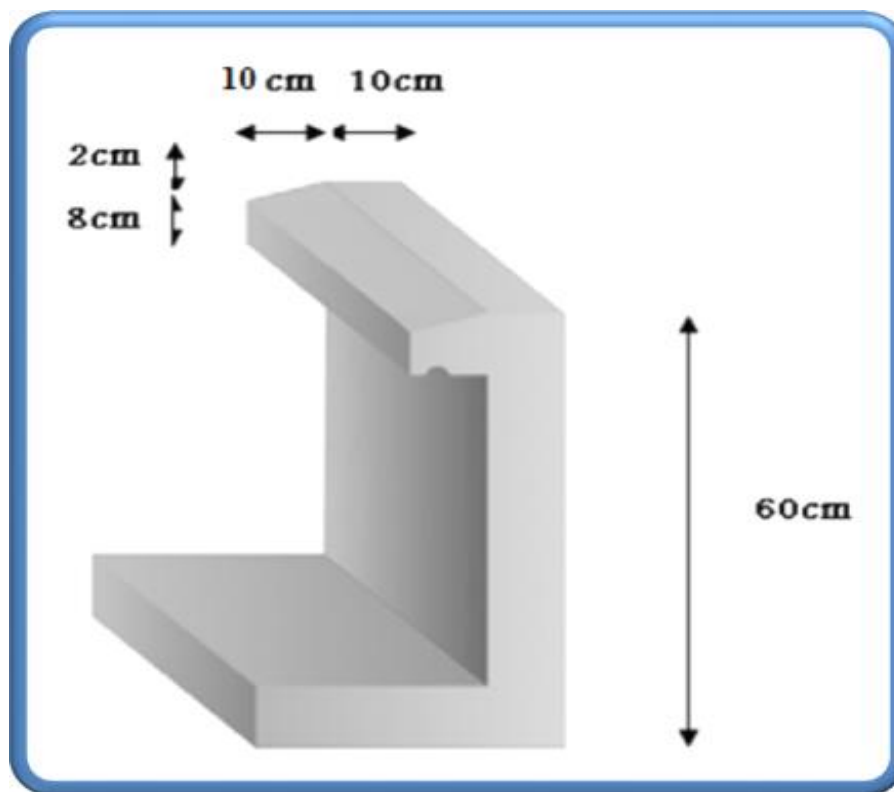


Figure.III.1. Dimensions de l'acrotère.

III.1.2. Evaluation des charges**III.1.2.1.Charges permanentes****Poids propre :**

$$G1 = 25 \times S$$

S : surface latérale de l'acrotère.

$$S = \left[(0,6 \times 0,1) + (0,1 \times 0,08) + \frac{(0,1 \times 0,02)}{2} \right] 10^{-4} = 0,069 m^2$$

$$G1 = 0,069 \times 25 = 1,725 \text{ KN/ml.}$$

Enduit en ciment (2cm)

$$G2 = 18 \times 0,02 \times U$$

U : périmètre de la section de l'acrotère

$$U = 1,4 \text{ m}$$

$$G2 = 18 \times 0,02 \times 1,4 = 0,504 \text{ KN/ml.}$$

$$\rightarrow G = 2,229 \text{ KN/ml}$$

III.1.2.2.Charges d'exploitation

$$\rightarrow Q = 1,00 \text{ kN/ml}$$

Force horizontale d'origine sismique agissant sur l'acrotère

L'acrotère est un élément non structural ancré à la structure sur lequel agit une force horizontale de calcul $F_p = 4.A.C_p.W_p$ [1]

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone ([1] /Tab 4.1), (**Zone IIb ; Groupe d'usage 2**)

$$(A = 0,20)$$

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8 ([2] /Tab 6.1)

W_p : Poids de l'acrotère.

$$\rightarrow F_p = 4 \times 0,20 \times 0,8 \times 2,229$$

$$F_p = 1,43 \text{ KN/ml.}$$

La charge d'exploitation est donnée par:

$$Q = \max \{ 1,5 Q_u; F_p \} = \max \{ 1,5; 1,43 \}$$

$$Q = 1,5 \text{ KN/ml.}$$

III.1.3. Calcul des efforts

Pour une bande de 1m de largeur :

ELU

Effort normal : $N_u = 1,35 \times W_p = 1,35 \times 2,229 = 3,009 \text{ KN.}$

Moment d'encastrement : $M_u = 1,5 \times F_p \times h = 1,287 \text{ KN.m}$

Effort tranchant : $T_u = 1,5 \times F_p = 2,15 \text{ KN.}$

ELS

Effort normal : $N_s = W_p = 2,229 \text{ KN.}$

Moment d'encastrement $M_s = F_p \times h = 0,858 \text{ kN.m}$

Effort tranchant : $T_s = F_p = 1,43 \text{ kN}$

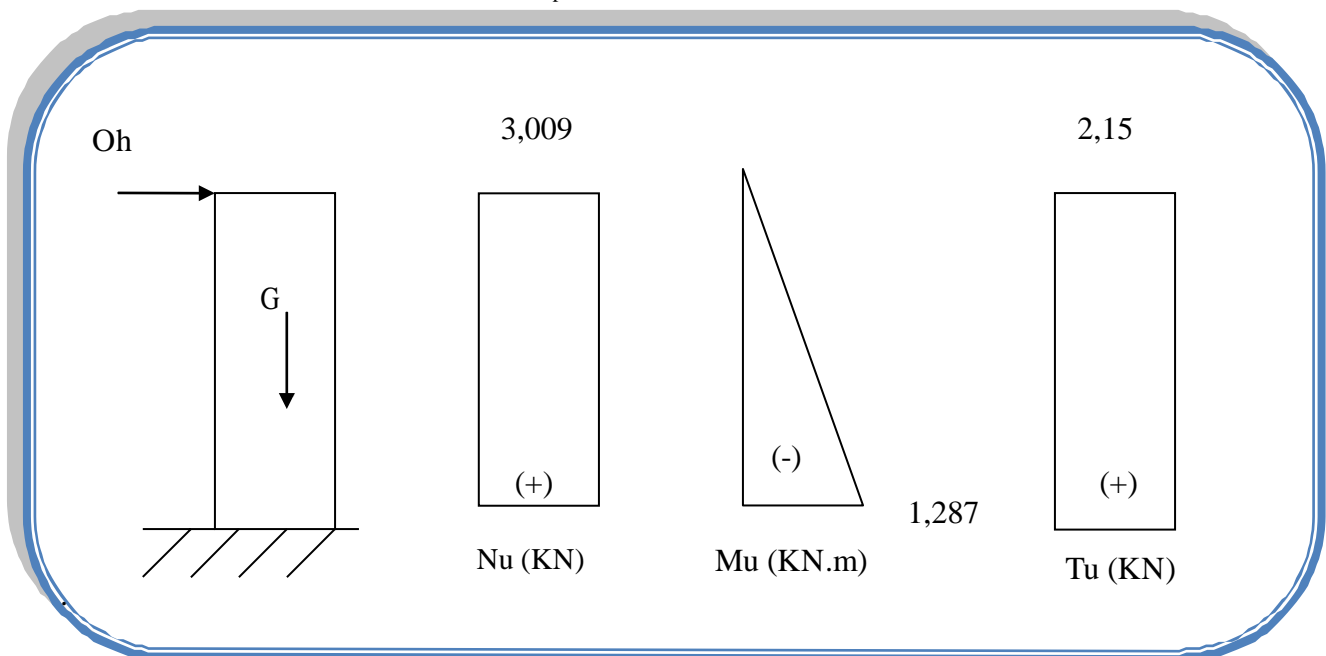
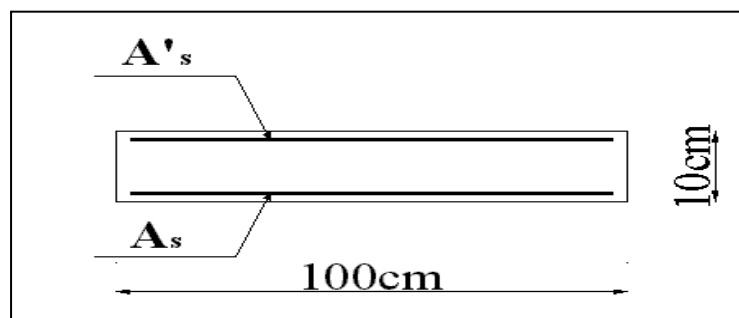


Figure III.2: Diagrammes de l'effort à

III.1.4. Ferrailage de l'acrotère

$h=10\text{cm} ; b=100\text{cm} ; f_{c28}=25\text{MPa} ; \sigma_{bc}=14,17\text{MPa} ; c=c'=2\text{cm} ; f_e=400\text{MPa}$



Calcul de l'excentricité:

$$\left. \begin{aligned} e_0 &= \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,287}{3,009} = 0,4277m = 42,77cm \\ \frac{h}{2} - c' &= \frac{10}{2} - 2 = 3cm \end{aligned} \right\} e_0 \leq \frac{h}{2} - c' \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section.

Les armatures seront calculées à la flexion simple en équilibrant le moment fictif M_f .

Avec $M_f = M$

Calcul du moment fictif « M_f » :

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = 1,377kNm$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 \sigma_{bc}} = 0,012 \leq 0,392$$

$\mu \leq \mu_R = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$ Les armatures comprimées ne sont nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,015$$

$$Z = d \left(1 - 0,4\alpha \right) = 8,46cm$$

$$\mu = 0,012 \leq 0,186 \Rightarrow \zeta_s = 10\% \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348MPa$$

$$A_{sf} = f(M)$$

$$A_{sf} = \frac{M_f}{Z\sigma_s} = 47mm^2$$

$$\bullet A_{s1} = A'_s = 0$$

$$\bullet A_{s2} = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 46mm^2$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} A_{s1} = 0cm^2 \\ A_{s2} = 0,46cm^2 \end{cases}$$

III.1.5. Vérification de la section d'acier

Il faut vérifier A_s avec la section minimale imposée par la règle du millième et par la règle de non fragilité :

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \left\{ \frac{bh}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

Avec :

$$f_{t28} = 2,1MPa; f_e = 400MPa; b = 100cm; d = 9cm$$

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \{ 1cm^2; 1,0867cm^2 \} = 1,0867cm^2$$

Donc :

On opte finalement pour 4T8=2,01 cm²

Avec un espacement $S_{\bar{r}} = \frac{100}{4} = 25\text{cm}$

III.1.6. Armatures de répartitions

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r \geq 0,5025\text{cm}^2$$

On choisit **4 T 8**=2,01cm².

III.1.7. Vérification à L'E.L.S

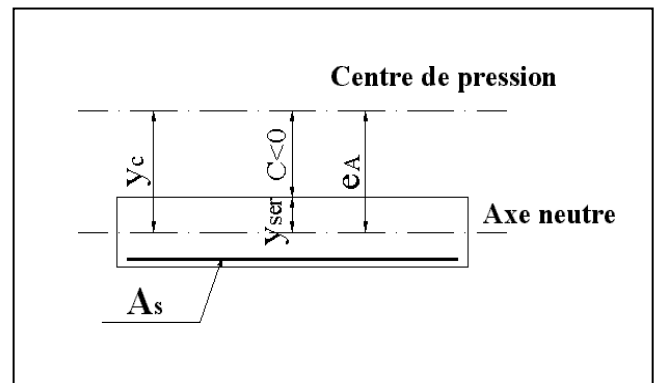
La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 38,49\text{cm}$$

On a :

$$e_0 \leq \frac{h}{2} c' \Rightarrow$$

La section est partiellement comprimée (SPC).



C : La distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

$$C = d - e_A$$

Avec :

$$e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2} \right) = 42,49\text{cm} \Rightarrow C = -33,49\text{cm} \quad (C < 0)$$

D'après le « **BAEL 91 modifié 99** », on doit résoudre l'équation suivant :

$$y_c^3 + p y_c + q = 0$$

y_c : Distance entre le centre de pression et l'axe neutre.

Avec :

$$n = 15; \left\{ \begin{array}{l} p = -3c^2 + 6n(c - c') \frac{A_s}{b} + 6n(d - c) \frac{A_s}{b} = -3375,45 \\ q = -2c^3 - 6n(c - c')^2 \frac{A_s}{b} - 6n(d - c)^2 \frac{A_s}{b} = 70434,08 \end{array} \right. \text{ et}$$

La solution de l'équation du troisième degré est obtenue par :

$$\Delta = q^2 + \left(\frac{4p^3}{27} \right) = -7,36 \times 10^9$$

$$\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = -0,93 \Rightarrow \varphi = 158,43^\circ$$

$$a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 67,09$$

$$y_1 = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 120 \right) = -66,56$$

$$y_2 = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} \right) = 40,55$$

$$y_3 = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 240 \right) = 26,01$$

La solution qui convient est : $y_c = 40,55 \text{ cm}$

Car :

$$0 < y_{ser} = y_c + c < d$$

$$0 < y_{ser} = 40,55 - 33,49 = 7,06 \text{ cm} < 9 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} y_{ser} = 7,05 \text{ cm} \\ y = 40,55 \text{ cm} \end{cases}$$

Calcul du moment d'inertie : $n=15$

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + n \left[A_s (d - y_{ser})^2 + A'_s (y_{ser} - c')^2 \right] = 11939,63 \text{ cm}^4$$

III.1.8. Vérification des contraintes

III.1.8.1. Contrainte de béton :

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) y_{ser} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{2,229 \times 10^3 \times 40,55}{11939,63 \times 10^4} \right) \times 7,05 = 0,053 \text{ MPa} \square \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

III.1.8.2. Contraintes de l'acier :

$$\sigma_s = n \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) (d - y_{ser}) \leq \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{Acier tendu}$$

$$\sigma'_s = n \left(\frac{N_{ser}}{I} y \right) (y_{ser} - c') \leq \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{Acier comprimé}$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} fe; \text{Max}(0,5 fe; 110 \sqrt{\eta f_{ij}}) \right) = 201,63 \text{MPa} \dots \dots \dots (\eta = 1,6 \text{ pour les aciers HA})$$

$$\sigma_s = 2.21 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\sigma'_s = 5.73 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

III.1.9. Vérification de l'effort tranchant

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivant

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \{ 0,1 f_{c28}; 4 \text{MPa} \} = 2,5 \text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{2,15 \times 10^3}{1000 \times 90} = 0,02 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

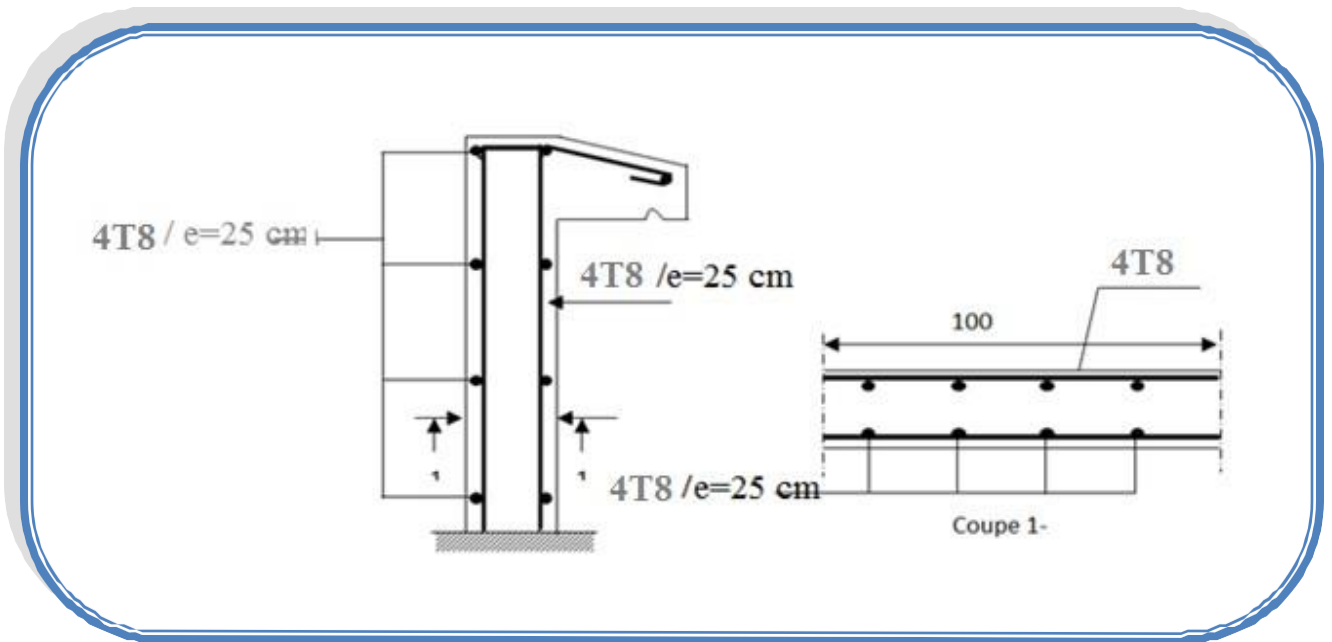


Figure III.3. Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.2.Plancher

III.2.1.Introduction

Les planchers sont des éléments horizontales ont un rôle très important dans la structure Ils supportent les charges verticales, les transmettent aux éléments porteurs et aussi ils isolent les différents étages du point de vue thermique et acoustique, on distingue :

- plancher à corps creux.
- plancher à dalle pleine.

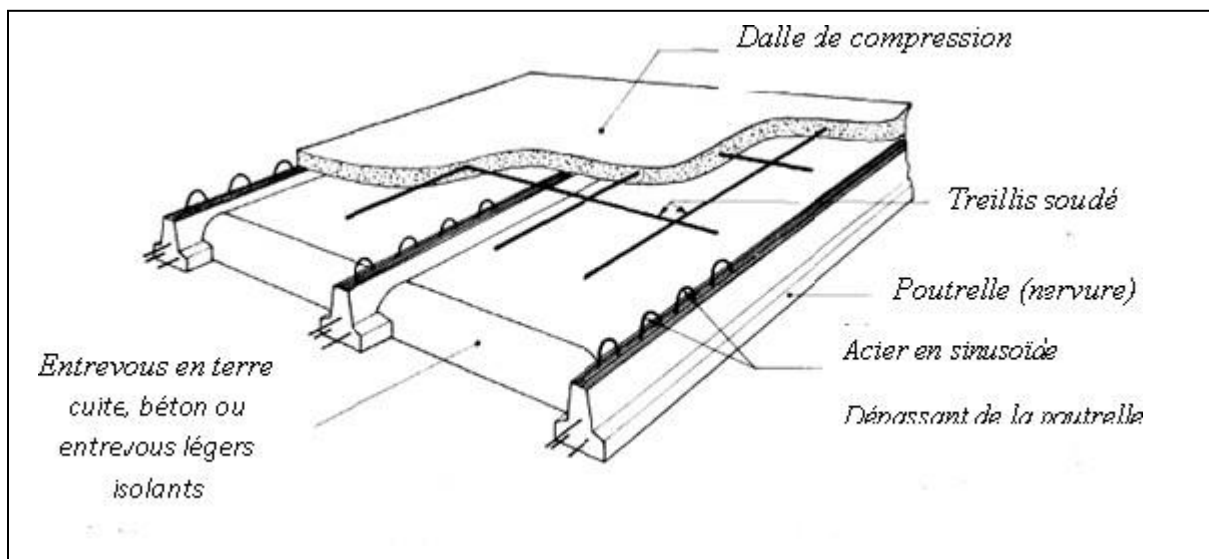


Figure.III.4. Schéma statique de la coupe de plancher.

III.2.2. Dimensionnement des poutrelles:

Ce type de plancher est composé d'éléments porteurs (poutrelles) et par des éléments de remplissage (corps creux) de dimension $(16 \times 20 \times 65) \text{ cm}^3$ et d'une dalle de compression de 4cm d'épaisseur.

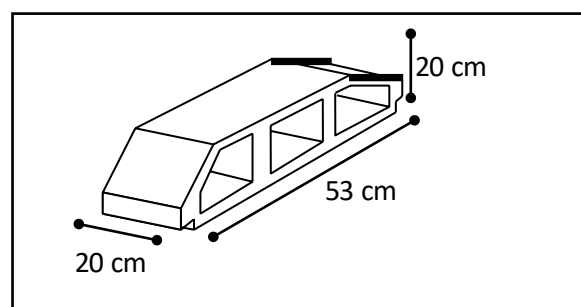


Figure. III.5. Corps Creux

Hauteur de la de la poutrelle :

D'après B.A.E.L 99 : La hauteur du plancher et déterminée par la formule suivante :

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20}$$

$$\frac{l}{25} = \frac{595 - 30}{25} = 22,6 \text{ cm} \leq h_t \leq \frac{l}{20} = \frac{595 - 30}{20} = 28,25 \text{ cm}$$

On prend **h_t=25cm**

L'épaisseur du corps creux = 20cm.

Epaisseur de la dalle de compression : h₀ = h_t - e = 20-16= 5cm

La largeur de la poutrelle : b = b₀ + 2c₁ avec : b₀ = 12cm

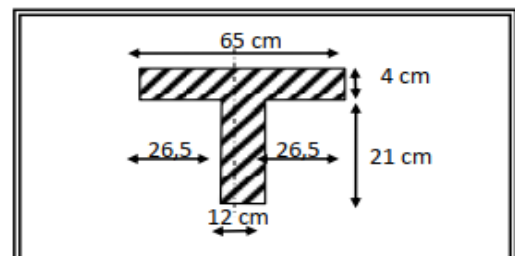
Le corps Creux utilisé pour ce plancher est : DC = 53 cm

Plancher est : D_C = 53 cm

$$C_1 \leq \min \begin{cases} \frac{D_C}{2} = \frac{53}{2} = 26,5 \text{ cm} \\ \frac{L_{\max}}{10} = \frac{595}{10} = 59,5 \text{ cm} \\ (6;8).h_0 = (6;8) \times 4 \text{ cm} = 24 \text{ à } 32 \text{ cm} \end{cases}$$

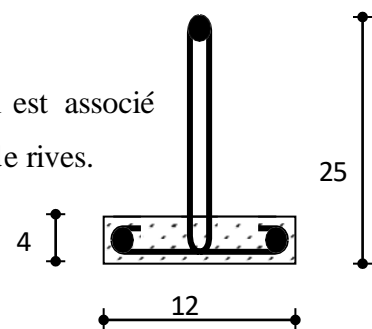
On prend : **C₁ = 26,5 cm**

D'où b = 65 cm



Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, elles sont assimilées à une poutre semi encastré.

- Les poutrelles sont des éléments préfabriqués. Leur calcul est associé à celui d'une poutre continue semi encastree aux poutres de rives.
- Les poutrelles sont calculées en deux phases :



Poutrelle préfabriquée

1^{ère} Phases de calcul (avant le coulage):

Avant le coulage de la table de compression, la poutrelle est considérée comme une poutre simplement appuyée, elle supporte :

a). Les sollicitations :

Charge permanente :

-poids propre de la poutrelle : $0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ KN/m}$.

-poids propre du corps creux : $0,65 \times 0,2 \times 14 = 1,82 \text{ KN/m}$.

$$G = 1,94 \text{ KN/m}$$

Surcharge d'exploitation du chantier : $0,65 \times 1 = 0,65 \text{ KN/m}$.

$$Q = 0,65 \text{ KN/m}$$

b). les combinaisons :

Le calcul se fera à l'état limite ultime et à l'état limite de service.

A L'ELU: $q_u = 1,35G + 1,5Q$

$$q_u = 1,35 \times 1,94 + 1,5 \times 0,65 = 3,59 \text{ KN/m}$$

A L'ELS: $q_s = G + Q$

$$q_{ser} = 1,94 + 0,65 = 2,59 \text{ KN/m}$$

L'expression des moments maximum dans une telle poutre isostatique est donnée par :

$$M_{\max} = q_u \times l^2 / 8 \quad \text{Dans notre cas : } \mathbf{L_{\max} = 5,95 \text{ m}}$$

D'où on obtient :

$$M_u = 3,59 \times (5,95^2 / 8) = 15,880 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 2,59 \times (5,95^2 / 8) = 11,461 \text{ KN.m}$$

L'effort tranchant maximal est donné par :

$$T_{s \max} = q_s L / 2 = 2,59 \times 5,95 / 2 = 7,70 \text{ KN/m}$$

$$T_{u \max} = q_u L / 2 = 3,59 \times 5,95 / 2 = 10,680 \text{ KN/m}$$

c). Ferrailage :

La poutrelle travaille en flexion simple.

$$b = 12 \text{ cm} \quad h = 4 \text{ cm} \quad d = 0,9h = 3,60 \text{ cm} \quad f_{bu} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = 5,09$$

$$\mu_R = 0,392$$

$$\mu = 2,09 > \mu_R = 0,392 \rightarrow A'_s \neq 0$$

D'après les calculs les armatures de compression sont nécessaires ; mais puisque la section de béton est trop faible, on place des étaitements verticaux chaque 1m pour supporter les charges avant coulage sans qu'elles fléchissent

$$L_{\max} = 1 \text{ m}$$

$$M_u = \frac{3,59 \times 1^2}{8} = 0,448 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{0,448 \times 10^6}{120 \times 36^2 \times 14,17} = 0,203 < 0,392$$

$$\text{Donc : } A'_s = 0$$

D'où :

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}}{0,8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,203}}{0,8} = 0,287$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 3,6(1 - 0,4 \times 0,287) = 3,19 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z\sigma_s} = \frac{0,448 \times 10^6}{31,9 \times 348} = 40,36 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 4,03 \text{ cm}^2$$

On choisit : 3T12 $A_s = 3,39 \text{ cm}^2$

2^{ème} phase de calcul (après le coulage) :**a).Choix de la méthode**

Les poutrelles à étudier sont assimilées à des poutres continues sur plusieurs appuis, leurs études se feront selon la méthode Forfaitaire.

-Cette méthode est utilisée si les conditions suivantes sont vérifiées :

- La surcharge d'exploitation est inférieure ou égale à la valeur maximale entre deux fois la charge permanente et 5KN/m^2

$$Q < \text{Max} (2G_T, 5\text{KN/m}^2)$$

$$Q = 1\text{KN/m}^2 < \text{Max} (2 \times 7,22 = 14,44\text{KN/m}^2; 5\text{KN/m}^2) \dots \dots \dots (\text{CV})$$

- Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différents travées en continuité (CV)

- Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

- $0,8 \leq \frac{5,95}{5,95} = 1 \leq 1,25 \dots \dots \dots (\text{CV})$

- $0,8 \leq \frac{5,95}{2,90} = 2,05 \geq 1,25 \dots \dots \dots (\text{CNV})$

- $0,8 \leq \frac{2,90}{4,00} = 0,72 \leq 1,25 \dots \dots \dots (\text{CV})$

- $0,8 \leq \frac{4,00}{3,10} = 1,29 \geq 1,25 \dots \dots \dots (\text{CNV})$

- $0,8 \leq \frac{3,10}{3,00} = 1,03 \leq 1,25 \dots \dots \dots (\text{CV})$

- Les fissurations et considérée comme peu nuisible.....(CV)

- **Conclusion :**

Toutes les conditions d'application de la méthode forfaitaire n'est pas vérifier donc on utilise méthode Caquot.

b). Application de la méthode :

La méthode de Caquot s'applique lorsque le plancher est à surcharge élevé ($Q > \min(5\text{KN/m}^2; 2G)$).

➤ **Moments sur appuis**

Pour une charge répartie :

$$M_a = \frac{P_g l'_g{}^3 + P_d l'_d{}^3}{8,5(l'_g + l'_d)}$$

Pour une charge concentrée :

$$M_a = \frac{K_g l'_g{}^3 q_g + K_d l'_d{}^3 q_g}{l'_g + l'_d}$$

Tel que

$$\left\{ \begin{array}{l} l'_g, l'_d : \text{longueurs fictives.} \\ q_g, q_d : \text{chargement à gauche et à droite de l'appui respectivement.} \\ l' = 0.8.l : \text{travée intermédiaire.} \\ l : \text{travée de rive.} \end{array} \right.$$

➤ **Moment en travée**

$$M_i(x) = M_o(x) + M_g \times (1-x/l) + M_d \times (x/l) = q_x/2 \times (l-x) \times M_g (1-x/l) + M_d \times (x/l)$$

Effort tranchant

$$V = \frac{dM}{dx} = q \times \frac{l}{2} - q(x) - \frac{M_g}{l} + \frac{M_d}{l}$$

Avec : M_d : moment en appui de droite de la travée considérée.

M_g : moment en appui de gauche de la travée considérée.

l : portée de la travée.

remarque : Si l'une des trois autres conditions de la méthode forfaitaire n'est pas observée, on utilise la méthode de **Caquot minorée**, pour cela, les moments au niveau des appuis sont déterminés par la méthode de Caquot mais en remplaçant la charge permanente G du plancher par $G' = 2/3 G$.

III.2.3. Evaluation des charges et Surcharges :

Les charge et surcharge applique sur les dalle montre dans les 2 tableau suivant

Tableau.III.1. Evaluation des charges et surcharges

Plancher terrasse	
Charges permanentes	$7,22 \times 0,65 = 4,69 \text{ KN/ml.}$
Surcharge d'exploitation	$1 \times 0,65 = 0,65 \text{ KN/ml.}$
Plancher étage courant + RDC	
Charges permanentes	$5,84 \times 0,65 = 3,79 \text{ KN/ml.}$
Surcharge d'exploitation	$1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN/ml.}$

Tableau. III.2.Combinaison de charges

Plancher terrasse	
ELU	$q_u = 1,35G + 1,5Q = 10,72 \text{ KN/ml.}$
ELS	$q_{ser} = G + Q = 5,34 \text{ KN/ml}$
Plancher étage courant	
ELU	$q_u = 1,35G + 1,5Q = 6,57 \text{ KN/ml}$
ELS	$q_{ser} = G + Q = 4,76 \text{ KN/ml.}$

➤ à E. L. U :

1. Calcul des moments (M_a , M_t) et les efforts tranchants

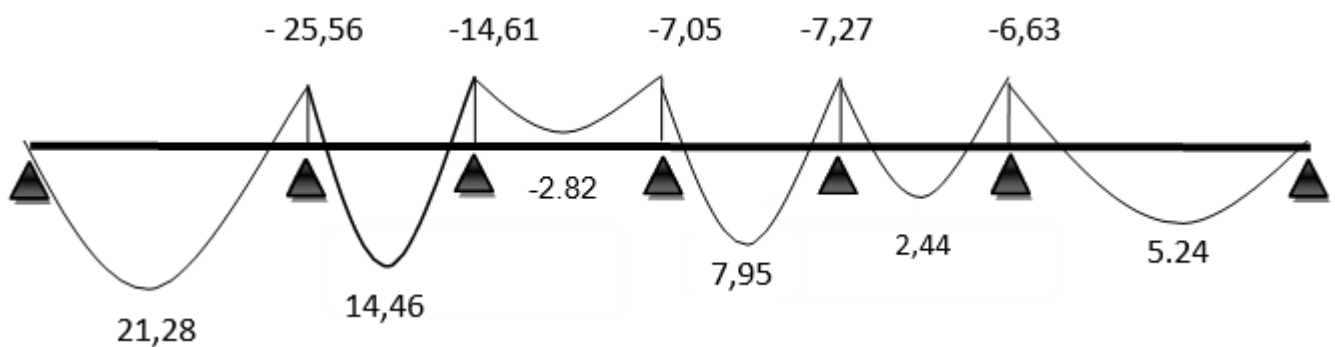
Les résultats de calcul sont donnés sur le tableau suivant :

Tableau. III.3.Evaluations des moments et des efforts tranchants à ELU.

Portée (m)	5,95	5,95	2,90	4,00	3,10	3,00
Charges permanente (KN/ml)	4,69	4,69	4,69	4,69	4,69	4,69
Charges d'exploitations (KN/ml)	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65
Chargée : 1,35G+1,5Q	10,72	10,72	10,72	10,72	10,72	10,72
Déchargée : 1,35G	6,33	6,33	6,33	6,33	6,33	6,33
M_a ccc(KN.m)	0	-25.56	-14.61	-7.05	-7.27	-6.63 0
M_a cdc (KN.m)	0	-24.41	-14.41	-6.37	-6.96	-6.31 0
M_a dcd (KN.m)	0	-23.31	-12.86	-6.79	-6.61	--6.06 0
M_t ccc(KN.m)	20.82	12.48	-2.68	7.45	1.83	5.24
M_t cdc(KN.m)	21.28	8.85	-2.18	7.95	0.69	4.32
M_t dcd(KN.m)	17.58	14.46	-2.82	5.97	2.44	4.32
V_w (KN)	17.44	23.85	13.20	14.56	11.53	13.17
V_e (KN)	-26.03	-24.19	-13.02	-16.43	-13.46	-8.75

➤ Les diagrammes des moments fléchissant et les efforts tranchants :

M_u (KN).m



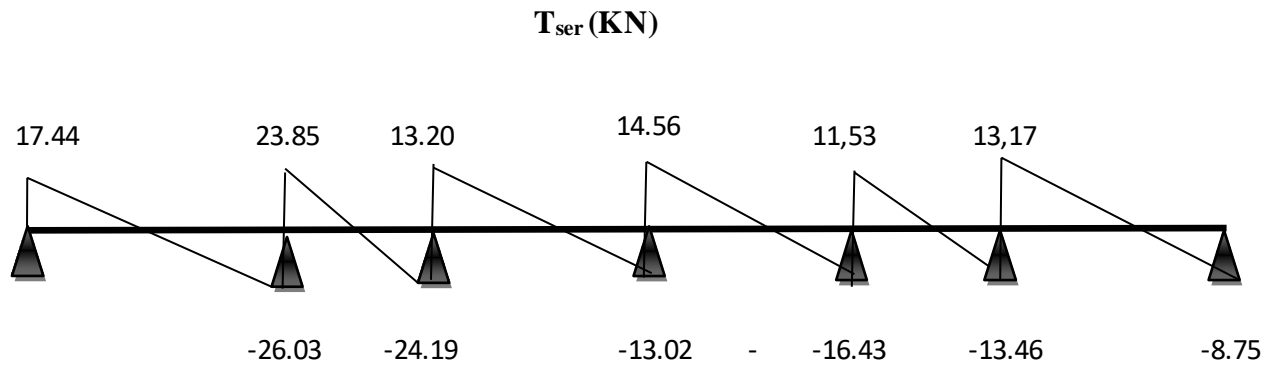


Figure. III.6: Diagramme des moments et des efforts ELU.

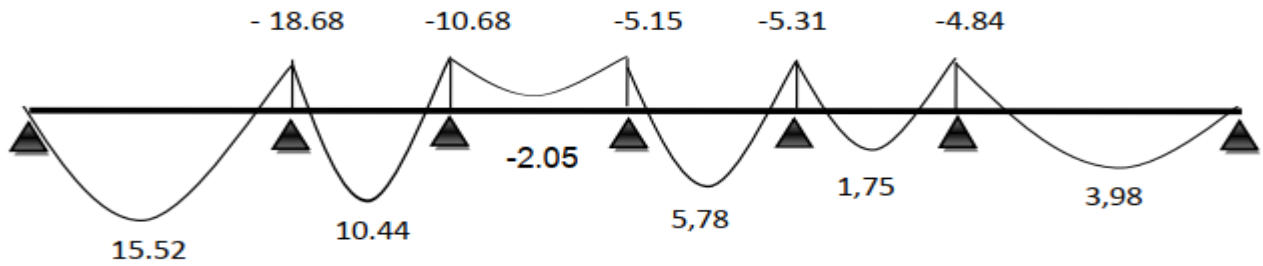
➤ Etat limite servies :

Tableau. III.4 : Moments de flexion ELS.

Portée (m)	5.95	5.95	2.9	4.0	3.1	3.00	
Charges permanente (KN/ml)	4.69	4.69	4.69	4.69	4.69	4.69	
Charges d'exploitations (KN/ml)	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	
Chargée : G + Q	5.34	5.34	5.34	5.34	5.34	5.34	
Déchargée : G	4.69	4.69	4.69	4.69	4.69	4.69	
M_a ccc (KN.m)	0	-18.68	-10.68	-5.15	-5.31	-4.84	0
M_a cdc (KN.m)	0	-17.91	-10.54	-4.70	-5.11	-4.63	0
M_a dcd (KN.m)	0	-17.18	-9.51	-4.98	-4.87	-4.47	0
M_t ccc (KN.m)	15.21	9.12	-1.96	5.45	1.34	3.83	
M_t cdc (KN.m)	15.52	6.7	-1.63	5.78	0.55	3.21	
M_t dcd (KN.m)	13.05	10.44	-2.05	4.36	1.75	3.98	
Vw (KN)	12.75	17.23	9.65	10.64	8.43	6.40	
Ve (KN)	-19.03	17.68	-9.52	-12.01	-9.84	-9.62	

➤ Les diagrammes des moments fléchissant et les efforts tranchants :

M_u (KN.m):



T_{ser} (KN):

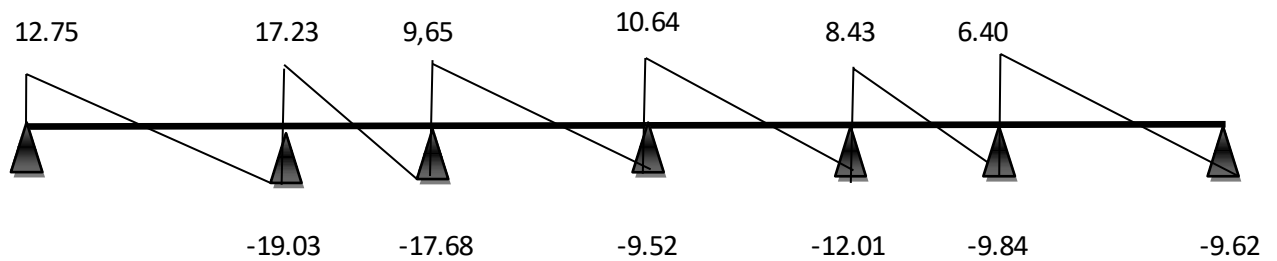


Figure. III.7: diagramme des moments et des efforts à l'ELS

Tableau III.5: Valeurs maximales des sollicitations

Sollicitation maximale	ELU	ELS
M_t (KN.m)	21.28	15.52
M_a (KN.m)	25.56	18.68
T (KN)	26.03	19.03

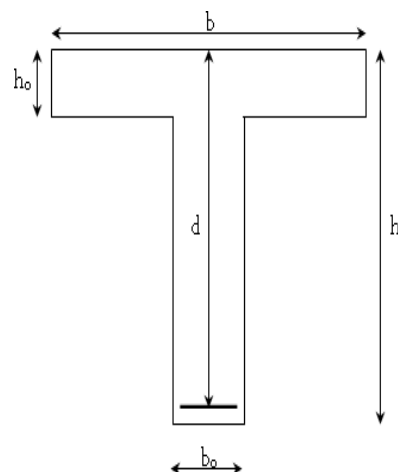
III.2.4. Ferrailage des poutrelles

III.2.4.1. Etat limite ultime

➤ En travée $M_u = M_t = 21.28 \text{ KN.m}$

$$M_{ser} = 15.52 \text{ KN.m} \quad y = h_0$$

Moment support par la table



➤ A) Ferrailage des travées

$$b_0=12\text{cm} \quad b=65\text{cm}$$

$$h=20\text{cm} \quad h_0=4\text{cm}$$

$$M_{tu} = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \cdot \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{1,5} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$M_{tu} = 0,65 \times 0,04 \times 14,17 \times \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right)$$

$$M_{tu} = 58,95 \text{ KN.m}$$

$$M_{tu} = 58,95 \text{ KN.m} > M_u = 21,28 \text{ KN.m}$$

L'axe neutre est dans la table de compression, le calcul se fait comme une section rectangulaire (b×h)

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{21,28 \times 10^{-3}}{0,65 \times (0,18)^2 \times 14,17} = 0,071$$

$$\mu_{bu} = 0,085 < 0,186 \quad \text{Pivot « A »}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{21,28}{15,52} = 1,37$$

$$\mu_{lu} = 0,3367 \cdot \gamma - 0,171$$

$$\mu_{lu} = 0,3367 \cdot 1,37 - 0,171 = 0,290$$

$$\mu_{bu} = 0,071 < \mu_{lu} = 0,290$$

Donc A'=0

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,071}) = 0,092$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) = 0,18(1 - 0,4 \times 0,092) = 0,173 \text{ m}$$

$$Z_b = 17,3 \text{ cm}$$

Pivot « A » \Longrightarrow $\varepsilon_s = 10\%$

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

$$A_{su} = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot Z_b} = \frac{21,28 \cdot 10^{-3}}{0,173 \times 348} = 3,53 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_{\min} = \max \left\{ \frac{b \cdot h}{1000}, 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{65 \times 20}{1000}, (0,23 \times 2,1 \times 65 \times 18) / 348 \right\}$$

$$A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2 < A_s = 3,53 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{\min}; A_s)$$

$$A_s = \max(1,41; 3,53) \rightarrow A_s = 3,53 \text{ cm}^2$$

D'après le tableau de section des armatures on choisit **3T14**

$$A_s = 4,62 \text{ cm}^2$$

➤ **B) Sur appuis:** $M_u = 25,56 \text{ KN.m}$ $M_{ser} = 18,68 \text{ KN.m}$

- **Moment support par la table :**

$$M_{tu} = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \cdot \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_{tu} = 0,65 \times 0,04 \times 14,17 \times \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right) = 58,95 \text{ KN.m}$$

$$M_{tu} = 58,95 \text{ KN.m} > M_u = 25,56 \text{ KN.m}$$

L'axe neutre est dans la table de compression, le calcul se fait comme une section rectangulaire ($b_0 \times h$)

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{25.56 \times 10^{-3}}{0,65 \times (0,18)^2 \times 14,16} = 0,085$$

$$\mu_{bu} = 0,085 < 0,186$$

$$\mu_{bu} = 0,085 < 0,186 \text{ Pivot « A »}$$

$$\mu_{lu} = 0,3367 \times \gamma - 0,1711$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{25.56}{18.68} = 1,37$$

$$\mu_{lu} = 0,3367 \times 1,37 - 0,1711 = 0,290$$

$$\mu_{bu} = 0,085 < \mu_{lu} = 0,290$$

Donc $A' = 0$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,085)}) = 0,111$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) = 0,18(1 - 0,4 \times 0,111) = 0,172 \text{ m}$$

$$Z_b = 17,2 \text{ cm}$$

Pivot « A » $\varepsilon_s = 10\text{‰}$

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

$$A_{su} = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot Z_b} = \frac{25.56 \times 10^{-3}}{0,178 \times 348} = 4.24 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} \geq \frac{0,23 \cdot f_{t28} \cdot b \cdot d}{f_e} = \frac{0,23 \times 2,1 \times 0,65 \times 0,18}{400} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1,41 \text{ cm}^2 < A_{su} = 4.24 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{min}; A_s)$$

$$A_s = \max(1,41; 4.24) A_s = 4.24 \text{ cm}^2$$

Dans le tableau des sections des armatures on choisit **3T14** $\rightarrow A_s = 4,62 \text{ cm}^2$

- Efforts tranchants

$$V = T_u = 26.03 \text{ KN}$$

Vérification de cisaillement du béton

Valeur de la contrainte tangentielle :

$$\tau_u = \frac{V}{b_0 \times d} = \frac{26.03 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.18} = 1.20 \text{ MPa}$$

Valeur limite de $\tau_u \rightarrow$ fissuration non préjudiciable :

$$\tau_u < \min(0.13 f_{c28}; 5 \text{ MPa})$$

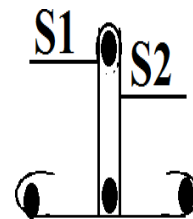
$$\tau_u < 3.25 \text{ MPa} \quad (\text{C.V.})$$

Armatures transversales Choix de Φ_t : $\Phi_t \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{35} = \frac{200}{35} = 5.71 \text{ mm} \\ \frac{b}{10} = \frac{120}{10} = 12 \text{ mm} \\ \phi_{t \min} = 10 \text{ mm} \end{array} \right.$

On prend $\Phi_t = 6 \text{ mm}$

$$A_t = m \times A_{tb} = 2 \times 0.28 = 0.56 \text{ cm}^2$$

- m : nombre des sections



- Espacement minimal

$$S_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{0.8 \times f_e \times A_t}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{tj})}; 0.9 \times d; 40 \text{ cm} \right\}$$

$$S_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{0.8 \times 235 \times 0.56}{12(1.20 - 0.3 \times 2.1)}; 0.9 \times 18; 40 \text{ cm} \right\} = 15.2 \text{ cm} \text{ On prend } S_t = 15 \text{ cm.}$$

- Condition de non fragilité :

$$\rho_t = \frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \rho_{t \min} = \frac{1}{f_e} \max \left\{ \frac{\tau_u}{2}; 0.4 \text{ MPa} \right\} = \frac{1}{235} \left\{ \frac{1.20}{2}; 0.4 \text{ MPa} \right\} = 1.70 \times 10^{-3}$$

$$\rho_t = \frac{0,56}{12 \times 15} = 3,1 \times 10^{-3} > \rho_{t \min} \dots\dots\dots (C.V)$$

Vérification des appuis

➤ Appuis de rive

$$\text{Armatures longitudinales} \rightarrow A_s = \frac{V_u}{\sigma_s} = \frac{17,44 \times 10}{348} = 0,50 \text{ cm}^2$$

Compression du béton

$$V_u \leq 0,4 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \times 0,9 \times d \times b = (0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 0,18 \times 0,12) = 129,6 \text{ kN}$$

$$V_u \leq 129,6 \text{ kN} \dots\dots\dots (C.V)$$

➤ Appuis Intermédiaire :

Armatures longitudinales :

$$A_s \geq \frac{V_u + \frac{M_u}{0,9 \times d}}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{26,03 + \frac{15,07 \times 10^2}{0,9 \times 18}}{\frac{400}{1,15}} = 0,52 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (C.V)$$

$$\text{Compression du béton : } V_u \leq 129,6 \text{ kN} \dots\dots\dots (C.V)$$

➤ Vérification de la liaison table et nervure :

$$\tau_u = \frac{V_u \times b_1}{1,9 \times b \times d \times h_0} = \left(\frac{26,03 \times 26,5}{1,9 \times 65 \times 18 \times 4} \right) \times 10 = 0,60 \text{ MPa} < 3,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots (C.V)$$

III.2.4.2. Etat limite service :

$$\bullet \text{ Sur Appuis : } q_s = (G_t + Q_t) \times b = 5,34 \text{ KN/ml}$$

$$A_s = 4,62 \text{ cm}^2 \quad M_{ser} = 18,68 \text{ KN.m} \quad b_0 = 12 \text{ cm} \quad d = 18 \text{ cm}$$

Position de l'axe neutre:

$$y = \frac{15 A_s}{b_0} \left[\sqrt{1 + \frac{b_0 \cdot d \cdot A_s}{7,5 A_s^2}} - 1 \right] = \frac{15 \times 4,62}{12} \left[\sqrt{1 + \frac{12 \times 18 \times 4,62}{7,5 \times 4,62^2}} - 1 \right] = 9,75 \text{ cm}$$

• **Vérification :**

- Contraintes limites de compression du béton

$$\sigma_b = 5,58MPa < \bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 15MPa \dots\dots\dots (c.v)$$

$$\sigma_s = 205,12MPa < \bar{\sigma}_s = 348MPa \dots\dots\dots (cv)$$

Pas de limite dans la contrainte de traction de l'acier.

III.2.5. Déformation de poutres :

On doit vérifier d'après 'BAEL' que si :

$$1). h/L \geq \frac{M_r}{15M_0} \Rightarrow \frac{20}{595} = 0,08 \geq \frac{14,60}{15 \times 21,52} = 0,046 \dots\dots\dots (C.V)$$

$$2). A_s \leq \frac{5,0 \times b \times d}{f_c} = \frac{4,2 \times 65 \times 18}{400} = 14,62cm^2 \dots\dots\dots (C.V)$$

$$3). h/L = 0,05 \geq \frac{1}{23,5} = 0,042 \dots\dots\dots (C.V)$$

4).Touts les conditions sont vérifiées, donc le calcul de flèche n'est pas nécessaire.

Position du centre de gravité

$$V_1 = \frac{\sum A_i Y_i}{\sum A_i} = \frac{b \times h_0 \times (h - \frac{h_0}{2}) + b_0 (h - h_0) \times (\frac{h - h_0}{2}) + 15 \times A \times (h - 2 - \frac{\phi}{2})}{b \times h_0 + b_0 \times (h - h_0) + 15 \times A}$$

$$V_1 = \frac{65 \times 4 \times 18 + 12 \times 16 \times 8 + 15 \times 3,39 \times 17,7}{65 \times 4 + 16 \times 12 + 15 \times 3,39} = 14,14cm$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 14,14 = 5,86cm$$

5).Moment d'inertie de la section totale rendue homogène

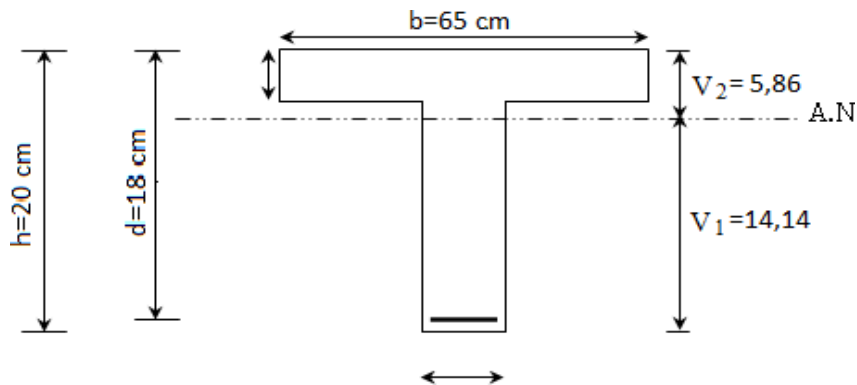


Figure.III.8. Moment d'inertie de la section totale rendue homogène

$$I_0 = \frac{b \times h_0^3}{12} + b \times h_0 \left(V_2 - \frac{h_0}{2} \right)^2 + \frac{b_0 \times (h - h_0)^3}{12} + b_0 \times (h - h_0) \times \left[V_1 - \frac{(h - h_0)}{2} \right]^2 + 15 \times A \left(V_2 - 2 - \frac{1}{2} \right)^2$$

$$I_0 = \frac{65 \times 4^3}{12} + 65 \times 4 \times (5,86 - 2)^2 + \frac{12 \times 16^3}{12} + 12 \times 16 \times [14,14 - 8]^2 + 15 \times 3,39 \times (5,86 - 2,5)^2$$

$$I_0 = 19942,28 \text{ cm}^4$$

III.2.6. Evaluation des charges.

$$\text{Charge de faible durée : } q_i = \left(\frac{Q}{2} \right) \times b = 0,5 \times 0,65 = 0,325 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Charge de longue durée : } q_v = \left(G + \frac{Q}{2} \right) \times b = (6,72 + 0,5) \times 0,65 = 4,69 \text{ Kn/ml}$$

- Calculs des moments

$$\text{- Moment dû à la charge instantanée } M_i = \frac{M_s \times q_i}{q_s} = \frac{10,66 \times 0,325}{4,45} = 0,78 \text{ kN.m}$$

$$\text{- Moment dû à la charge différée } M_v = \frac{M_s \times q_v}{q_s} = \frac{10,66 \times 4,69}{4,45} = 11,23 \text{ kN.m}$$

- Contraintes de traction dans les armatures

$$K_i = \frac{M_i}{I_0} = \frac{0,78 \times 10^3}{19942,28} = 0,039 \text{ MPa/cm}$$

$$K_v = \frac{M_v}{I_0} = \frac{11,23 \times 10^3}{19942,28} = 0,56 \text{ MPa/cm}$$

$$\text{- Charge instantanée} \rightarrow \sigma_{si} = 15 \times K_i \times (d - y_2) = 15 \times 0,039 \times (18 - 4,58) = 7,85 \text{ MPa}$$

$$\text{- Charge différée} \rightarrow \sigma_{sv} = 15 \times K_v \times (d - y_2) = 15 \times 0,56 \times (18 - 4,58) = 112,72 \text{ MPa}$$

➤ **Evaluation des flèches**

- Flèches due aux charges instantanées :

$$\rho = \frac{A}{d \times b_0} = \frac{3,39}{18 \times 12} = 0,0156$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times ft_{28}}{\rho \times (2 + 3 \times \frac{0}{b})} = \frac{0,05 \times 2,1}{0,0156 \times (2 + 3 \times \frac{0}{65})} = 2,63$$

$$\mu_i = 1 - \frac{1,75 \times ft_{28}}{4 \times \rho \times \sigma_{si} + ft_{28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0156 \times 7,85 + 2,1} = -0,41 < 0 \Rightarrow \mu_i = 0$$

- L'inertie fissurée vaut $I_{fi} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_i} = \frac{1,1 \times 19942,28}{1 + 2,63 \times (0,41)} = 10555,02 \text{ cm}^4$

- Flèche Maximale de la travée

$$f_i = \frac{ML^2}{10 \times E_i \times I_{fi}} = \frac{10,66 \times 5,00^2 \times 10^7}{10 \times 200000 \times 10555,02} = 0,126 \text{ cm}$$

- Flèches dues aux charges de longue durée

$$\mu_v = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0156 \times 56,36 + 2,1} = 0,35$$

- L'inertie fissurée $I_{fv} = \frac{1,1 \times 19942,28}{1 + 2,63 \times 0,35} = 11422,29 \text{ cm}^4$

- Flèche Maximale de la travée $f_v = \frac{10,66 \times 10^7 \times 5,00^2}{10 \times 200000 \times 11422,29} = 0,116 \text{ cm}$

➤ **Vérification de la flèche admissible**

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{595}{500} = 1,19 \text{ cm} \Rightarrow f_i \text{ et } f_v < \bar{f} \dots \dots \dots (CV)$$

III.2.7. Dalle de compression :

La dalle à une épaisseur de 4 cm, elle est armée d'un quadrillage de barres (treillis soudés) dont les dimensions de mailles sont satisfaisantes.

➤ **La section d'armature satisfait la condition :**

$$A \geq \frac{4 \times l}{f_e} = \frac{4 \times 0,65 \times 10^2}{400} = 0,65 \text{ cm}^2$$

On adopte un treillis soudé de (150×150) de diamètre 6 mm

Schéma ferrailage:

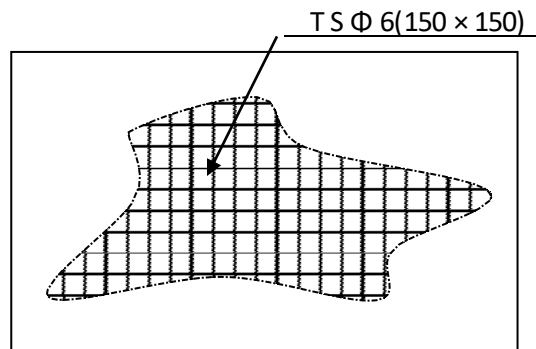
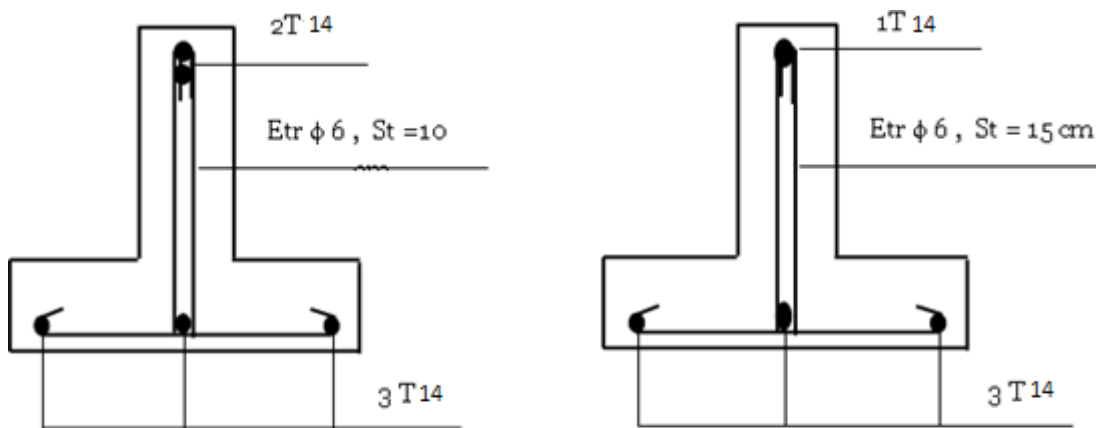


Schéma ferrailage des poutrelles



Sur Appui

En travée

Figure.III.9:Ferrailages des poutrelles

III.3. Les Escaliers

III.3.1. Généralité

Les escaliers sont des éléments importants ; ils permettent l'axés vertical entre différents étages de la structure ; ils sont soumis à des forces divers (poids propre des escaliers, les surcharges dues aux différent accès, personnes, équipement ...).

Ces différentes charges peuvent entraîner des dommages divers dans ces éléments de la structure (déformation, fissuration, ou même la ruine de l'escalier. pour éviter ce risque on doit faire une étude détaillée sur le type de ferrailage adopté.

Notre bâtiment comporte deux types escaliers :

- a - Un escalier a deux volets.
- b - Un escalier a trois volets.

III.3.2. Escalier à trois volets

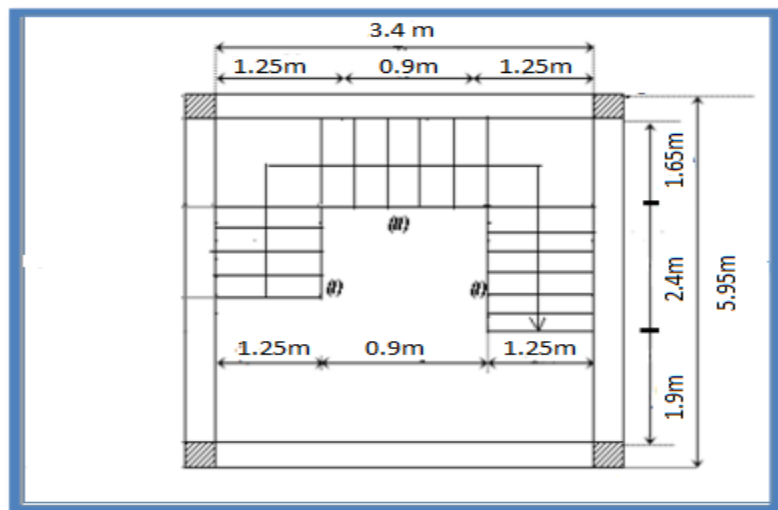


Figure III.10. Dimensions d'escalier à trois volets.

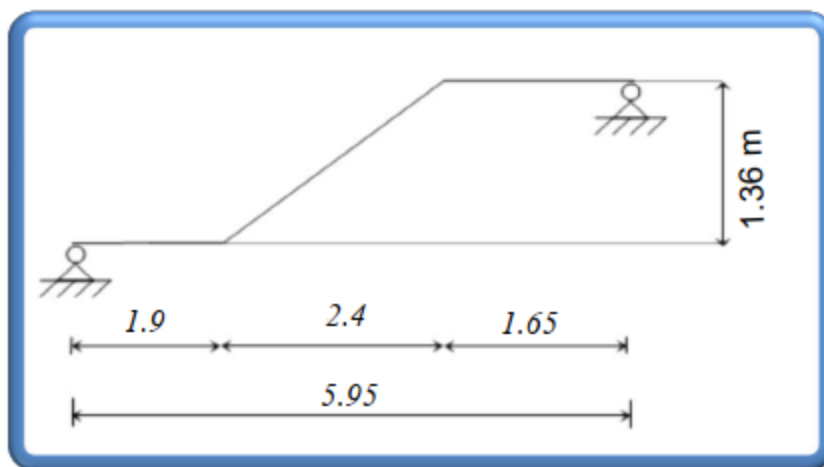


Figure III.11. Schéma statique d'escalier de trio volé.

➤ **Caractéristique géométrique :**

Hauteur de la marche : $h = 17 \text{ cm}$

Largeur de la marche $g = 30 \text{ cm}$

Nombre de contremarche $n = (N-1)$

Nombre de marche : $N \times h = H$

$\Rightarrow n = H / h = 1,02 / 0,17 = 6$

D'où $N = 7$

Vérification de l'équation de « BLONDEL » :

$$\begin{cases} (59 \leq (g + 2h) \leq 66) \text{ cm} \\ (16 \leq h \leq 18) \text{ cm} \\ (22 \leq g \leq 33) \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 2h + g = 64 \text{ cm} \\ h = 17 \text{ cm} \\ g = 30 \text{ cm} \end{cases} \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

L'épaisseur de la palliase et de palier : $e = 16 \text{ cm}$

III.3.2.1. Evaluation des charges

a. Palier :

- 1. Charges permanentes... $G_1 = 5,04 \text{ KN/m}^2$
- 2. Charge d'exploitation... $Q_1 = 2,5 \text{ KN/m}^2$

b. Paillasse :

- 1. Charges permanentes... $G_2 = 8,32 \text{ KN/m}$
- 2. Charge d'exploitation... $Q_2 = 2,5 \text{ KN/m}^2$

Tableau III.6: Récapitulatif des combinaisons des charges

Position	G KN/ml	Q KN/ml	E.L.U	E.L.S
			KN/ml	KN/ml
Palier	5.04	2,5	10.55	7.54
Paillasse	8.32	2,5	14.98	10.8

➤ Sollicitations :

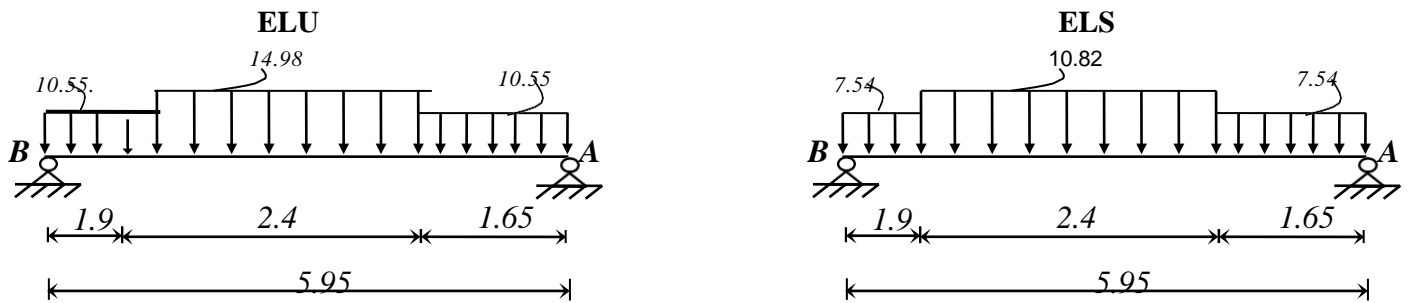


Figure III.12. Schéma RDM d'escalier.

➤ Effort tranchant et moment fléchissant :

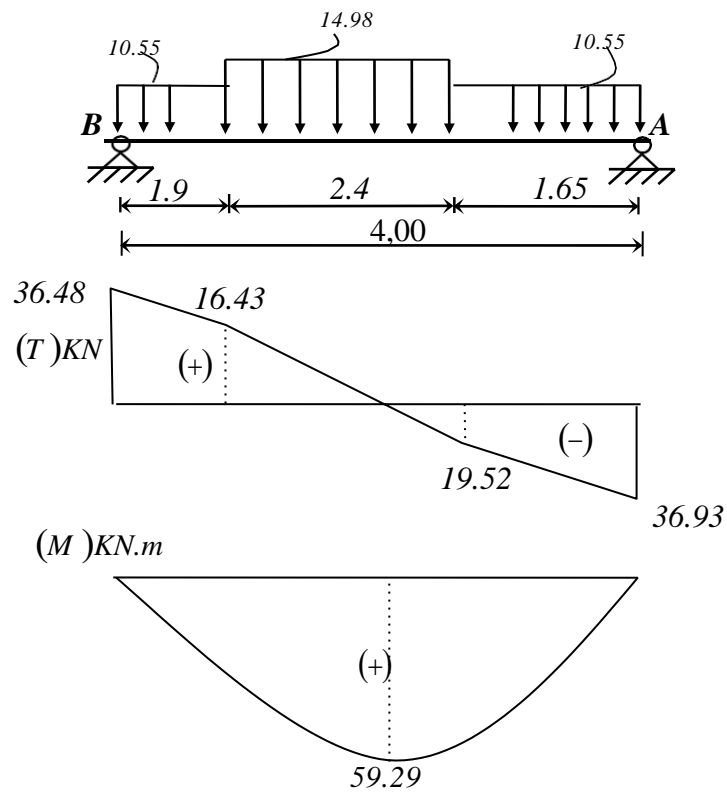


Figure III.13. Diagramme de l'effort tranchant et moment fléchissant à ELU.

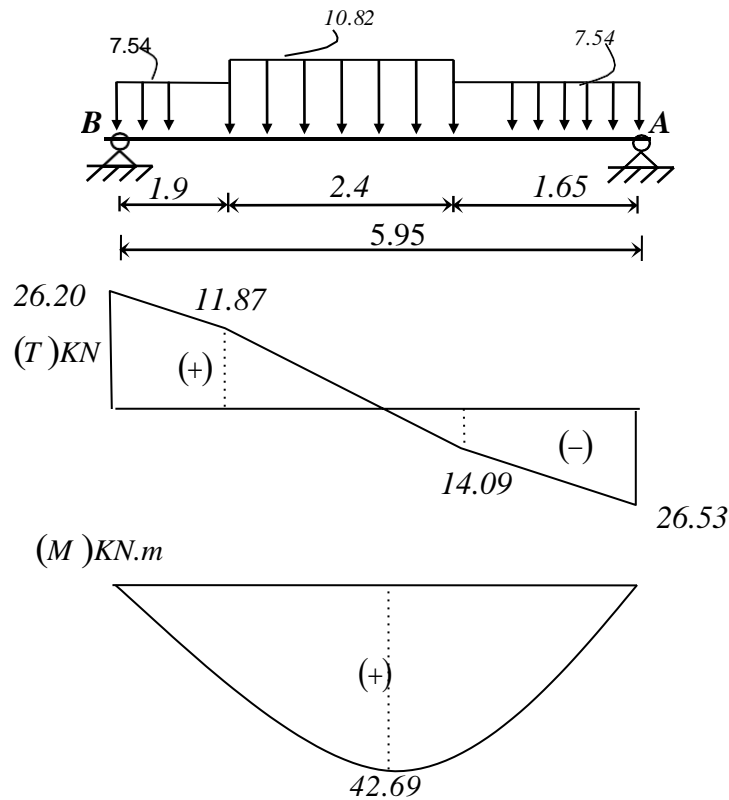


Figure III.14. Diagramme de l'effort tranchant et moment fléchissant à ELS.

III.3.3.3. Calcul Des Armatures

Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension ($b \times h$)

Tel que : $b=100\text{cm}$; $h=17\text{cm}$

Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur.

$$f_{c\ 28} = 25\text{MPa} ; f_{bc} = 14,17\text{MPa} ; f_{t\ 28} = 2,10\text{MPa} ; \gamma_b = 1,5 ; d=0,9h=15,3$$

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

$$M_U^{\max} = 59.93 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_T = 0.85M_U^{\max} = 50.94 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sur appui : } M_{\text{app}} = 0.5M_U^{\max} = 29.96 \text{ KN.m}$$

Tableau III.7: Ferrailage de l'escalier

	M_u (KN.m)	μ	$\mu \leq \mu_R$	A'_s (cm ²)	α	Z (cm)	A_s^{cal} / ml (cm ²)	Choix	A_s^{adp} / ml (cm ²)
Travée	50.94	0,153	Oui	0	0.20	14,07	10.40	7T14	10.78
Appuis	29.96	0,090	Oui	0	0.11	14,62	5.88	4T14	6,16

Espacement :

En Travée : $esp \leq \frac{100}{8} = 12cm$ On Prend : Esp=12 cm

Sur Appui : $esp \leq \frac{100}{4} = 25cm$ On Prend : Esp=25cm

Armature De Répartition :

En Travée : $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 2,69cm^2 / ml \leq A_r \leq 5,39cm^2 / ml$

Le choix est de **8T8=4,02cm²** avec **S_r=12 cm**

Sur appui : $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,54cm^2 / ml \leq A_r \leq 3,08cm^2 / ml$

Le choix est de **4T8=2,01 cm²** avec **S_t=25cm**

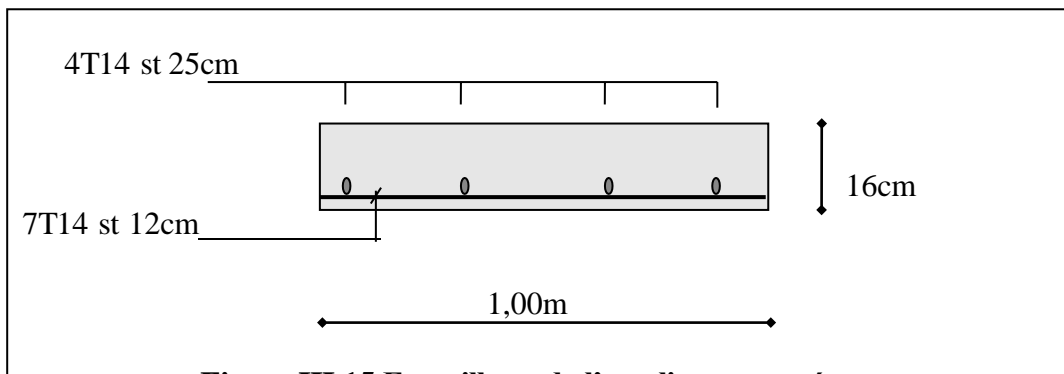


Figure III.15.Ferrailage de l'escalier en travée.

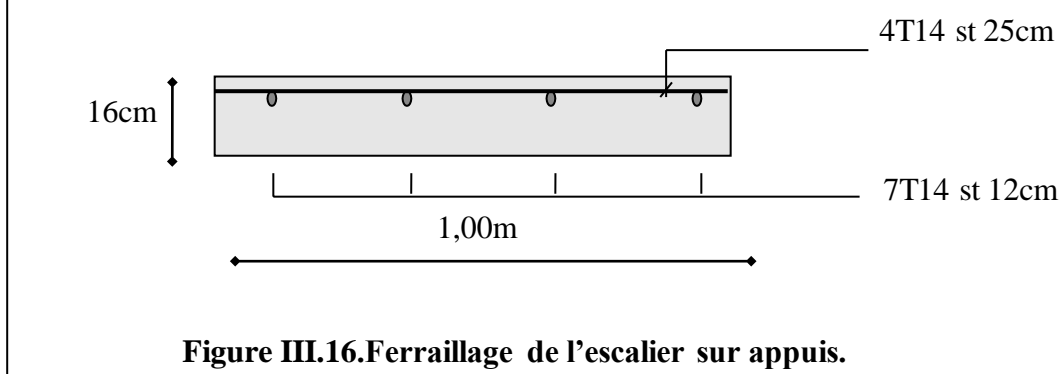


Figure III.16.Ferrailage de l'escalier sur appuis.

II.3.4. Vérification

a. Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,85 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_s = 10,78 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 1,85 \text{ cm}^2$ vérifiée

Sur appui : $A_s = 6,16 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 1,85 \text{ cm}^2$ vérifiée

b. Effort tranchant :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{Fissuration peu nuisible})$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{36,93 \times 10^3}{1000 \times 153} = 0,241 \text{ MPa} \quad \square \quad \tau_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

✓ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (vérification de l'ancrage) :**

Les armatures longitudinales tendues inférieures doivent être ancrées au-delà de l'appui, pour

équilibrer l'effort de traction.

Si : $T_u - \frac{M_u}{0,9d} < 0 \Rightarrow$ les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

$$\text{Si : } T_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0 \Rightarrow \text{il faut satisfaire la condition suivante : } A_s \geq \left[\frac{T_u - \frac{M_u}{0,9d}}{\sigma_s} \right]$$

$$T_u - \frac{M_u}{0,9d} = 36,93 \cdot 10^3 - \frac{2994 \times 10^6}{0,9 \times 153} = -180,49 \text{ kN} < 0$$

Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

Vérification des armatures transversales :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} = 0,241 \text{ MPa} < 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

III.3.5. Vérification à l'E.L.S

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendues.

a. Vérification des contraintes du béton :

- Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

- Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + nA'_s(y - c')^2 + nA_s(d - y)^2$$

Avec :

$$n=15 ; c'=2\text{cm} ; d=15,30\text{cm} ; b=100\text{cm} ; A'_s=0$$

On doit vérifier que:

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15\text{MPa}$$

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous

Tableau III.8. Vérification à l'E.L.S

	$M_{ser}(\text{KNm})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$Y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$
Travée	36.28	10.78	5,60	21477.98	9,45	Vérifiée
Appui	21.34	6.16	4,47	12006.21	4,44	Vérifiée

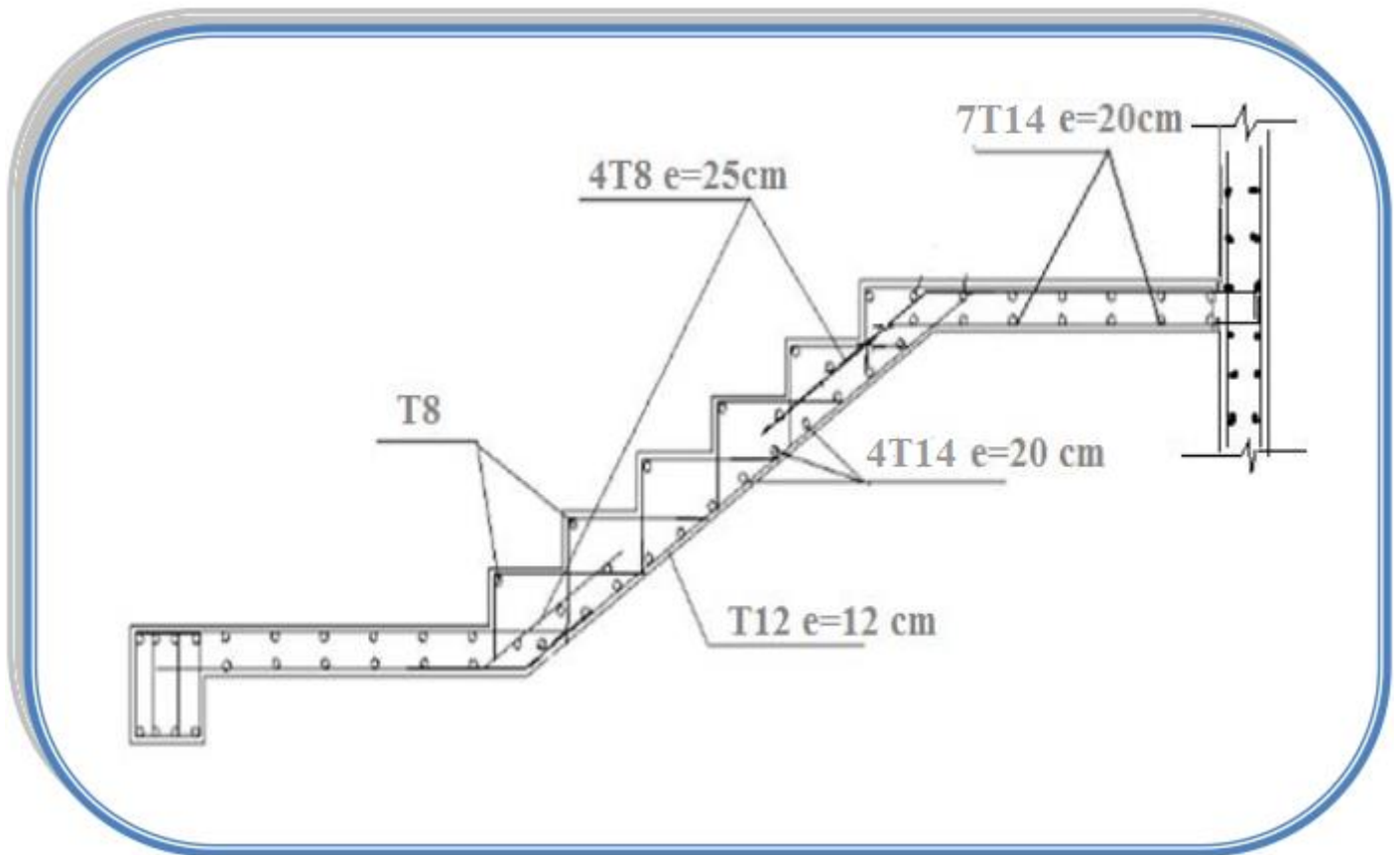


Figure III.17. Ferrailage des escaliers.

III.4. Etude de la poutre palière

Le calcul de la poutre palière se fait en flexion simple pour une poutre simplement appuyée Et uniformément chargée

La sollicitation qui agit sur la poutre palière est :

Son poids propre

Le poids de la maçonnerie

Charge linéaire provenant du palier

III.4.1. Pré-dimensionnement

Poutres palières sont dimensionnées d'après les formules empiriques données par le BAEL91 et vérifiées selon le RAP 99 version 2003.

Selon le BAEL 91 :

-la hauteur h de la poutre palière doit être :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \text{ cm}$$

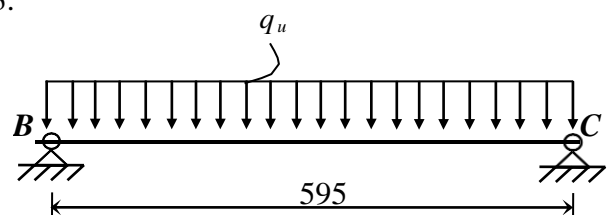


Figure III.18. Chargement de Poutre palière.

$$\frac{595}{15} \leq h \leq \frac{595}{10} \Rightarrow 39.66 \leq h \leq 59.5 \quad \text{on prend} \quad h = 40\text{cm}$$

- la largeur b de la poutre palière doit être :

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \quad 13.5 \leq b \leq 31.5\text{m} \quad \text{on prend } b=30\text{cm}$$

Selon le RPA99 version 2003 [7.5.1]

H= 40 et b = 30 tel que

$$h = 40 \geq 30 \dots\dots\dots (\text{c.v})$$

$$b = 30 \geq 20 \dots\dots\dots (\text{c.v})$$

$$h/b = 40/30 = 1,33 < 4 \dots\dots\dots (\text{c.v})$$

Donc la section de b la poutre palière est de $b \times h = 30 \times 40 \text{ cm}^2$

III.4.2. Evaluation des charges

Tableau III.9 .Valeur de différent chargement de poutre palière

Chargement	Poids volumique (KN/m ³)	Surface (m ²)	La charge (Kn/ml)
Poids propre de la poutre	25	0.3× 0.4	3 ,00
Poids propre de la maçonnerie	-	-	1,66
G	-	-	4,66

Charges venants de l’escalier : $R_u = 36.93\text{kN/m}$; $R_s = 26.53\text{KN/m}$.

➤ **Sollicitation :**

Combinaison de charge (ELU)	$Q_u = 1,35 \times 4,66 + 36,93$	43.22
Moment sur appuis (KN.m)	$M_a = q_u l^2 / 12$	127.50
Moment en travée (KN.m)	$M_t = q_u l^2 / 24$	63.75
Effort tranchant (KN)	$T = \frac{P_u \times L}{2}$	128.57

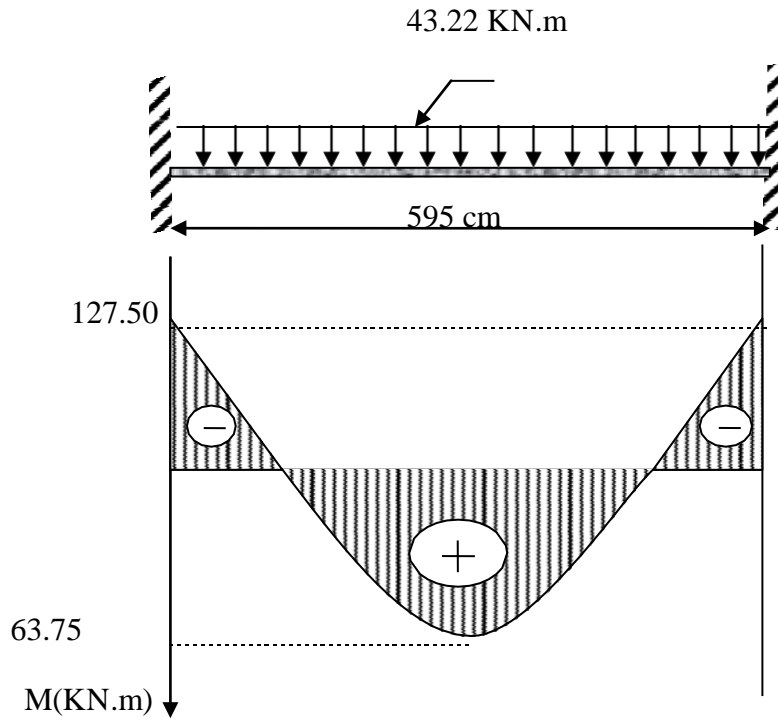


Figure III.19. Diagramme des moments de la poutre palière à ELU.

➤ Sollicitation :

Combinaison de charge (ELS)	$Q_s=4,66+26,53$	31.19
Moment sur appuis (KN.m)	$M_a = q_s l^2 / 12$	92.01
Moment en travée (KN.m)	$M_t = q_s l^2 / 24$	46.01
Effort tranchant (KN)	$T = \frac{P_s \times L}{2}$	87.09

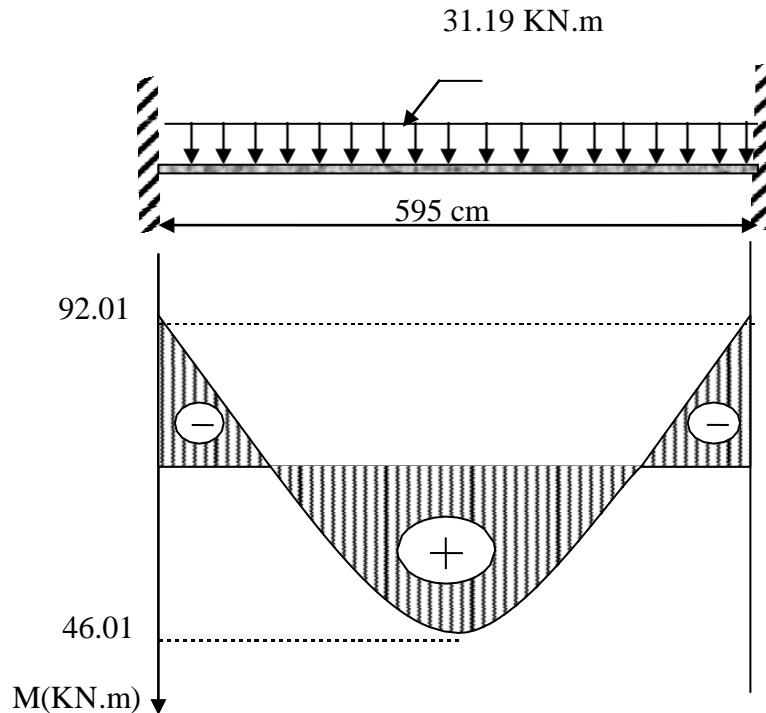


Figure III.20. Diagramme des moments de la poutre palière à ELS.

Donnés : $b \times h = 30 \times 40 \text{ cm}^2$, $d = 0,9 h = 36 \text{ cm}$, $c = 2 \text{ cm}$, $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

Tableau III.11 . Ferrailage de la poutre palière

	M_U [kNm]	f_{c28} [MPa]	F_e [MPa]	e [cm]	$A_{s'}$ [cm ²]	A_s [cm ²]	Choix des barres	$A_s^{\text{adopté}}$ [cm ²]
Travées	63.75	25	400	2	0	5.42	5T12	5,66
Appui	127.5				0	11,74	6T16	12.07

III.4.3. Vérification

a. Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{\min} = \max \left\{ \frac{b \cdot h}{1000}, 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{30 \times 40}{1000}, 0,23 \times 30 \times 27 \times \frac{2,1}{400} \right\} = 1,2 \text{ cm}^2$$

En travée: $A_s = 1,85 \text{ cm}^2 \geq A_{s \text{ min}}$ vérifié

Sur appui : $A_s = 3,70 \text{ cm}^2 \geq A_{s \text{ min}}$ vérifié

b. Vérification des contraintes dans les armatures tendue

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendue.

c. Vérification à l'E.L.S :

Tableau III .12. Vérification à l'E.L.S

	M_{ser} (KNm)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
Appui	92.01	8.08	44,60	896129.321	4,57	Vérifiée
Travée	46.01	3.84	21,19	107780.27	9,04	Vérifiée

d. Effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u \text{ Avec}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}; 4\text{MPa}) = 3,25\text{MPa} \text{ Fissuration peu nuisible}$$

$$\tau_u = \frac{128,75 \times 10^3}{300 \times 360} = 1,19\text{MPa}$$

$$\tau_u = 1,19 \leq \bar{\tau}_u = 3,25\text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

e. Vérification de la flèche :

Pour une poutre encastree à ses extrémités, la flèche est donnée par l'expression :

$$f = \frac{pl^4}{384EI}$$

I : l'inertie de la poutre

$$I = \frac{bh^3}{12} = 30 \times 40^3 / 12 = 160000\text{cm}^4$$

P : 34,37 KN/ml

Donc on obtient : $f=0,45\text{cm}$

On doit également vérifier que :

$$f < \bar{f} = \frac{l}{500} = 0,8\text{cm}$$

$f < \bar{f}$, la condition est vérifiée

➤ Calcul des armatures transversales

D'après le "BAEL91 modifié 99" le diamètre des armatures transversales est de :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b}{20}, \phi_{t \min} \right\} = \min \left\{ \frac{300}{35}, \frac{400}{20}, 12 \text{ mm} \right\} = 8,57 \text{ mm}$$

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

$$A_t = \frac{\pi \cdot \phi_t^2}{4} = \frac{3,14 \times 0,8^2}{4} = 0,502 \text{ cm}^2$$

$$A_t = m_t \cdot A_t = 4 \times 0,502 = 2,01 \text{ cm}^2$$

III.4.4. Détermination Des Espacements

$$\frac{A_t}{s_t b} \geq \frac{\tau_u - 0,5}{0,8 f_e} \cdot 2,01 \text{ cm}^2$$

$$s_t b \geq 0,8 f_e$$

On a $1,34 \times 10^{-3} > 33,44 \times 10^{-4}$ vérifié

-zone courante : $s_t = 15 \text{ cm}$ zone nodale : $s_t \leq \min (0,9 d ; 40 \text{ cm}) = 32,4 \text{ cm}$

On prend $s_t = 10 \text{ cm}$

Pour un espacement $s_t = 15 \text{ cm}$ et A_t

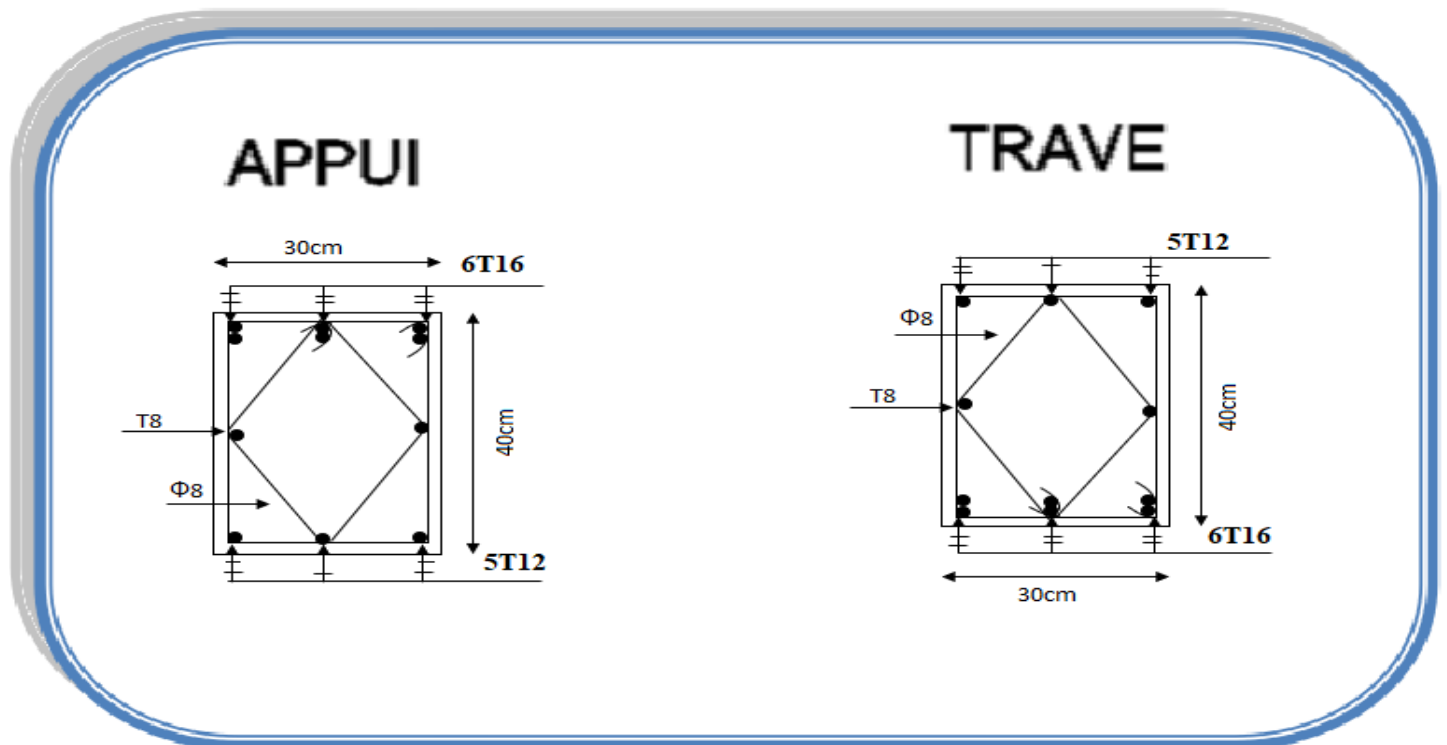


Figure III.21. Ferrailage de la poutre palière.

III.5. Les Balcons

III.5.1 Introduction

Le bâtiment étudié comporte un seul type de balcon, il est en porte à faux, et se calcule comme une console en dalle pleine encastré à une extrémité et libre à l'autre, soumise à :

- ◆ Son poids propre.
- ◆ La surcharge d'exploitation
- ◆ Charge concentrée à son extrémité libre due au poids du garde-corps
- ◆ Un moment à l'extrémité dû à l'effort appliqué sur le garde-corps

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

Calcul de l'épaisseur : $ep \geq \frac{l}{10} = \frac{120}{10} = 12 \Rightarrow ep = 15 \text{ cm}$

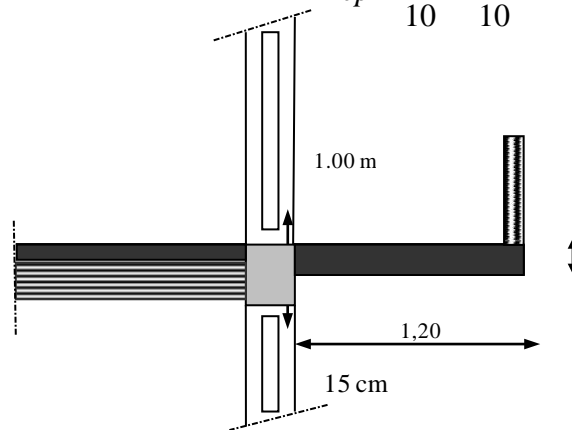


Figure III.22. Dimensions du balcon.

Rapport d'élanement

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{120}{535} = 0,22 \leq 0,4 \quad \Rightarrow \quad \text{Donc la dalle travaille dans un seul sens}$$

Calcul des charges sollicitant le balcon :

Charges permanentes $G=5,33\text{KN/m}^2$

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

Le calcul se fait pour une bande de 1m

a) Charge concentrer de garde-corps :

Tableau III.13. Charge concentrer de garde-corps

Poids du mur : brique creuses(e=10cm)	$0,1 \times 9 = 0,9KN / m^2$
Enduit de ciment (e=2x2cm)	$0,04 \times 18 = 0,72KN / m^2$
Σ	$P=1,62KN/m^2$

Dimensionnement :

- **L** : longueur totale du balcon $\Rightarrow L=5.35m$.
- **l** : largeur libre $\Rightarrow l=1.20m$.

$$h_0 = \left(\frac{L}{35}, \frac{L}{30} \right) \Rightarrow h_0 = (15.28cm, 17 cm).$$

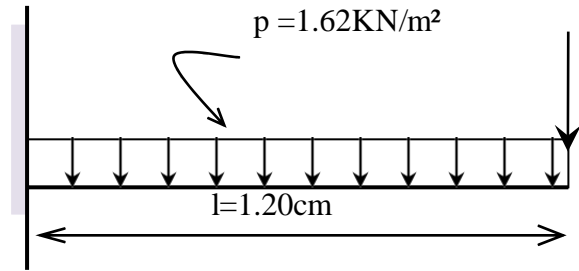


Figure III.23. Schéma statique d'un balcon.

Et on a d'après le pré dimensionnement des balcons : **e = 15 cm.**

Donc On prend $h_0 = 15cm$.

Pour la condition de la flèche nous avons :

$$h_0 > \frac{l}{20} \Rightarrow h_0 > 6cm \dots\dots\dots (C . v)$$

III.5.2. Evaluation des charges

a) Etat limite ultime ELU:

$$q_U = 1.35G + 1.5Q \Rightarrow q_U = 12.45KN .$$

$$p_U = 1.35p \Rightarrow p_U = 2.19KN .$$

- Calcul du moment:

$$M_U = \frac{q_U \cdot L^2}{2} + p_U \times L = \frac{12,45 \times 1.20^2}{2} + 2,19 \times 1.20 = 11.59KN.m .$$

b) Etat limite de service ELS:

$$q_{ser} = G + Q \Rightarrow q_{ser} = 8.83KN .$$

$$p_{ser} = p \Rightarrow p_{ser} = 1.62KN .$$

- Calcul du moment:

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} \cdot L^2}{2} + p_{ser} \times L = \frac{8.83 \times 1.20^2}{2} + 1.62 \times 1.20 = 8.301KN.m .$$

III.5.3. Ferrailage :

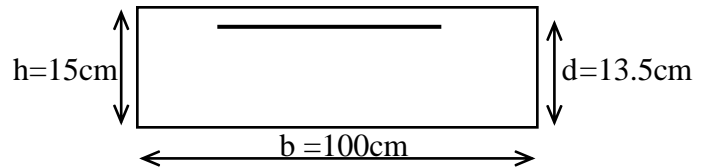
- Données :

$$h=15\text{cm}; \text{Enrobage } c'=c=1.5\text{cm.}$$

$$b = 100\text{cm}; d=0.9h=13.5\text{cm.}$$

$$\text{Acier: } Fe=400\text{MPa}, \sigma_s=348\text{MPa}, \eta=1.6.$$

$$\text{Béton: } \sigma_b=14.2\text{MPa}, f_{c28}=25\text{MPa}, f_{t28}=2.1\text{MPa.}$$



$$\mu_U = \frac{M_U}{b \cdot d^2 \sigma_b} \Leftrightarrow \mu_U = 0.045 .$$

Pas d'armature comprimée $A'_s = 0$.

$$\mu_U = 0.045 < \mu_{AB} = 0.186 \text{ Pivote A} \Leftrightarrow$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_s = 10 \text{ ‰} \\ \sigma_s = \frac{Fe}{\gamma_s} = 348\text{MPa} \end{array} \right.$$

D'où :

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.045}}{0.8} = 0.056$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 13.5(1 - 0.4 \times 0.056) = 13.20\text{cm}$$

$$A_s = \frac{M_U}{Z \sigma_s} = \frac{11.59 \times 10^3}{13.20 \times 348} = 2.52\text{cm}^2$$

- Choix de l'armature :**

$$\text{On a } A_s = 2.52\text{cm}^2$$

Donc on choisit une section $A_s = 3.93\text{cm}^2 \Leftrightarrow 5T10$.

III.5.4. Vérification à L'ELS

Position de l'axe neutre :

$$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{3.93}{100} = 0.590\text{cm}$$

$$E = 2 \cdot D \cdot d = 2 \times 0.590 \times 13.5 = 15.93\text{cm}^2$$

$$Y = -0.590 + \sqrt{0.590^2 + 15.93} = 3.44\text{cm}$$

$$Y = 3.44\text{cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} Y^3 + 15A(d - Y)^2$$

$$I = \frac{100}{3} (3.44)^3 + 15 \times 3.93 \times (13.5 - 3.44)^2$$

$$I = 7322.87 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{8.301 \times 10^3}{7322.87} = 1.13 \text{ Mpa / cm}$$

$$\sigma_b = K \cdot y = 1.13 \times 3.44 = 3.89 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 3.89 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa}$$

Etat limite d'ouverture des fissures :

D'après BAEL 99 page 133

$$\sigma_s = 15K(d - y) = 15 \times 1.13(13.5 - 3.44) = 170.52 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 170.52 \text{ Mpa}$$

D'après BAEL 99

$$\overline{\sigma}_s = \zeta = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max(0.5 f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}}) \right\}, \eta = 1.6$$

$$\overline{\sigma}_s = \min \{ 266.67 \text{ Mpa}, \max(200 \text{ Mpa}; 201.63 \text{ Mpa}) \}$$

$$\overline{\sigma}_s = 200 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 170.52 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_s = 200 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{ CV}$$

III.5.5. Vérification de la condition de non fragilité

Il faut que : $A_s \geq A_{\min}$

$$\Leftrightarrow A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{F_e}$$

Avec : $b = 100 \text{ cm}$, $d = 13.5 \text{ cm}$, $f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$, $F_e = 400 \text{ Mpa}$

$$\Leftrightarrow A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq A_{\min} \dots \dots \dots \text{ OK.}$$

• **Les armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Leftrightarrow A_r = 0.98 \text{ cm}^2$$

On adopte le ferrailage suivant : $A_r = 3.14 \text{ cm}^2 \Leftrightarrow 4T10$

- **Armatures de répartition**

$$A_s/4 \leq A_r \leq A_s/2 \quad \Rightarrow \quad 0.98 \leq A_r \leq 1.96 \text{ cm}^2$$

On adopte **4T8** = 2,01 cm² avec espacement de 25 cm.

III.5.6. Vérification du cisaillement

➤ Contrainte tangentielle conventionnelle :

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \cdot d} \quad ; \quad v_u = 1.35v_G + 1.5v_Q$$

$$v_G = 5.33 \times 1 + 1.62 \quad \Rightarrow \quad v_G = 6.95 \text{ KN}$$

$$v_Q = 3.5 \times 1 \quad \Rightarrow \quad v_Q = 3.5 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow v_u = 14.63 \text{ KN} \quad \tau_u = 0.011 \text{ MPA} .$$

➤ **La contrainte tangente ultime :**

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15f_{c,d}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa}\right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPA} \text{ Fissuration préjudiciable.}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{OK.}$$

▪ **Dessin du ferrailage du balcon :**

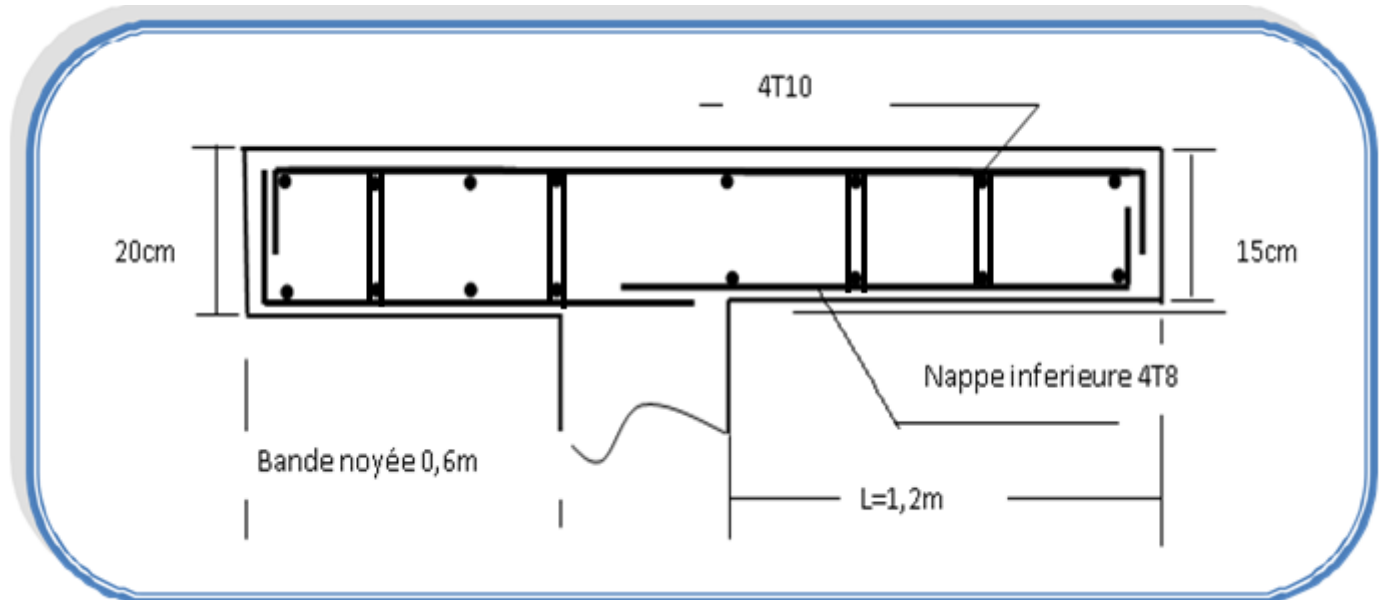


Figure III.24. Ferrailage des balcons.

III.6. Etude de la dalle machine :

III.6.1. Introduction

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle.

III.6.2. Pré dimensionnement:

La dalle d'ascenseur doit avoir une certaine rigidité vu le poids de la machine.

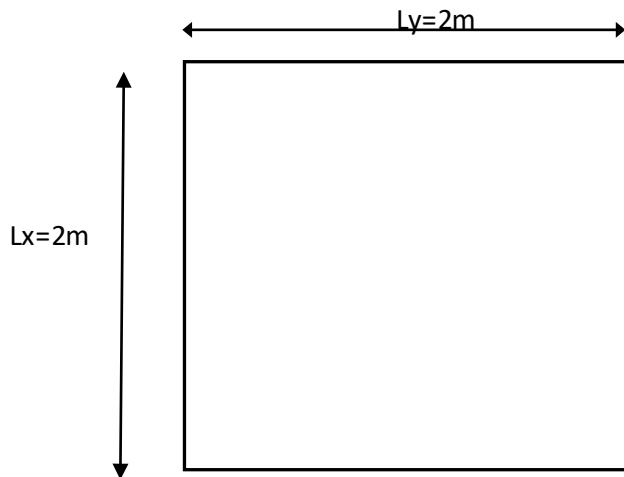


Figure III.25: Dimensions de la dalle rectangulaire

Nous avons deux conditions à vérifier :

a. Résistance à la flexion :

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{200}{50} \leq e \leq \frac{200}{40}$$

$$4,0cm \leq e \leq 5,0cm$$

b. Condition de l'E.N.A :

L'entreprise nationale des ascenseurs (**E.N.A**) préconise que l'épaisseur de la dalle machine est $e \geq 25cm$

On prend : $e=25cm$

III.6.3. Détermination des charges et surcharges:

a. Charges permanentes :

- Poids de la dalle machine supportée.....50,00KN/m²
- Poids propre de la dalle 0,25x25=6,25KN/m²

G=56,25KN/m²

b. Surcharge d'exploitation :

Q=1kN/m²

III.6.4. Combinaison des charges :

$$\text{E.L.U} : q_u = 1,35G + 1,5Q = 77,44 \text{KN/m}^2$$

$$\text{E.L.S} : q_{\text{ser}} = G + Q = 57,25 \text{KN/m}^2$$

III.6.5. Calcul des efforts :

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposantes sur 4 côtés.

Calcul de « ρ » :

$$0,4 < \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2,00}{2,00} = 1,00 = 1$$

⇒ La dalle travaille dans les deux sens.

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_u L_x^2 \\ M_y = \mu_y M_x \end{cases}$$

E.L.U :

$$\begin{cases} \mu_x = 0,036 \Rightarrow M_x = 11,15 \text{KN.m} \\ \mu_y = 1 \Rightarrow M_y = 11,15 \text{KN.m} \end{cases}$$

Selon les conditions d'encastrement d'appuis, on obtient les moments suivants :

Moments en travées :

$$M_{tx} = 0,75 M_x = 8,36 \text{KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_y = 8,36 \text{KN.m}$$

Moments sur appuis :

$$M_{ax} = 0,5 M_x = 5,57 \text{KN.m}$$

$$M_{ay} = 0,5 M_y = 5,57 \text{KN.m}$$

$$M_a = \text{Max} (M_{ax} ; M_{ay}) = 5,57 \text{KN.m}$$

III.6.6. Ferrailage de la dalle :

Le ferrailage de la dalle machine se fait comme suit :

Pour une bande de 1m, on aura une section (b×h)= (100×25) cm² qui travaille en flexion simple.

III.6.6.1. Ferrailage en travée :**a. Dans le sens « L_x » :**

On a : b=100cm; h=25cm; d=0,9h=22,5cm; c=2cm; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $\sigma_s=348\text{MPa}$

Tableau.III.14:Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens L_x)

M _{tx} (KNm)	M	A' _s (cm ²)	A	Z (cm)	A ^{cal} _s (cm ²)	Choix	As ^{adopté} (cm ²)
8,36	0,011	0	0,007	24,92	0,96	4T10	3,14

Espacement :

$$Esp = \frac{100}{5} = 20\text{cm} \prec \text{Min}(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

b. Dans le sens « L_y » :

On a : b=100cm ; h=25cm ; d=d_x-Ø_x=21,3cm ; c=2cm ; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $\sigma_s=348\text{MPa}$

Tableau.III.15:Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens L_y)

M _{ty} (KNm)	M	A' _s (cm ²)	A	Z (cm)	As ^{cal} _s (cm ²)	Choix	As ^{adopté} (cm ²)
8,36	0,011	0	0,007	24,92	0,96	4T10	3,14

Espacement :

$$Esp = \frac{100}{5} = 20\text{cm} \prec \text{Min}(4h; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

III.6.6.2. Ferrailage sur appuis :

On a : $b=100\text{cm}$; $h=25\text{cm}$; $d=22,5\text{cm}$; $c=2\text{cm}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $\sigma_s=348\text{MPa}$

Tableau.III.16: Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage sur appuis

M_a (KNm)	M	A_s' (cm^2)	A	Z (cm)	A_s^{cal} (cm^2)	Choix	A_s^{adp} (cm^2)
5,57	0,007	0	0,004	24,95	0,64	5T10	3,93

Espacement :

$$Esp = \begin{cases} \frac{100}{5} = 20\text{cm} \prec \text{Min}(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm}(\text{sens } x - x) & \dots\dots\dots\text{vérifiée} \\ \frac{100}{5} = 20\text{cm} \prec \text{Min}(4h; 45\text{cm}) = 45\text{cm}(\text{sens } y - y) & \dots\dots\dots\text{vérifiée} \end{cases}$$

III.6.6.3. Calcul des armatures transversales :

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0,05f_{c28} = 1,25\text{MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 51,62\text{KN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 51,62\text{KN}$$

$$T_u^{max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 51,62\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{51,62 \times 10^3}{1000 \times 225} = 0,22\text{MPa} \prec \bar{\tau}_u = 1,25\text{MPa} \dots\dots\dots\text{vérifiée}$$

III.6.6.4. Vérification à L'ELS:

- a. Vérification des contraintes :
- Béton :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

Acier :

$$\sigma_s = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_{e,150\eta} \right) = 240 \text{ MPa}$$

Avec :

$$\eta = 1,6 \text{ pour HA ; } f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,95 \quad ; \quad q_{ser} = 57,25 \text{ kN} / \text{m}^2 \\ M_x = \mu_x q_{ser} L^2 \end{array} \right.$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

E.L.S :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,044 \Rightarrow M_x = 10,07 \text{ KN.m} \\ \mu_y = 1,00 \Rightarrow M_y = 10,07 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Moments en travées :

$$M_{tx} = 0, 75 M_x = 7,55 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0, 75 M_y = 7,55 \text{ KN.m}$$

Moments sur appuis :

$$M_a = \text{Max} (0,5 M_x; 0, 5 M_y) = 5,03 \text{ KN.m}$$

a.1. Détermination de la valeur de « y » :

$$\frac{b}{2} y^2 + n A'_s (y - c') - n A_s (d - y) = 0 \quad \text{avec : } n = 15$$

b.2. Moment d'inertie :

$$I = \frac{b y^3}{3} + n A'_s (d - c')^2 + n A_s (d - y)^2$$

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau.III.17: Vérification des contraintes de la dalle dans les deux sens

		M_t (KN.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MP)	$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}$ —	σ_s (MPa)	$\sigma_s \leq \sigma_s$ —
Travée	(x-x)	7,55	3,14	4,16	6580,5	2,97	vérifiée	38,74	vérifiée
	(y-y)	7,55	3,14	4,00	3278,6	1,83		35,17	
Appuis		5,03	3,14	3,76	4865,6	2,30		35,54	

Vérification de la condition de non fragilité:

$h=25\text{cm} ; b=100\text{cm}$

$$\begin{cases} A_x \geq \rho_0 \frac{(3-\rho)}{2} bh = 2,05\text{cm}^2 \\ A_y \geq \rho_0 bh = 2,00\text{cm}^2 \end{cases}$$

Avec : $\begin{cases} \rho_0 = 0,8\% \text{ pour les barres à haute adhérence} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,95 \end{cases}$

➤ **Sens L_{x-x} :**

Sur appuis : $A_x = 2,51\text{cm}^2/\text{ml} > 2,05\text{cm}^2 \dots\dots\dots$ vérifiée

En travée : $A_x = 3,14\text{cm}^2/\text{ml} > 2,05\text{cm}^2 \dots\dots\dots$ vérifiée

➤ **Sens L_{y-y} :**

Sur appuis : $A_y = 2,51\text{cm}^2/\text{ml} > 2,00\text{cm}^2 \dots\dots\dots$ vérifiée

En travée : $A_x = 3,14\text{cm}^2/\text{ml} > 2,00\text{cm}^2 \dots\dots\dots$ vérifiée

b. Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément :

$$\begin{cases} \bullet \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \\ \bullet \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \\ \bullet \frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0,15 > 0,0395 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ 0,15 > 0,028 \text{ à } 0,037 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ 1,57 \times 10^{-3} < 5 \times 10^{-3} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

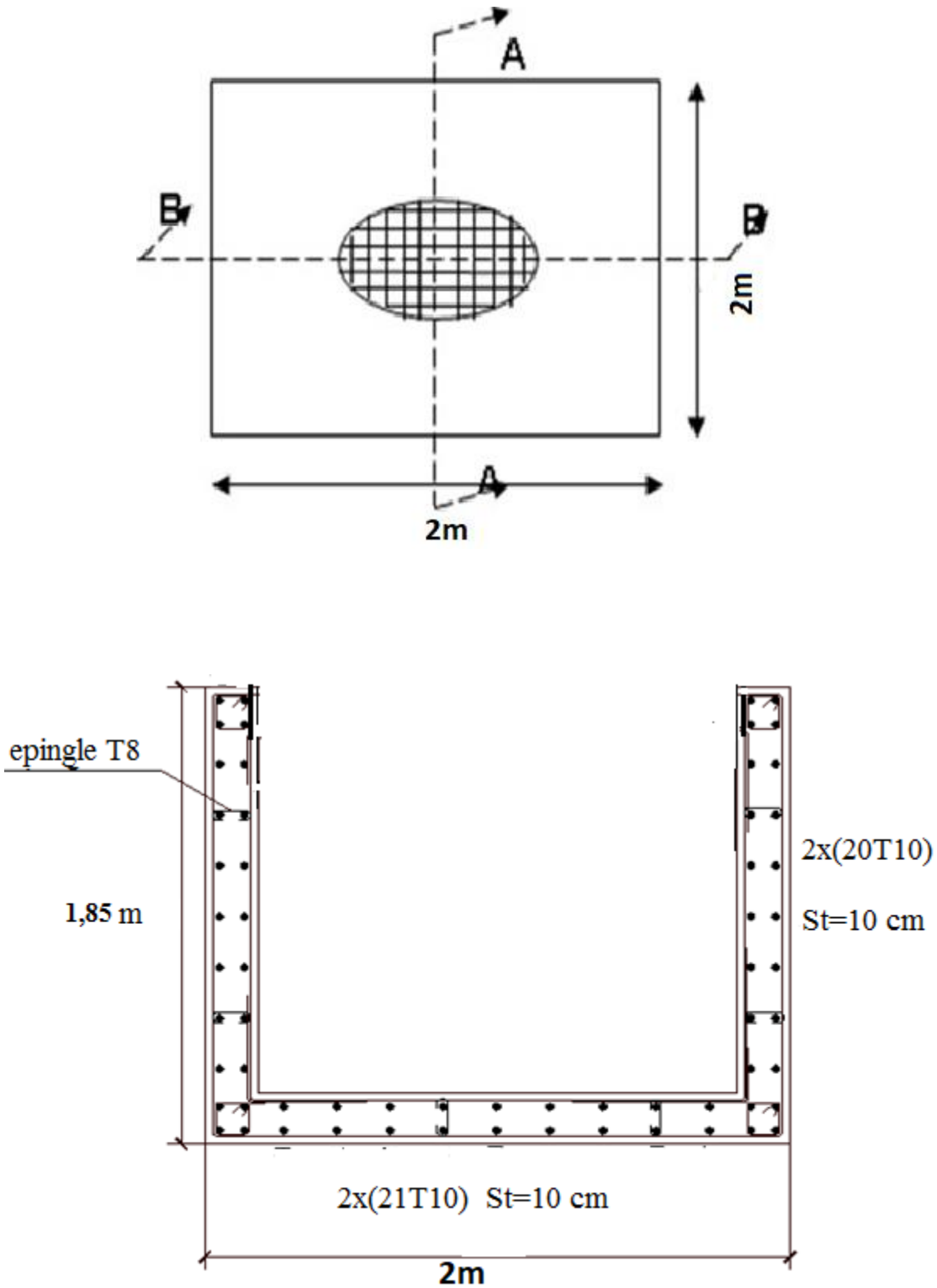


Figure .III.26: Ferrailage de la dalle machine

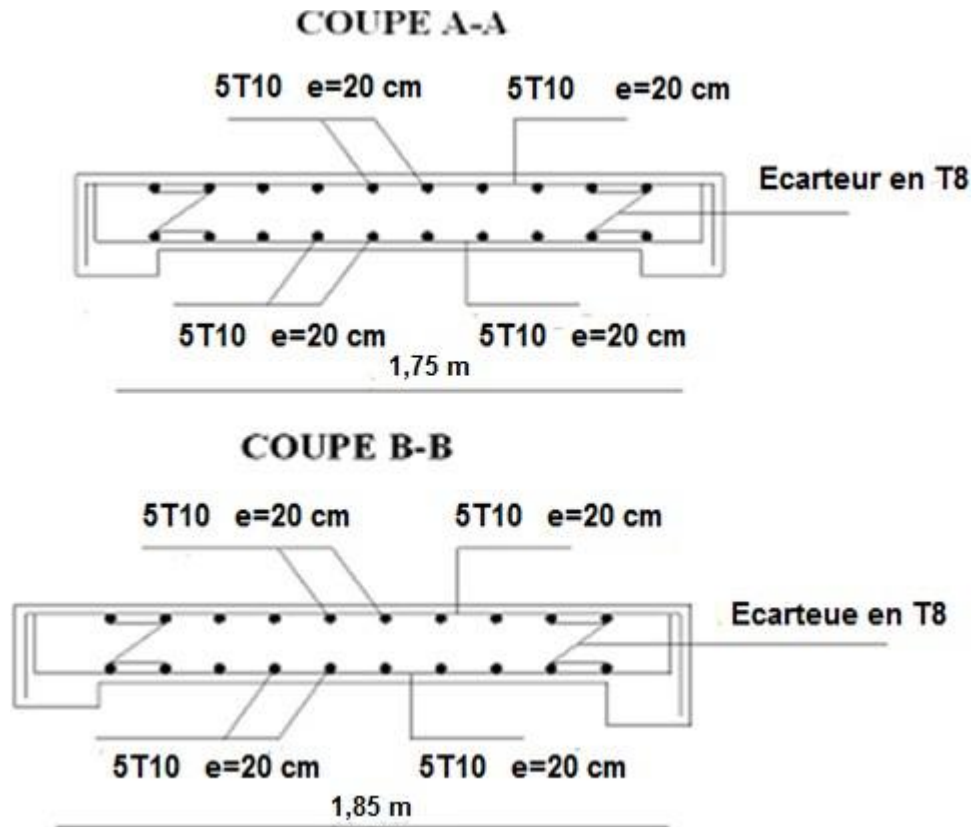


Figure .III.27: Coup sur le ferrailage de la dalle machine

Chapitre IV

Etude dynamique et sismique

IV.1.1. Introduction:

Les tremblements de terre ont présenté depuis toujours un des plus graves désastres pour l'humanité. Leur apparition brusque et surtout imprévue, la violence des forces mises en jeu, l'énormité des pertes humaines et matérielles ont marqué la mémoire des générations. Parfois, les dommages sont comparables à un budget national annuel pour un pays, surtout si ses ressources sont limitées.

Une catastrophe sismique peut engendrer une grave crise économique, ou au moins une brusque diminution du niveau de vie dans toute une région pendant une longue période.

L'une des questions qui se posent est : Comment limiter les endommagements causés aux constructions par le séisme ?

Il est donc nécessaire de construire des structures résistant aux séismes en zone sismique

IV.1.2. Objectifs de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ces **Vibrations Libres Non Amorties (VLNA)**.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

Pour la modélisation de notre bâtiment on utilise un logiciel appelé (**ETABS V9.7.0**)

IV.1.3. Modélisation de la structure étudiée:

Lors d'une analyse dynamique d'une structure, il est indispensable de trouver la modélisation adéquate de cette dernière. Le bâtiment étudié présente des irrégularités dans son plan.

Par ailleurs, vu la complexité et le volume de calcul que requiert l'analyse du bâtiment, l'utilisation de l'outil informatique s'impose.

Dans le cadre de cette étude nous avons opté pour un logiciel de calcul automatique par élément finis et de nommés *ETABS*.

IV.1.4. Caractéristique dynamique

Les caractéristiques propres de la structure sont obtenues à partir du système non amorti. Son équation est donnée par la relation suivante :

$$[M]\{\ddot{x}(t)\} + [K]\{x(t)\} = \{0\} \dots \dots \dots (1)$$

Où :

[M] : Matrice de masse de la structure.

[K] : Matrice de rigidité de la structure.

$\{\ddot{x}\}$: Vecteur des accélérations.

$\{x\}$: Vecteur des déplacements.

L'analyse d'un système à plusieurs degrés de liberté en vibration libre non amorties, nous permet de définir les propriétés dynamiques les plus importantes de ce système, qui sont les fréquences propres et les modes propres.

Dans chaque mode propre de vibration, chaque point de la structure exécute un mouvement harmonique autour de sa position d'équilibre. Ce qui peut s'écrire :

$$\{x(t)\} = \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \dots\dots\dots (2)$$

Avec :

$\{A\}$: vecteur des amplitudes

ω : Fréquence de vibration

φ : Angle de déphasage

Les accélérations en **VLNA** sont alors données par :

$$\{\ddot{x}(t)\} = -\omega^2 \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \dots\dots\dots (3)$$

En reportant les équations (2) et (3) dans l'équation (1), on aura :

$$[[K] - \omega^2 [M]] \{A\} \sin(\omega t + \varphi) = \{0\} \dots\dots\dots (4)$$

Cette équation doit être vérifiée quel que soit le temps (t), donc pour toutes les valeurs de la fonction sinus, ce qui donne :

$$[[K] - \omega^2 [M]] \{A\} = \{0\} \dots\dots\dots (5)$$

Ce système d'équation est un système à (n) inconnues A_i . C'est un système d'équation homogène qui ne peut admettre une solution non-nulle que si le déterminant de la matrice carrée s'annule, c'est à dire :

$$\det[[K] - \omega^2 [M]] = 0 \dots\dots\dots (6)$$

L'expression ci-dessus est appelée **équation caractéristique**.

En développant l'équation caractéristique, on obtient une équation polynomiale de degré (2n) en (ω).

Les n solutions ($\omega_1^2, \omega_2^2, \dots, \omega_n^2$) sont les carrés des pulsations propres des (n) modes des vibrations possibles.

Le 1^{er} mode vibratoire correspond à ω_1 et il est appelé mode fondamental ($\omega_1 < \omega_2 < \dots < \omega_n$).

A chaque pulsation propre, correspond une forme d'oscillation appelée mode propre $\{\mathbf{A}\}_j$ ou forme modale.

IV.1.5. Présentation du logiciel de calcul ETABS:

On a fait appel pour la modélisation de notre bâtiment à un logiciel appelé **ETABS**. Ce dernier est un logiciel qui permet de modéliser et d'analyser les bâtiments. Les caractéristiques principales d'ETABS est :

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (*Euro code, UBC, ACI...etc.*). De plus de part ça spécificité pour le calcul des bâtiments, *ETABS* offre un avantage certain par rapport au codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.....).

IV.2. Modélisation:

IV.2.1. modélisation mathématique par la méthode des éléments finis:

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre infini de degré de liberté (DDL) par un modèle ayant un nombre fini de DDL, et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité et l'amortissement.

En d'autres termes; La modélisation est la recherche d'un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la rigidité de tous les éléments de la structure.

IV.2.2. Fonctions de l'ETABS

Les fonctions de l'ETABS sont les suivantes :

- La modélisation ne permet de considérer que les éléments structuraux de la structure. Ils sont modélisés soit par des masses concentrées aux nœuds, soit par des charges qui s'ajoutent à son poids.

- Possibilité d'importer ou exporter à d'autres logiciels tels que l'Excel, Autocad etc.
- La modélisation des éléments qui travaillent en contraintes planes (voile, dalle...) se faite à travers les éléments Shell. Si les planchers sont conçus en dalle pleines, aucun problème ne se présente, par contre si sont conçus en corps creux, il faudrait définir l'épaisseur adéquate et les caractéristiques du matériau qui représente le mieux le corps creux, ou bien apporter aux nœuds des masse qui correspondent à la masse des planchers.
- Conditions aux limites : les structures sont considérées appuyées (encastrement, appuis simples ou doubles) au niveau du sol de fondation, néanmoins l'ETABS permet d'étudier l'interaction sol structure en remplaçant les appuis rigides par des appuis élastiques (ressorts), qui présentent le même coefficient d'élasticité du sol de fondation calculé par les différents méthodes de la mécanique de sol.
- Possibilité d'effectuée l'analyse des structures conçues avec n'importe quel matériau.
- Procède dans sa base de donnée des spectres de repense définis par le code sismique américain
- Permet de calculer uniquement le ferrailage des éléments barres et ne donne que la section d'acier selon différentes normes.
- Logiciel professionnel adapté aux constructions en béton armé, en acier, ou mixtes.
- Possibilité de modéliser des structures qui sortent du domaine du génie civil ou travaux publics tel que le domaine de la mécanique.

IV.2.3. Les différents types d'analyses disponibles dans l'ETABS

Les différents types d'analyse disponibles dans l'ETABS sont les suivants :

- ✓ Analyse statique linéaire.
- ✓ Analyse statique non linéaire.
- ✓ Analyse modale.
- ✓ Analyse spectrale.
- ✓ Analyse temporelle.

IV.2.4. Démarche de modélisation par ETABS

Lors de l'élaboration de notre modèle par ETABS sur un fichier d'interface complètement graphique, on passe par les étapes suivantes :

1. Choix de l'unité (KN.m, Kgf.m,)

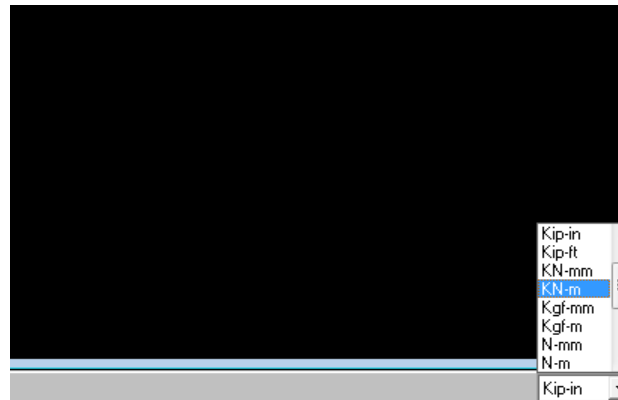


Figure IV.1. Choix de l'unité

2. Création des axes (X et Y)

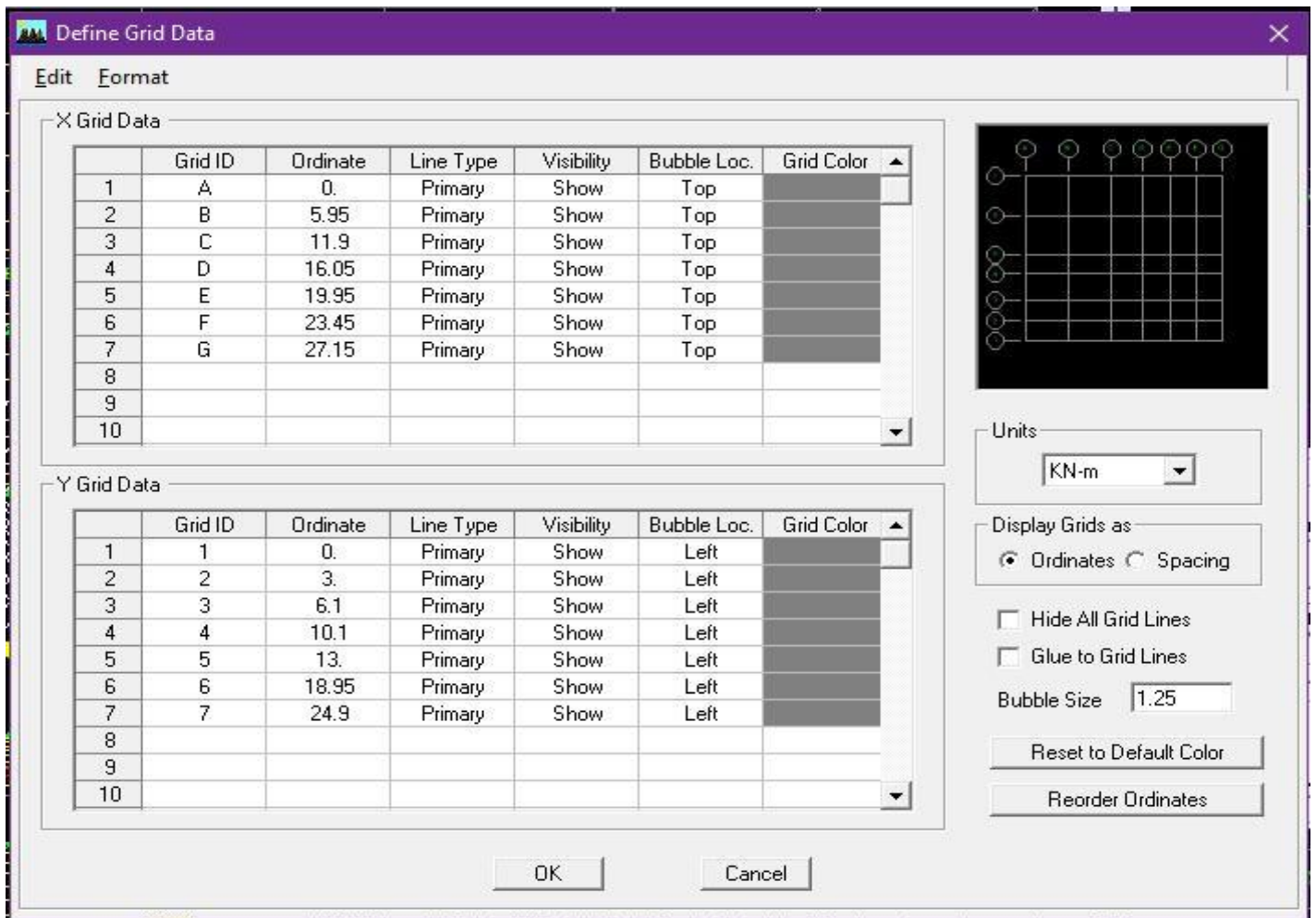


Figure IV.2. Création des axes

3. Définition des éléments

Dans cette étape ont définis exactement la géométrie du modèle.

4. Définition des caractéristiques mécaniques des matériaux (masse volumique, poids Volumique, module d'élasticité et coefficient de poisson).

Figure IV.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux

5. Définition des dimensions des éléments

- Eléments« **FRAME** » (poteaux, poutres),

On introduit le nom, le matériau, les dimensions de la section transversale et éventuellement le nombre des barres d'acier dans le cas des structures en béton armé et l'enrobage.

Figure IV.4. Définition des poutres, poteaux

- Elément « **SHELL** » (balcons, escaliers et voiles), pour notre analyse on a seulement les voiles.

On doit spécifier le nom de l'élément, le matériau qui le constitue et son épaisseur.

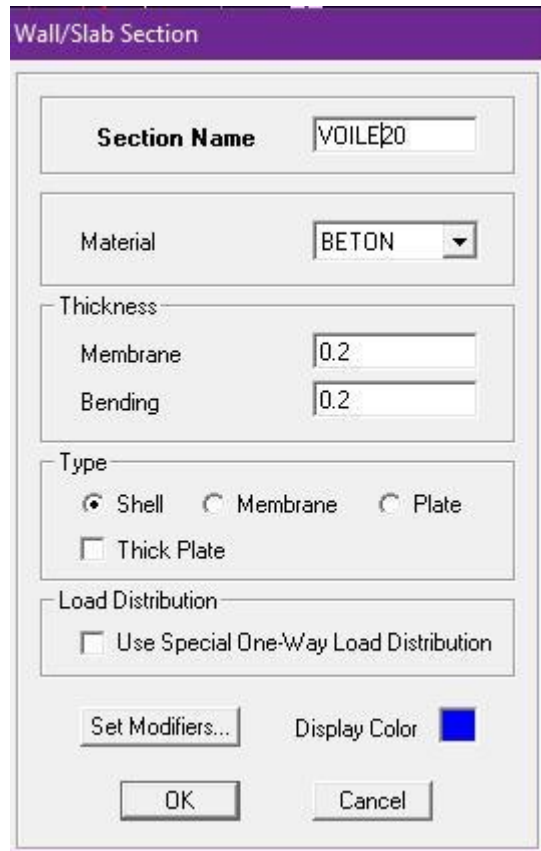


Figure IV.5. Définition des voiles

6. Définition de type de charges

Dans cette étape on donne un nom pour chaque type de charge et sa désignation (charge permanente, charge d'exploitation, vent, neige ...)

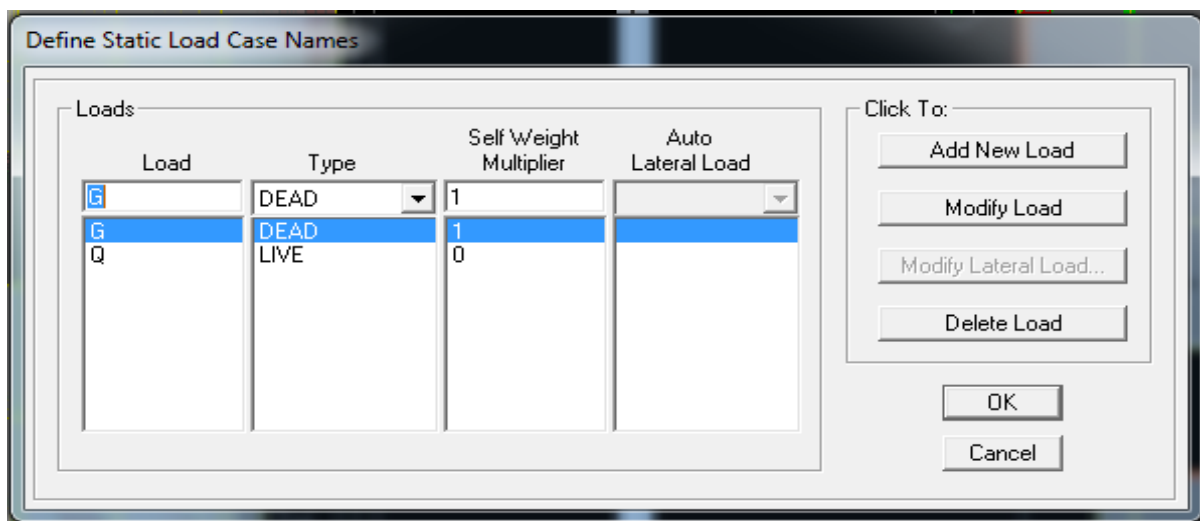


Figure IV.6. Définition de charge

7. Introduction des données pour l'étude sismique

Le logiciel propose des soumettre la structure à des spectres de réponse prédéfinis. Comme il permet d'utiliser un autre spectre de réponse que l'on introduit soit par saisie ou par importation d'un fichier.

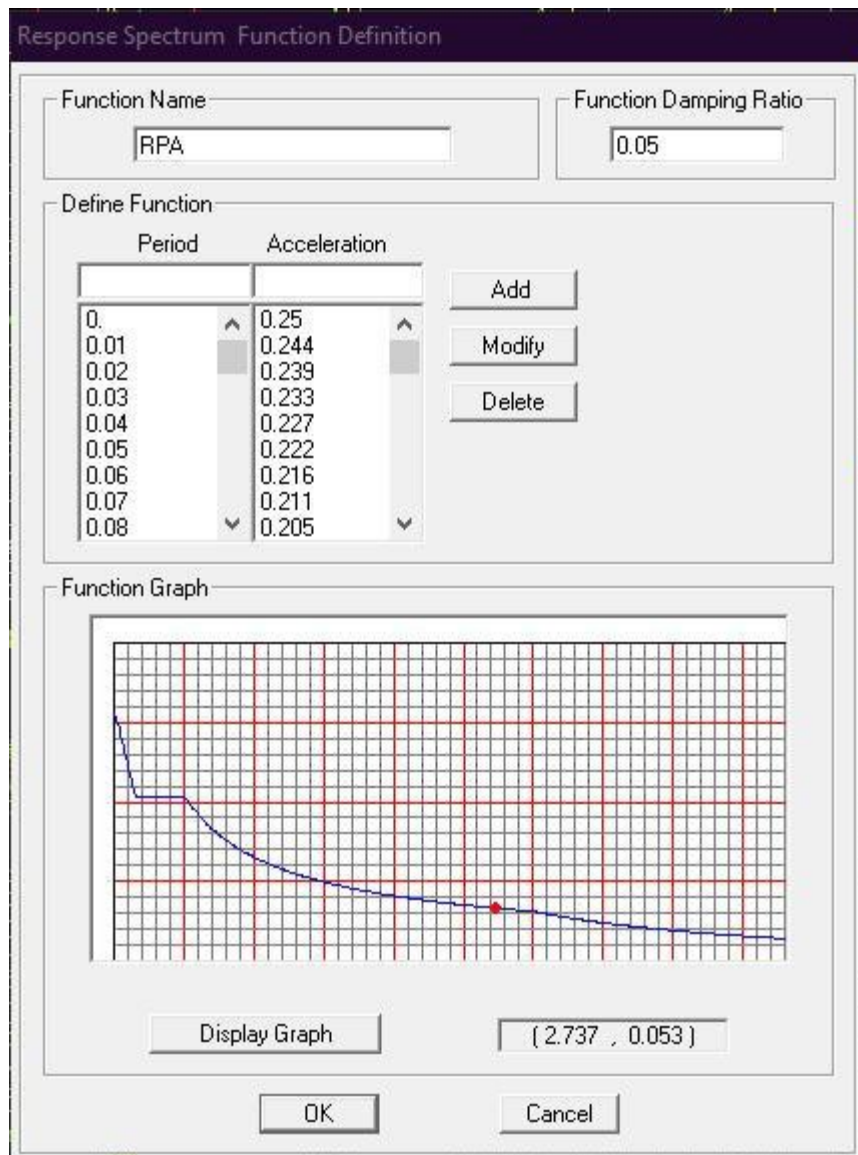


Figure IV.7. Spectre de repense

8. Définition des combinaisons des charges

Toutes les charges étant définies, on passe en suite à la définition des différentes combinaisons proposées par les règlements en vigueur.

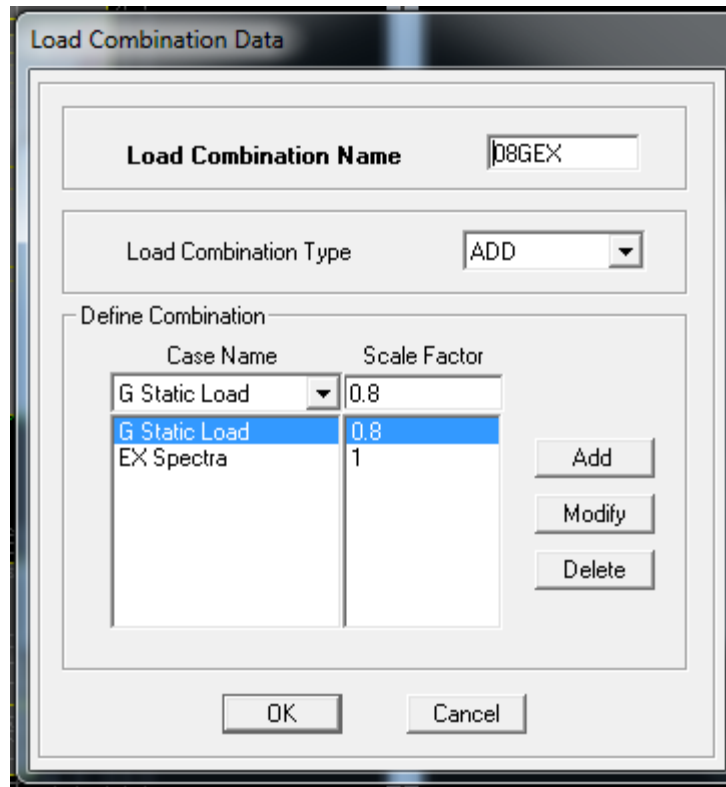


Figure IV.8. Combinaisons de charge

9. Condition aux limites

Pour éviter d'avoir un mécanisme, il faut définir un système d'appuis de la structure de façon à ce que la structure ne peut se déplacer sans se déformer.

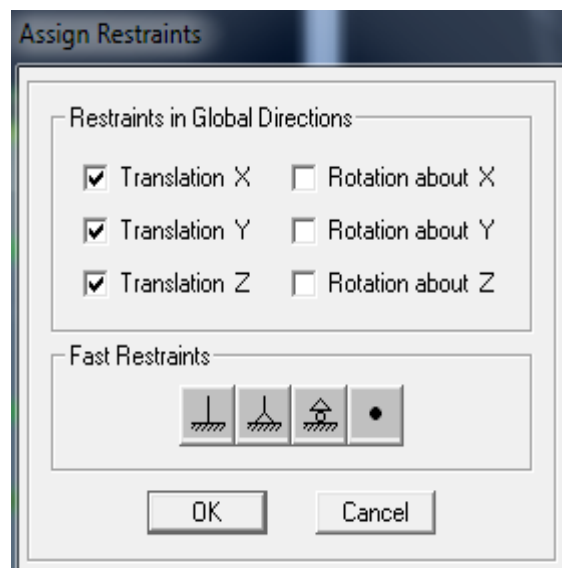


Figure IV.9. Système d'appuis

10. Concentration des masses

Assignment de la masse source pour concentrer les charges appliquées à la structure (permanentes, exploitation).

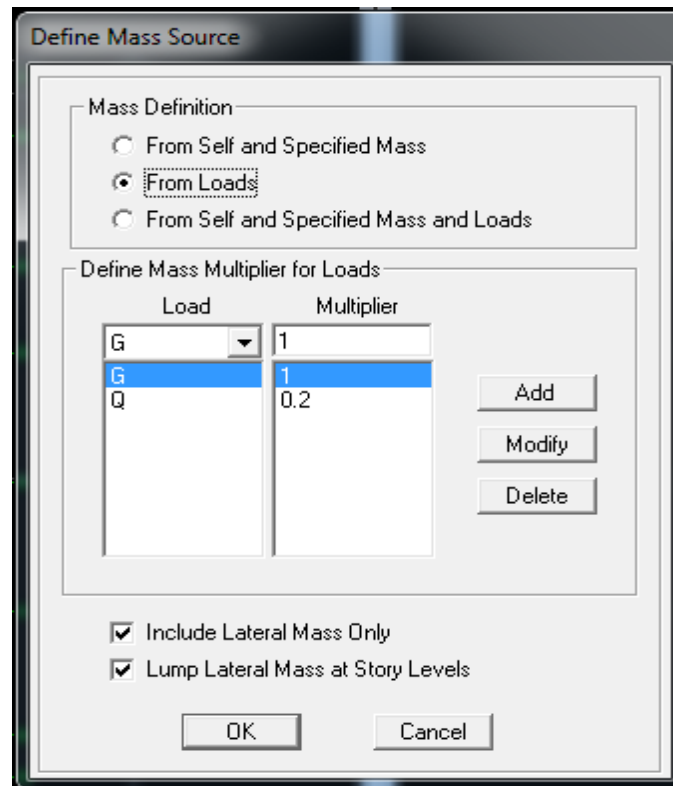


Figure IV.10. Définition de masse

11. Assignment de comportement de dalle

Pour considérer l'hypothèse des planchers rigides dans leurs plans, il faut définir un diaphragme regroupant tous les nœuds d'un même plancher et ceci pour tous les niveaux.

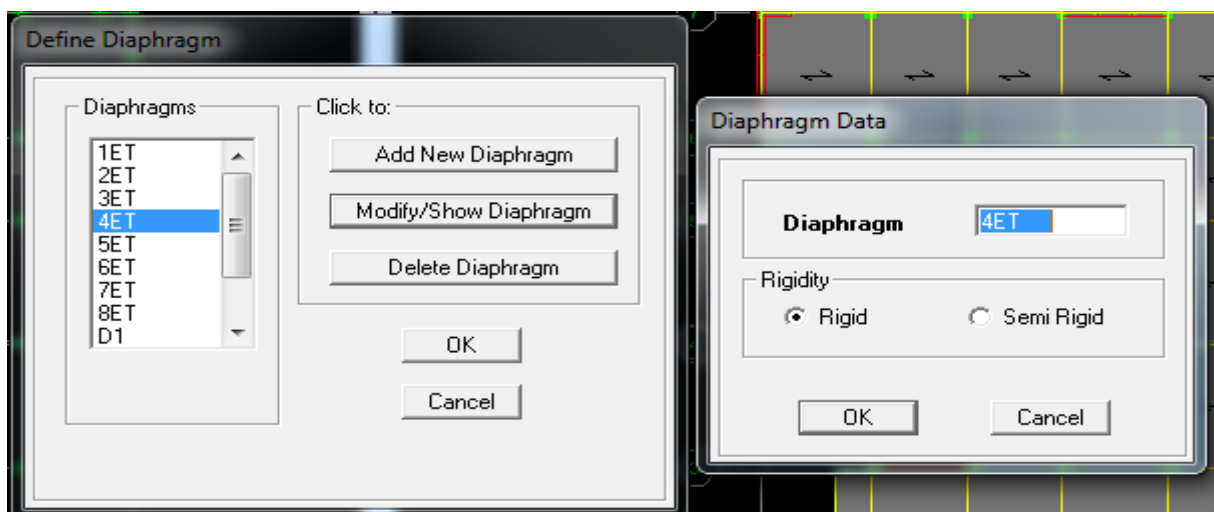


Figure IV.11. Introduction des diaphragmes

12. Analyse

Définition du type d'analyse selon le cas (analyse statique ou dynamique...).

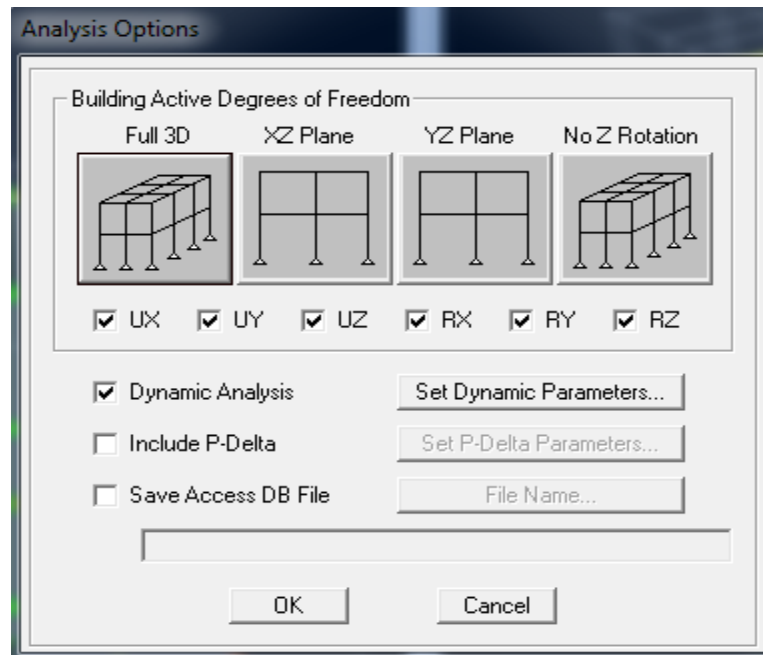


Figure IV.12. Analyse

IV.3. Etude sismique

IV.3.1. Introduction

Toute structure implantée en zone sismique est susceptible de subir durant sa durée de vie une excitation dynamique de nature sismique. De ce fait la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception parasismique de cette dernière. Ainsi, le calcul du bâtiment vis-à-vis de séisme vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrées dans le système structural lors du séisme. Dans le cadre de notre projet, la détermination de ces efforts est faite par le logiciel **ETABS** qui utilise une approche dynamique (par opposition à l'approche statique équivalente) basée sur le principe de la superposition modale.

IV.3.2. Modélisation de rigidité

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectué comme suite :

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément linéaire type poutre (frame) à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degré de liberté (trois translations et trois rotations).
- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- Les poteaux entre deux nœuds de différent niveaux (niveaux i et $i+1$).

- Chaque voile est modélisé par un élément surfacique type Wall à quatre nœuds.
- La dalle est modélisée par un élément surfacique type « Slab » à quatre nœuds.
- Pour tous les planchers, nous avons attribués une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigide dans leur plan pour satisfaire l'hypothèse.
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastrés (6DDL bloqués).

IV.3.3. Modélisation de masse

- La masse des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher. La masse est calculée par l'équation $(G+\beta Q)$ imposée par le RPA99/Version 2003 avec $(\beta=0.2)$ pour un bâtiment à usage d'habitation.
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir $2.5t/m^3$.
- La masse de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été répartie aux niveaux des poutres qui se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).
- La masse des escaliers a été répartie au niveau des poutres palières et les poutres des planchers délimitant la cage d'escalier (par plancher).

IV.3.4. Choix de la méthode de calcul

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure ont comme objectif de prévoir aux mieux le comportement réel de l'ouvrage.

Les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) propose trois méthodes de calcul des sollicitations.

- 1- La méthode statique équivalente.
- 2- La méthode d'analyse modale spectrale.
- 3- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

IV.3.4.1. La méthode statique équivalente

Les forces dynamiques réelles qui se développent dans la construction, sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales choisies par le projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

Les conditions d'applications de la méthode statique équivalente sont :

- Le bâtiment étudié satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plan au plus égale à 65 m en zones I et II et à 30m en zones III
- Le bâtiment étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres les conditions de hauteur énoncées en haut, et les conditions complémentaires suivantes :
 - * groupe d'usages 3 et 2, si la hauteur est inférieur ou égale à 5 niveaux ou 17m
 - * groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieur ou égale à 3 niveaux ou 10 m.
 - * groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 8m.
- La méthode statique équivalente n'est pas applicable dans le cas de notre bâtiment car la structure est classée dans un groupe d'usage 2 et sa hauteur est supérieure à 17 m (31.62 m).

IV.3.4.2. La méthode modale spectrale

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où les conditions d'utilisation de la méthode statique équivalente ne sont pas vérifiées.

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

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- Concentration des masses au niveau des planchers.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- La somme des coefficients des modes soit aux moins égales 90 %.
- 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 (3) dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{Et} \quad T_k \leq 0.20\text{sec}$$

Où : N représente le nombre de niveaux au-dessus du sol et T_k la période du mode K.

IV.4. Utilisation des spectres de réponse

La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse. Toute structure est assimilable à un oscillateur multiple, la réponse d'une structure à une accélération dynamique est fonction de l'amortissement (ζ) et de la pulsation naturelle (ω). Pour des accélérogrammes donnés, si on évalue les réponses maximales en fonction de la période (T), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est nommé spectre de réponse et qui aide à faire une lecture directe des déplacements maximaux d'une structure.

L'action sismique est représentée par un spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25 A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta(1,25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 0,3s \\ 2,5\eta(1,25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 0,3s \end{cases}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de la zone (A=0,20 : Zone IIb, groupe d'usage 2).

η : Facteur de correction d'amortissement.

R : Coefficient de comportement (R = 5 Mixtes portiques / voiles avec interaction)

Q : Facteur de qualité

La Figure V.13 ci-dessous, montre la représentation graphique du spectre de réponse

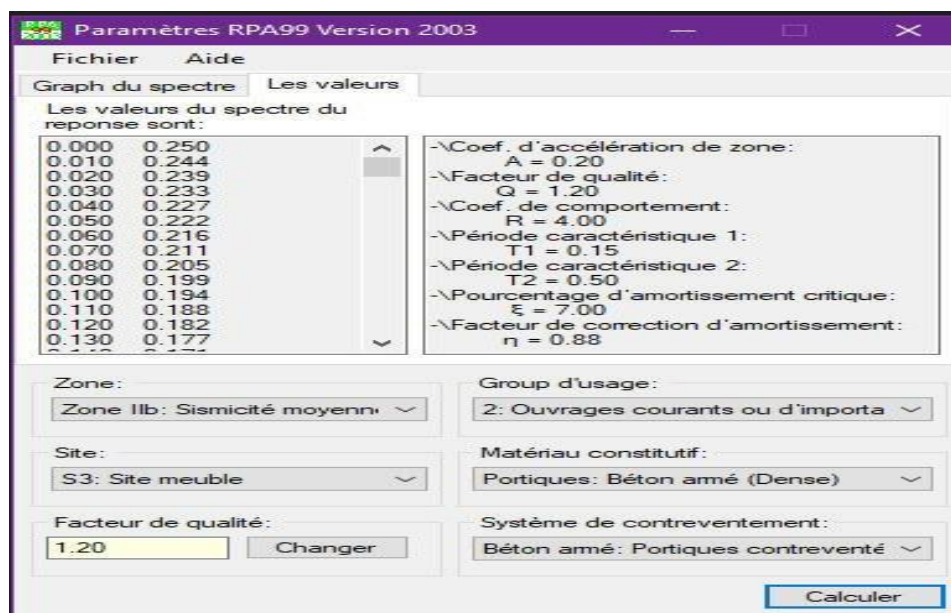


Figure IV.13. Spectre de réponse

■ **Calcul de force sismique total par la méthode statique équivalent:**

D'après l'art 4.2.3 de RPA99/version 2003, la force sismique totale V qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A.D.Q}{R}.W$$

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau (4.1) de RPA 99/version 2003 en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment

Dans notre cas, on est dans une Zone de type **IIb** et un Groupe **2**

Nous trouverons : $A = 0,20$

D : est un facteur d'amplification dynamique moyen qui est fonction de la catégorie de site du facteur de d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \eta (T_2/3,0)^{2/3} (3,0/T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

Avec:

T_2 : période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau **4.7** du RPA99/ version 2003

$T_2=0,50s$ pour un site meuble nommée S_3

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

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

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

$\eta = 0,88$ avec $\xi = 7\%$

W: poids total de la structure

Le RPA99 version 2003 préconise de calculer le poids total de la structure de la manière suivante :

$$W = \sum W_{étage}^i \quad \text{tel que :} \quad W_{étage}^i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$W_{étage}^i$: représente le poids concentré au niveau du centre de masse du plancher i .

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes (plancher i).

W_{Qi} : surcharge d'exploitation (plancher i).

$\beta = 0,2$ pour les étages à usage habitation ou bureau (c'est le coefficient de pondération il est fonction de la nature et de la charge d'exploitation).

Q: facteur de qualité en fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui constituent
- la régularité en plan et en élévation
- la qualité du contrôle de la construction

La valeur de Q est donnée par la formule : $Q = 1 + \sum P_q$.

R : coefficient de comportement global de la structure il est en fonction du système de contreventement

T:est la période fondamentale de la structure.

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

Plusieurs formules empiriques pour le calcul de la période fondamentale sont proposées par le **RPA99 version 2003**, nous choisirons la formule qui donne la plus petite valeur soit:

$$T = C_T . h_n^{3/4} \text{ Ou } T = \frac{0,09 . h_n}{\sqrt{D}}$$

Avec :

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

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

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

IV.5. Calcul au séisme:

IV.5.1. Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente:

$$\text{Soit } V = \frac{ADQ}{R} W$$

$A = 0,20$ (zone IIb ; groupe 2)

$\eta = 0,88$ avec $\xi = 7\%$

$R=5$ (Mixtes portiques / voiles avec interaction).

$T_1 = 0,15$ s

$T_2 = 0,50$ s

- facteur de qualité **Q** :

Tableau IV.1. Facteur de qualité Q

Critère q	Pq	
	Observé	N/observé
1. Condition minimales sur les files de contreventement	0,00	0,05
2. Redondance en plan	0,00	0,05
3. Régularité en plan	0,00	0,05
4. Régularité en élévation	0,00	0,05
5. contrôle de la qualité des matériaux	0,00	0,05
6. contrôle de la qualité de l'exécution	0,00	0,10
$q = 1 + 0,05 + 0,05 + 0,10 = 1,20$		

$W = 46716,495$ KN (tirer du fichier résultat du ETABS.V.9)

$$T = C_T . h_n^{3/4} = 0,05 \times (30,60)^{3/4} = 0,65$$

$$T = \frac{0,09 . h_n}{\sqrt{D}}$$

Application numérique:

$$h_n = 30,60 \text{ m}$$

$$\bullet \text{ sens X-X: } D = 27,55 \text{ m} \Rightarrow T_X = \frac{0,09 \times 30,60}{\sqrt{25,55}} = 0,52 \text{ s}$$

$$\bullet \text{ sens Y-Y: } D = 25,3 \text{ m} \Rightarrow T_Y = \frac{0,09 \times 30,60}{\sqrt{25,30}} = 0,55 \text{ s}$$

$$\Rightarrow T_X = 0,52 \text{ s}$$

$$\Rightarrow T_Y = 0,55 \text{ s}$$

$$\text{Alors: } T_2 < T_X < 3 \text{ s} \Rightarrow D_X = 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T_X} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$D_X = 2,5 (0,88) \cdot \left(\frac{0,50}{0,52} \right)^{\frac{2}{3}} = 2,14$$

$$T_2 < T_Y < 3 \text{ s} \Rightarrow D_Y = 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T_Y} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$D_Y = 2,5 (0,88) \left(\frac{0,50}{0,55} \right)^{\frac{2}{3}} = 2,06$$

$$D_X = 2,14$$

$$D_Y = 2,06$$

Et donc :

$$V_X = \frac{(0,20)(2,14)(1,20)}{4} (45130,100) = 5794,92 \text{ KN} \Rightarrow 0,8 V_X = 4635,13 \text{ KN}$$

$$V_Y = \frac{(0,20)(2,06)(1,20)}{4} (45130,100) = 5578,40 \text{ KN} \Rightarrow 0,8 V_Y = 4462,72 \text{ KN}$$

IV.5.2. Résultantes des forces sismiques de calcul:

L'une des vérifications préconisée par le **RPA99** version 2003 (art 4.3.6) est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de celle déterminée par l'utilisation de la méthode statique équivalente V .

Si $V_t < 0,8 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport : $r = \frac{0,8V}{V_t}$.

IV.5.3. Vérifications exigées par le RPA 99/version 2003

Pour les deux méthodes de calcul, le RPA 99/version 2003 exige les vérifications suivantes :

- Vérification de comportement pour les trois premiers modes
- Vérification des périodes
- Vérification de participation massique
- Vérification de la résultante des forces sismiques

- Vérification de déplacements inter-étages
- Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ

IV.6. Interprétation des résultats

Nous présenterons les différents modèles de disposition des voiles de contreventement, ainsi que les vérifications nécessaires et les résultats de l'analyse sismique réalisée par l'ETABS.

IV.6.1. Modèle 1 :

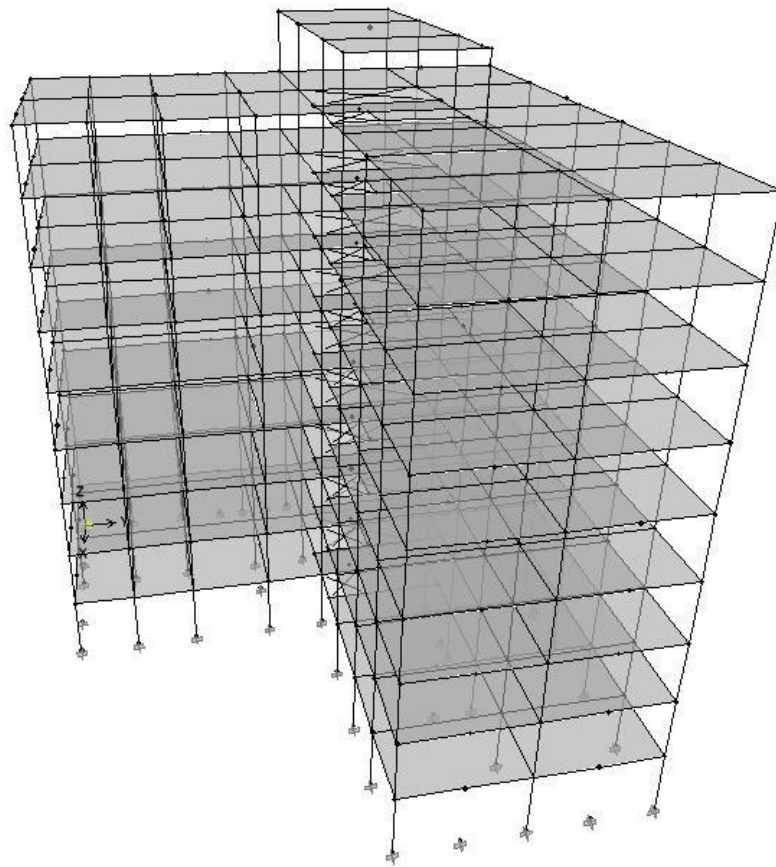


Figure IV.14.Modèle initiale sans voiles 3D.

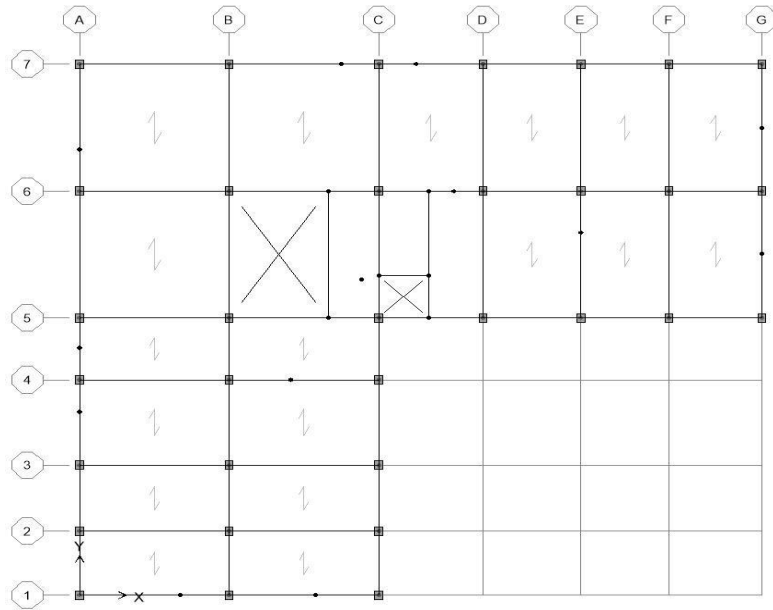


Figure IV.15. Modèle initiale sans voiles

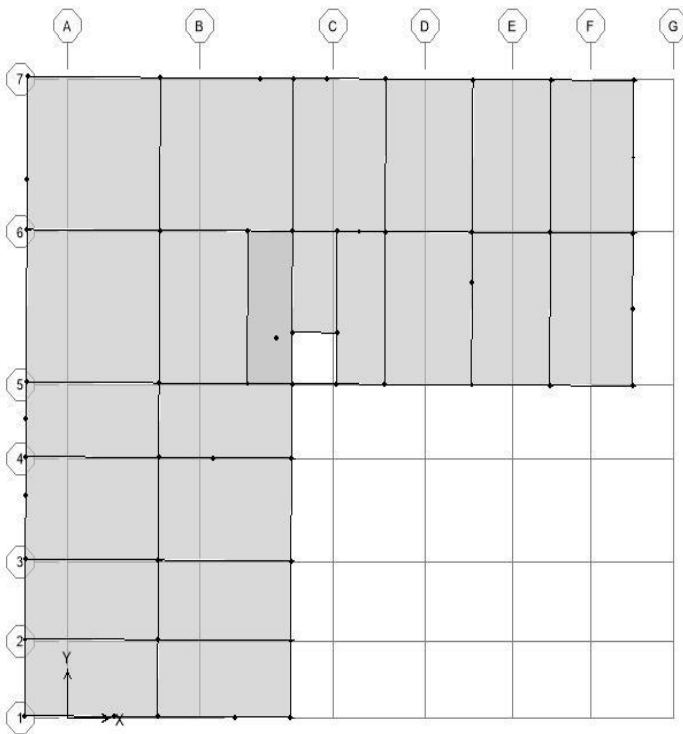


Figure IV.16. mode 1. Translation y

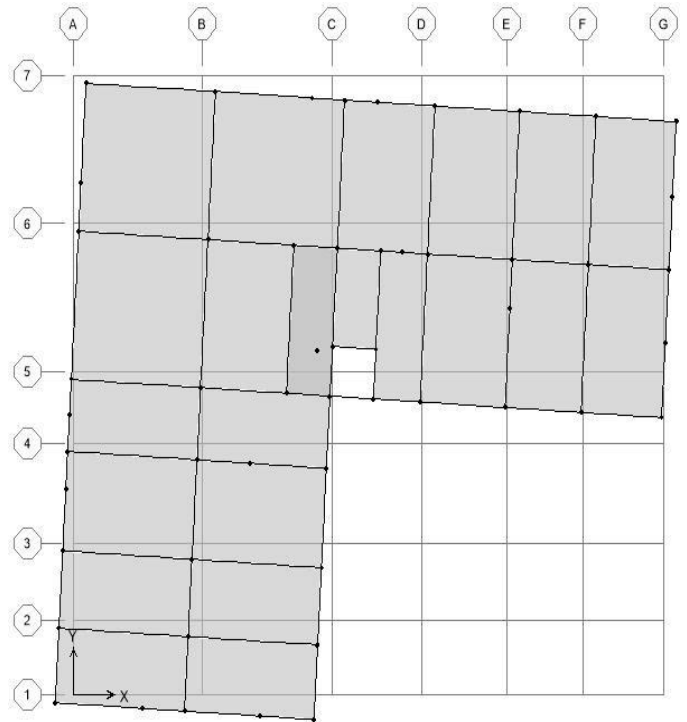


Figure IV.17. mode 2. Translation x

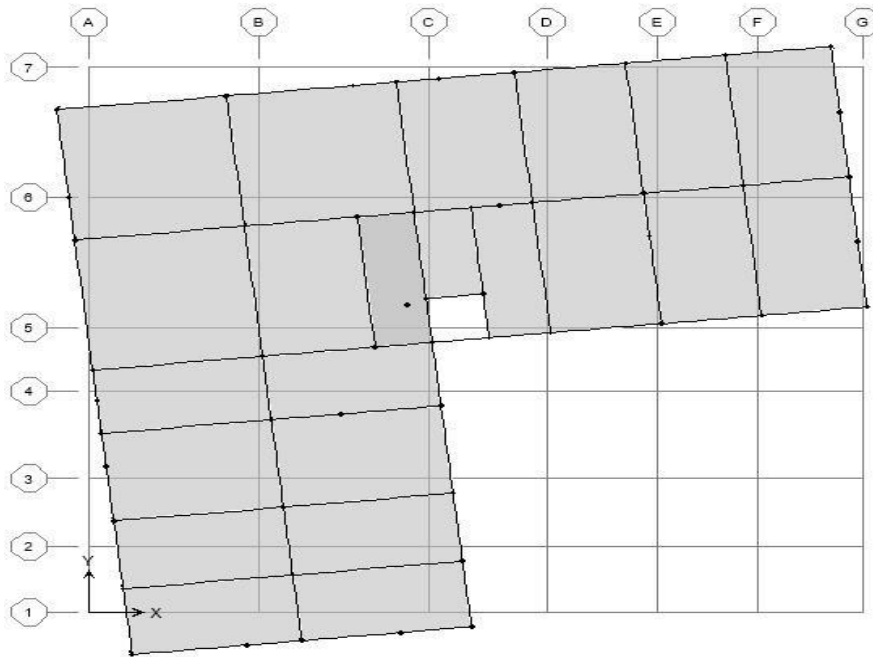


Figure IV.18.mode 3. Rotation z

IV.6.1.1. Vérification des périodes

Les valeurs des périodes T données par l'ETABS ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de 30 %.

Tableau IV.2. Périodes et facteurs de participation massique modale

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	Mode	Period
1	1.010156	75.779	0.0241	75.779	0.0241	1	1.010156
2	0.935528	0.0001	54.0352	75.7791	54.0593	2	0.935528
3	0.853607	0.1039	22.2038	75.8829	76.2631	3	0.853607
4	0.37203	11.8115	0.0058	87.6944	76.269	4	0.37203
5	0.329577	0.0091	8.7468	87.7035	85.0157	5	0.329577
6	0.307992	0.004	2.9737	87.7075	87.9894	6	0.307992
7	0.230502	3.7091	0.0005	91.4166	87.99	7	0.230502
8	0.197264	0.0052	3.6914	91.4219	91.6814	8	0.197264
9	0.188244	0.1163	0.0071	91.5382	91.6884	9	0.188244
10	0.183142	1.7091	0.0042	93.2473	91.6926	10	0.183142
11	0.156072	0.0013	0.7894	93.2486	92.482	11	0.156072
12	0.154603	0.0024	0.9476	93.251	93.4296	12	0.154603

Tableau IV.3. Vérification des périodes

	T_{RPA} (s)	T_{ETABS} (s)	$1.3 \times T_{RPA}$ (s)	$T_{ETABS} \leq 1.3T_{RPA}$
X	0,52	1,01	0,67	Non vérifiée

IV.6.1.2. Vérification de participation massique

Pour les structures représentées par des modèles plans deux direction, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure d'après RPA99 (version 2003). Le tableau IV.3 donne le pourcentage de participation massique.

Tableau IV.4. Pourcentage de participation massique

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
1	1.010156	75.779	0.0241	75.779	0.0241
2	0.935528	0.0001	54.0352	75.7791	54.0593
3	0.853607	0.1039	22.2038	75.8829	76.2631
4	0.37203	11.8115	0.0058	87.6944	76.269
5	0.329577	0.0091	8.7468	87.7035	85.0157
6	0.307992	0.004	2.9737	87.7075	87.9894
7	0.230502	3.7091	0.0005	91.4166	87.99

IV.6.1.3. Vérification de la résultante des forces sismiques

La résultante de forces sismique à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales doit être supérieure à 80% de la résultante des forces sismiques V déterminée par la méthode statique équivalente pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. Soit : $V_T \geq 0.8 V$.

• **Calcul de la force sismique totale**

La force sismique totale V donnée au tableau IV.4, est calculée dans les deux directions X, Y par les formules :

$$V_x = \frac{A \cdot D_x \cdot Q_x}{R} \cdot W$$

$$V_y = \frac{A \cdot D_y \cdot Q_y}{R} \cdot W$$

Tableau IV.5. Calcul de force sismique

A	D _x	D _y	R	Q _x	Q _y	∑W _i (KN)	V _x (KN)	V _y (KN)
0,20	2,14	2,06	4	1,20	1,20	45130,1	5794,92	5578,40

Le tableau IV.6 regroupe la vérification de la résultante de force sismique

Tableau IV.6. Vérification de la résultante de force sismique

	V (KN)	V _t (KN)	0,8V	V _t ≥ 0,8V
X	5794,92	3819,82	4635,13	Non
Y	5578,40	4207,83	4569,72	Non

Selon RPA 99/ version 2003, il faut augmenter tous les paramètres de réponse (forces, déplacement, moments,) par le rapport : 0,8V/V_t.

IV.6.1.4. Vérification des déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure et calculé comme suit :

$$\delta_K = R \delta_{ek}$$

δ_{ek} Déplacement du aux forces sismique

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est calculé par : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Selon RPA 99 /version 2003, le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser.

$$\Delta_{K\text{-limite}} = 0.01h_e$$

h_e : la hauteur de l'étage k

Les résultats de la vérification des déplacements inter-étages selon les deux sens sont regroupés dans les Tableaux ci-dessous.

Tableau IV.7. Vérification des déplacements inter-étages sens EX

Story	Diaphragm	Load	UX	UY	d	R*d	D	1% he	D≤1% he
ETAGE9	ETAGE10	EX	0.0371	0.0019	0.03714862	0.18574310	0.011656199	0.0306	ok
ETAGE8	ETAGE9	EX	0.0348	0.0011	0.03481738	0.17408690	0.014008798	0.0306	ok
ETAGE7	ETAGE8	EX	0.032	0.001	0.03201562	0.16007810	0.017007319	0.0306	ok
ETAGE6	ETAGE7	EX	0.0286	0.0009	0.02861415	0.14307078	0.021504961	0.0306	ok
ETAGE5	ETAGE6	EX	0.0243	0.0008	0.02431316	0.12156582	0.020521281	0.0306	ok
ETAGE4	ETAGE5	EX	0.0202	0.0006	0.02020890	0.10104454	0.023004491	0.0306	ok
ETAGE3	ETAGE4	EX	0.0156	0.0005	0.01560801	0.07804005	0.022019968	0.0306	ok
ETAGE2	ETAGE3	EX	0.0112	0.0003	0.01120401	0.05602008	0.023004938	0.0306	ok
ETAGE1	ETAGE2	EX	0.0066	0.0002	0.00660303	0.03301514	0.020005536	0.0306	ok

Tableau IV.8. Vérification des déplacements inter-étages sens EY

Story	Diaphragm	Load	UX	UY	delta ek	R*d	D	1% he	D≤1% he
ETAGE9	ETAGE10	EY	0.0028	0.03	0.03013038	0.15065191	0.005582106	0.0306	ok
ETAGE8	ETAGE9	EY	0.0009	0.029	0.02901396	0.14506981	0.010524279	0.0306	ok
ETAGE7	ETAGE8	EY	0.0007	0.0269	0.02690910	0.13454553	0.0130085	0.0306	ok
ETAGE6	ETAGE7	EY	0.0006	0.0243	0.02430740	0.12153703	0.017506988	0.0306	ok
ETAGE5	ETAGE6	EY	0.0005	0.0208	0.02080600	0.10403004	0.017506925	0.0306	ok
ETAGE4	ETAGE5	EY	0.0004	0.0173	0.01730462	0.08652311	0.019506329	0.0306	ok
ETAGE3	ETAGE4	EY	0.0003	0.0134	0.01340335	0.06701678	0.019006373	0.0306	ok
ETAGE2	ETAGE3	EY	0.0002	0.0096	0.00960208	0.04801041	0.020005952	0.0306	ok
ETAGE1	ETAGE2	EY	0.0001	0.0056	0.00560089	0.02800446	0.017492566	0.0306	ok

Conclusion

La période fondamentale et le déplacement inter étage dans les deux sens, ne sont pas vérifiés, Donc on doit augmenter la rigidité de la structure par l'ajout des voiles.

IV.6.2. Modèle 2 :

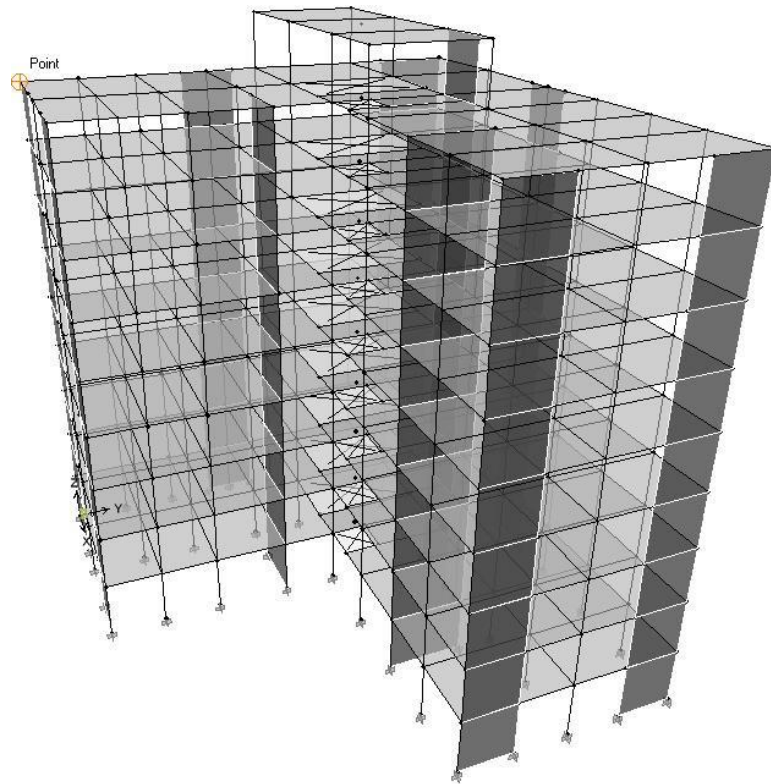


Figure IV.19. Modèle 2 de disposition des voiles

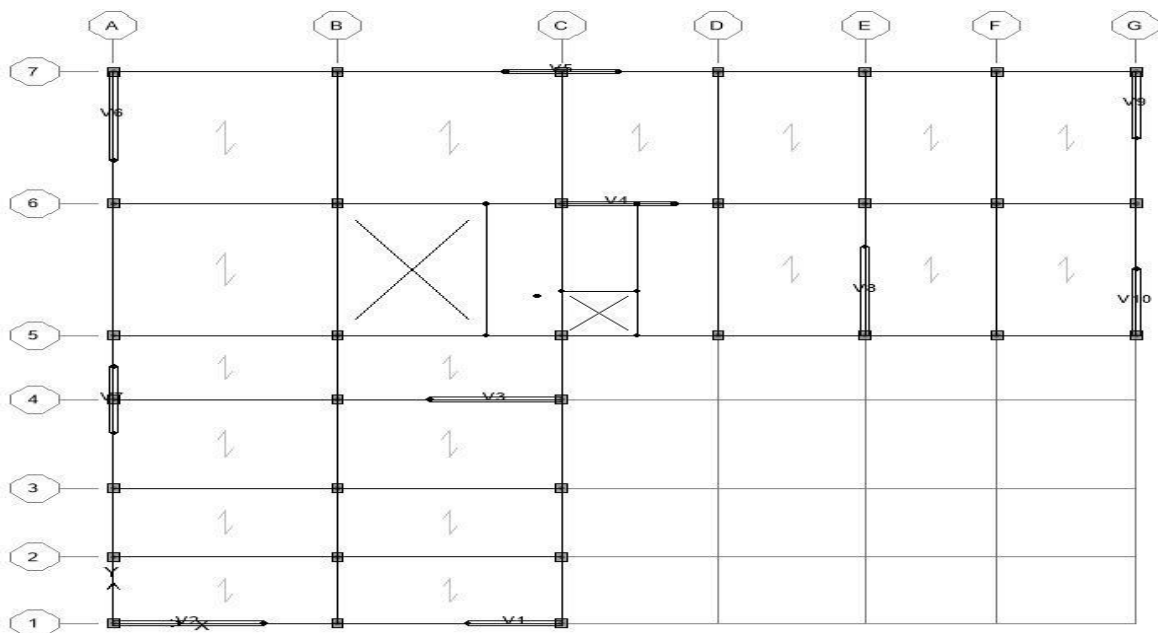


Figure IV.20. Modèle 2 de disposition des voiles

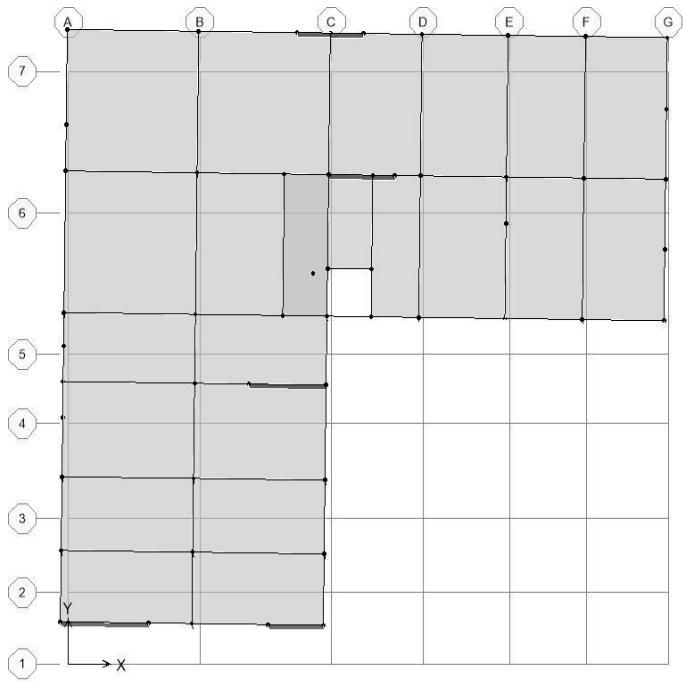


Figure IV.22.mode 2. Translation y

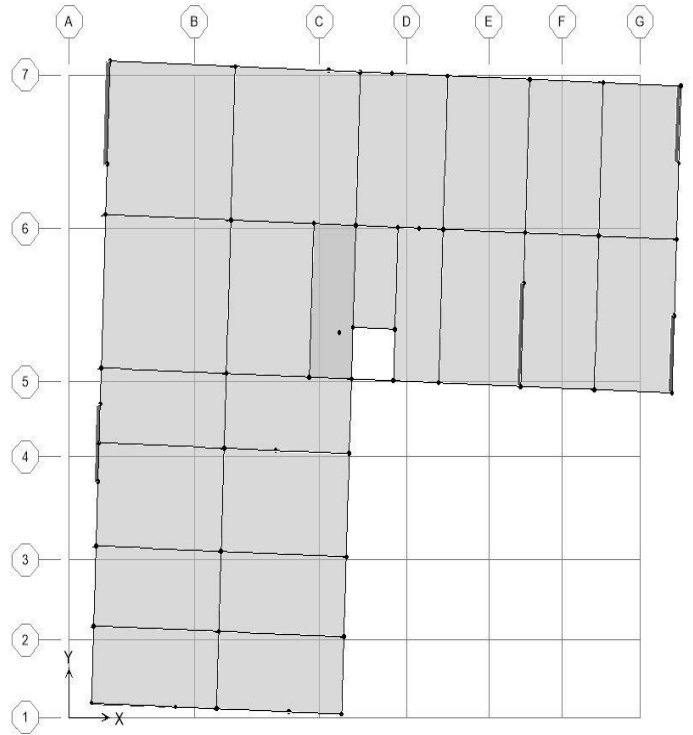


Figure IV.21.mode 1. Translation x

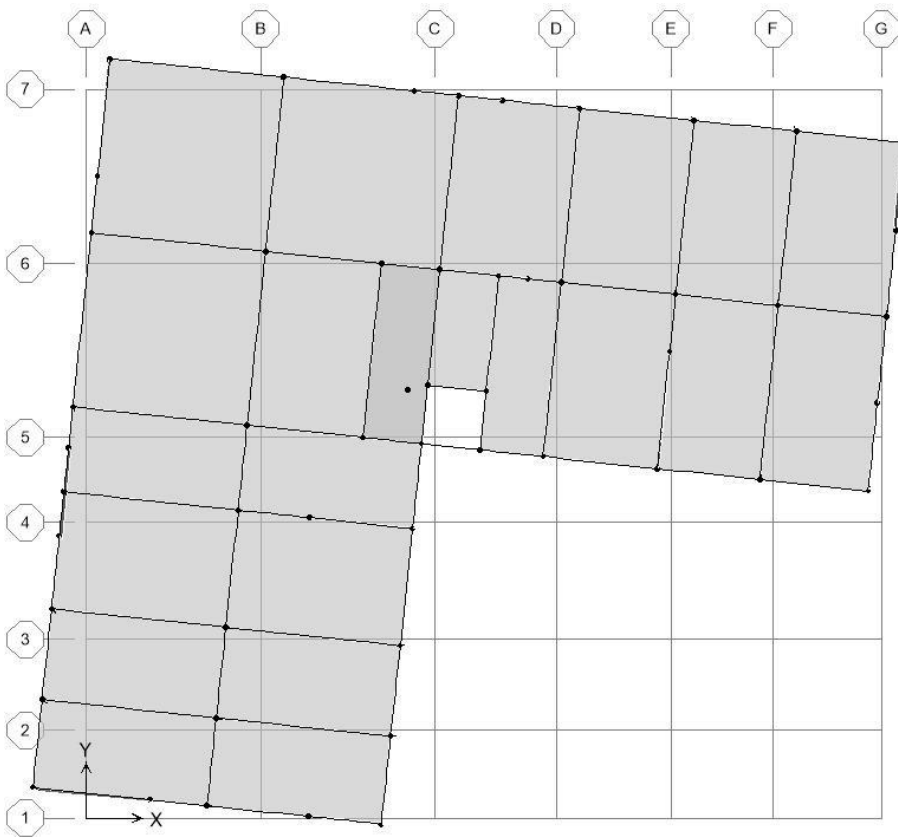


Figure IV.23.mode 3. Rotation z

IV.6.2.1. Vérification des périodes

Tableau IV.9. Périodes et facteurs de participation massique modale

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0.67535	65.3679	0.5592	0	65.3679	0.5592	0
2	0.609383	0.8834	68.5439	0	66.2513	69.103	0
3	0.453444	3.6	0.8908	0	69.8513	69.9938	0
4	0.202849	13.9209	0.406	0	83.7722	70.3998	0
5	0.189014	0.4483	9.5259	0	84.2204	79.9257	0
6	0.163196	0.3569	1.5198	0	84.5774	81.4456	0
7	0.149371	0.0008	5.22	0	84.5782	86.6655	0
8	0.122633	1.4976	0.2058	0	86.0758	86.8713	0
9	0.095558	5.408	0.0529	0	91.4838	86.9242	0
10	0.07842	0.1217	5.9396	0	91.6056	92.8638	0
11	0.060025	2.7581	0.0206	0	94.3636	92.8844	0
12	0.055451	0.3146	0.1051	0	94.6783	92.9895	0

Tableau IV.10. Vérification des périodes

	T_{RPA} (s)	T_{ETABS} (s)	$1.3 \times T_{RPA}$ (s)	$T_{ETABS} \leq 1.3 T_{RPA}$
X	0,52	0,68	0,67	Non vérifiée

IV.6.2.2. Vérification de participation massique

Tableau IV.11 Pourcentage de participation massique

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX
1	0.67535	65.3679	0.5592	0	65.3679
2	0.609383	0.8834	68.5439	0	66.2513
3	0.453444	3.6	0.8908	0	69.8513
4	0.202849	13.9209	0.406	0	83.7722
5	0.189014	0.4483	9.5259	0	84.2204
6	0.163196	0.3569	1.5198	0	84.5774
7	0.149371	0.0008	5.22	0	84.5782
8	0.122633	1.4976	0.2058	0	86.0758
9	0.095558	5.408	0.0529	0	91.4838

IV.6.2.3. Vérification de la résultante des forces sismiques

La résultante de forces sismique à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales doit être supérieure à 80% de la résultante des forces sismiques V déterminée par la méthode statique équivalente pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. Soit : $V_T \geq 0.8 V$.

- **Calcul de la force sismique totale**

La force sismique totale V donnée au tableau IV.11, est calculée dans les deux directions X, Y par les formules :

$$V_x = \frac{A \cdot D_x \cdot Q_x}{R} \cdot W$$

$$V_y = \frac{A \cdot D_y \cdot Q_y}{R} \cdot W$$

Tableau IV.12. Calcul de force sismique

A	D _x	D _y	R	Q _x	Q _y	∑W _i (KN)	V _x (KN)	V _y (KN)
0,20	2,14	2,06	4	1,20	1,20	49903.69	6407.63	6168.09

Le tableau IV.13 regroupe la vérification de la résultante de force sismique

Tableau IV.13. Vérification de la résultante de force sismique

	V (KN)	V _t (KN)	0,8*V	V _t ≥ 0.8V
X	6407.63	3819.82	5126.10	Non
Y	6168.09	4207.83	4934.47	Non

Selon RPA 99/ version 2003, il faut augmenter tous les paramètres de réponse (forces, déplacement, moments,) par le rapport : $0.8V/V_t$

IV.6.2.4. Vérification des déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = R\delta_{ek}$$

δ_{ek} Déplacement du aux forces sismique

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est calculé par : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Selon RPA 99 /version 2003, le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser.

$$\Delta K\text{-limite} = 0.01h_e$$

h_e : la hauteur de l'étage k

Les résultats de la vérification des déplacements inter-étages selon les deux sens sont regroupés dans les tableaux ci-dessous.

Tableau IV.14. Vérification des déplacements inter-étages sens EX

Story	Diaphragm	Load	UX	UY	d	R*d	D	1% he	D≤1% he
ETAGE9	ETAGE10	EX	0.0237	0.0035	0.023957045	0.119785224	0.016251414	0.0306	ok
ETAGE8	ETAGE9	EX	0.0206	0.0021	0.020706762	0.103533811	0.012587398	0.0306	ok
ETAGE7	ETAGE8	EX	0.0181	0.0018	0.018189283	0.090946413	0.013084355	0.0306	ok
ETAGE6	ETAGE7	EX	0.0155	0.0015	0.015572412	0.077862058	0.013532826	0.0306	ok
ETAGE5	ETAGE6	EX	0.0128	0.0013	0.012865846	0.064329231	0.01358231	0.0306	ok
ETAGE4	ETAGE5	EX	0.0101	0.001	0.010149384	0.050746921	0.013581749	0.0306	ok
ETAGE3	ETAGE4	EX	0.0074	0.0007	0.007433034	0.037165172	0.013035315	0.0306	ok
ETAGE2	ETAGE3	EX	0.0048	0.0005	0.004825971	0.024129857	0.011540179	0.0306	ok
ETAGE1	ETAGE2	EX	0.0025	0.0003	0.002517936	0.012589678	0.008558549	0.0306	ok
RDC	ETAGE1	EX	0.0008	0.0001	0.000806226	0.004031129	0.004031129	0.0408	ok

Tableau IV.15. Vérification des déplacements inter-étages sens EY

Story	Diaphragm	Load	UX	UY	delta ek	R*d	D	1% he	D≤1% he
ETAGE9	ETAGE10	EY	0.0027	0.0209	0.02107368	0.105368401	0.013580603	0.0306	ok
ETAGE8	ETAGE9	EY	0.0024	0.0182	0.01835756	0.091787799	0.011101679	0.0306	ok
ETAGE7	ETAGE8	EY	0.0021	0.016	0.016137224	0.08068612	0.011597409	0.0306	ok
ETAGE6	ETAGE7	EY	0.0018	0.0137	0.013817742	0.069088711	0.012093097	0.0306	ok
ETAGE5	ETAGE6	EY	0.0015	0.0113	0.011399123	0.056995614	0.012092941	0.0306	ok
ETAGE4	ETAGE5	EY	0.0012	0.0089	0.008980535	0.044902673	0.012587815	0.0306	ok
ETAGE3	ETAGE4	EY	0.0009	0.0064	0.006462971	0.032314857	0.011101654	0.0306	ok
ETAGE2	ETAGE3	EY	0.0006	0.0042	0.004242641	0.021213203	0.010111402	0.0306	ok
ETAGE1	ETAGE2	EY	0.0003	0.0022	0.00222036	0.011101802	0.007566268	0.0306	ok
RDC	ETAGE1	EY	0.0001	0.0007	0.000707107	0.003535534	0.003535534	0.0408	ok

Conclusion

La période fondamentale n'est pas vérifiée.

Donc on doit augmenter la rigidité de la structure par l'ajout des voiles.

IV.6.3. Modèle final

La Figure IV.16 montre la disposition finale des voiles de contreventement. Notre structure est contreventée par (18) voiles, disposés pour assurer un bon comportement dynamique du bâtiment sous l'effet de l'action sismique, et pour améliorer son comportement ductile, qualité structurale indispensable dans les régions de forte sismicité.

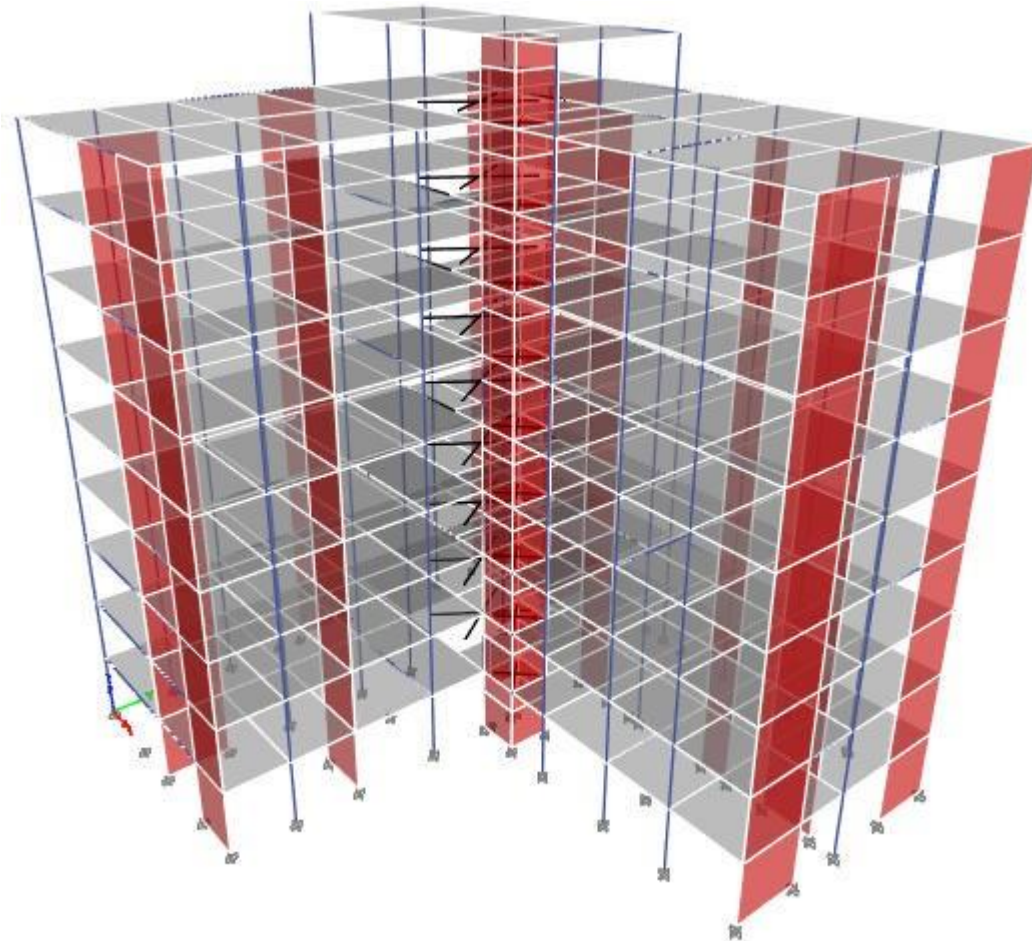


Figure IV.24. Modèle finale de disposition des voiles 3D

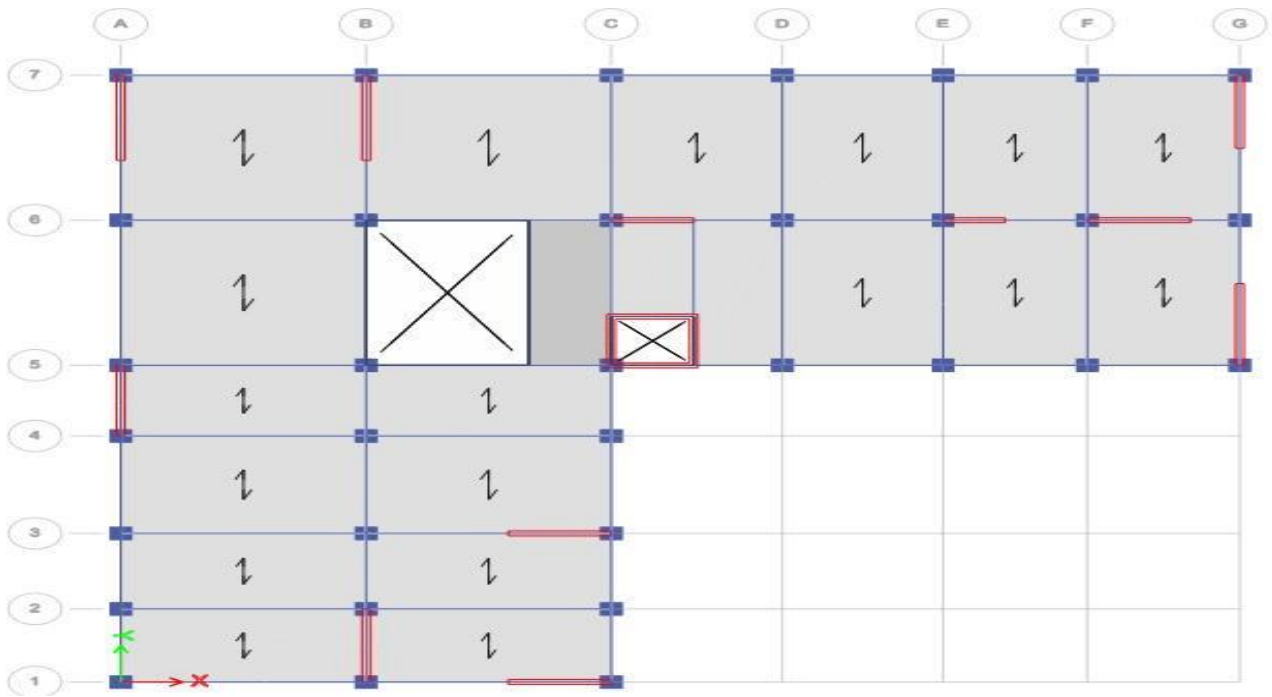


Figure IV.25. Modèle finale de disposition des voiles

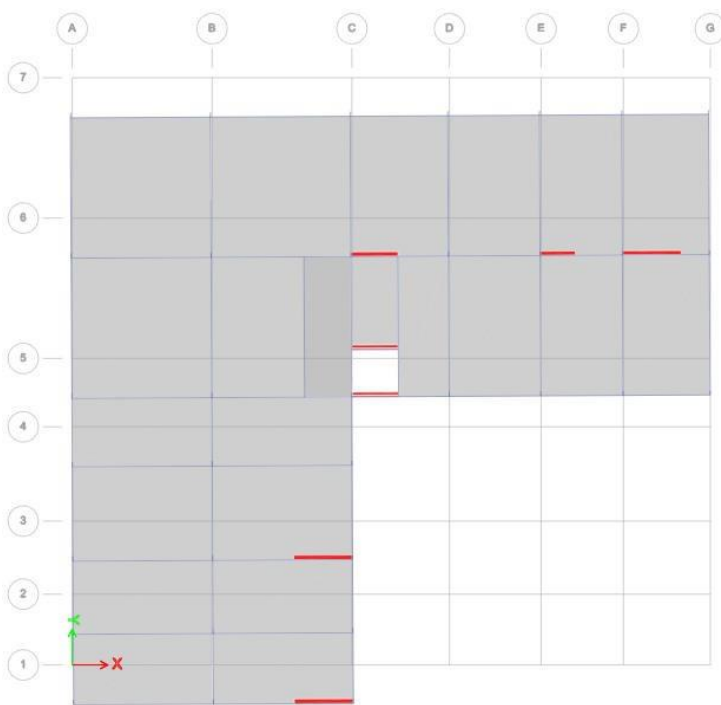


Figure IV.27.mode 2 Translation y

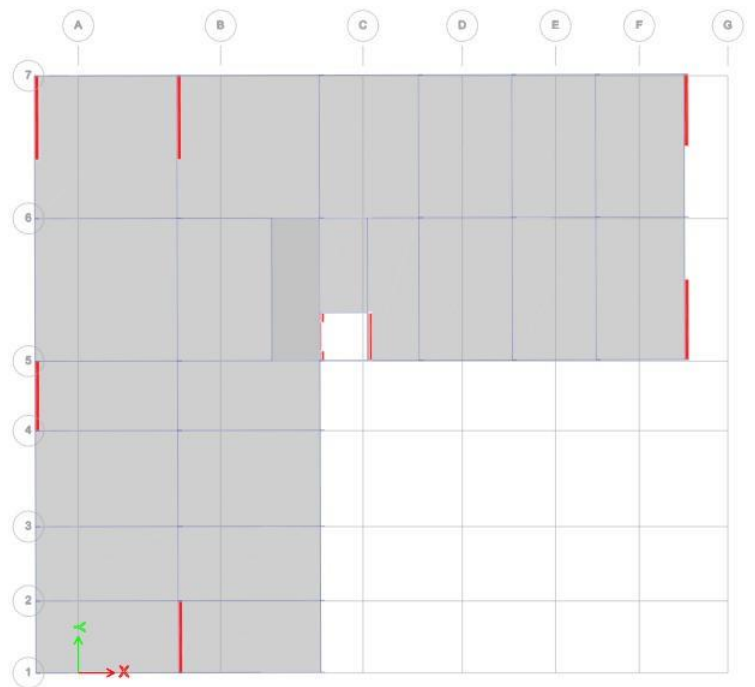


Figure IV.26.mode 1 Translation x

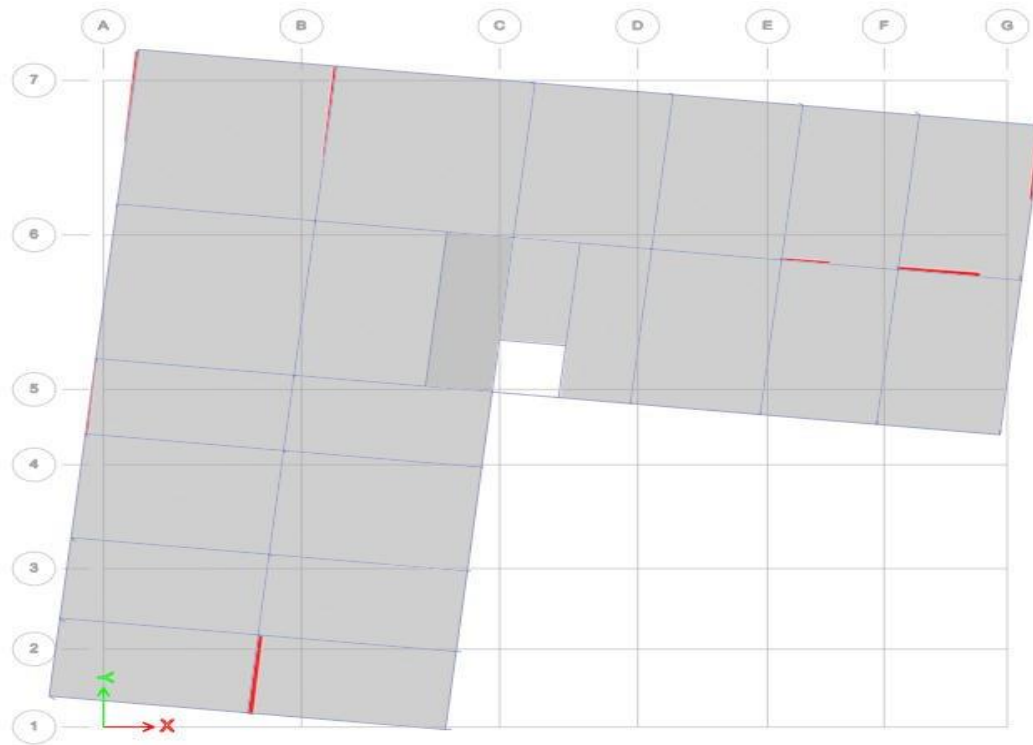


Figure IV.28. Mode 3 Rotation z

IV.6.3.1. Vérification des périodes

Tableau IV.16. Périodes et facteurs de participation massique modale

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0.654	0.7191	0.0001	0	0.7191	0.0001	0
2	0.592	0.0001	0.691	0	0.7192	0.6911	0
3	0.516	0.0003	0.0012	0	0.7195	0.6923	0
4	0.201	0.1417	0.000001671	0	0.8612	0.6923	0
5	0.169	0.0001	0.1454	0	0.8613	0.8377	0
6	0.15	0.002	0.0035	0	0.8633	0.8412	0
7	0.128	0.0013	0.0181	0	0.8646	0.8594	0
8	0.1	0.0546	0.0011	0	0.9192	0.8605	0
9	0.075	0.0017	0.0549	0	0.9209	0.9153	0
10	0.066	0.0058	0.001	0	0.9267	0.9163	0
11	0.063	0.0193	0.0068	0	0.946	0.9231	0
12	0.051	0.0083	0.011	0	0.9543	0.9341	0

Constatations :

Ce modèle présente une période fondamentale $T=0,65s$

- Le premier mode est un mode de translation.
- Le deuxième mode est un mode de translation
- Le troisième mode est un mode de rotation.
- La participation massique atteint les 90% (dans les deux sens) à partir du 9^{ème} mode

IV.6.3.2. Vérification des périodes

La vérification des périodes est donnée au tableau IV.17

Tableau IV.17. Vérification des périodes

	T_{RPA} (s)	T_{ETABS} (s)	$1,3 \times T_{RPA}$ (s)	$T_{ETABS} \leq 1,3 \times T_{RPA}$
X	0,52	0,65	0,67	Oui

IV.6.3.3. Vérification de participation massique

La vérification de pourcentage de participation massique est donnée au tableau IV.18

Tableau IV.18. Facteurs de participation massique modale

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
1	0.654	0.7191	0.0001	0.7191	0.0001
2	0.592	0.0001	0.691	0.7192	0.6911
3	0.516	0.0003	0.0012	0.7195	0.6923
4	0.201	0.1417	0.000001671	0.8612	0.6923
5	0.169	0.0001	0.1454	0.8613	0.8377
6	0.15	0.002	0.0035	0.8633	0.8412
7	0.128	0.0013	0.0181	0.8646	0.8594
8	0.1	0.0546	0.0011	0.9192	0.8605

IV.6.3.4. Vérification de la résultante des forces sismiques

Or d'après le fichier des résultats de l'ETABS on a :

$$V_{dynamique} \geq 0,8 V_{statique}$$

$$V_{x_{dynamique}} = V_N^x = 5248,76 \text{ KN}$$

$$V_{y_{dynamique}} = V_N^y = 5104,62 \text{ KN}$$

Les tableaux IV.19 et IV.20 présentent le calcul et la vérification de la résultante des forces sismiques.

Tableau IV.19. Calcul de la force sismique

A	D _x	D _y	R	Q _x	Q _y	ΣW _i (KN)	V _x (KN)	V _y (KN)
0,20	2,09	2,14	4	1,20	1,20	49530,61	6359.73	6211.13

Tableau IV.20. Vérification de la résultante des forces sismique de calcul

	V (KN)	V _t (KN)	0,8*V	V _t ≥ 0,8*V
X	5141.63	5248,76	5078.87	Oui
Y	4949.42	5104,62	4968.91	Oui

IV.6.3.5. Vérification des déplacements

Les déplacements inter-étages dans les deux sens sont regroupés dans les tableaux présentés ci-dessous

Tableau IV.21. Vérification des déplacements inter-étages sens EX

Story	Diaphragm	Load	UX	UY	δ	R*δ	Δ	1% he	Δ ≤ 1% he
ETAGE9	ETAGE10	EX	0.022705	0.000879	0.02272201	0.11361004	0.01139764	0.0306	ok
ETAGE8	ETAGE9	EX	0.020441	0.000246	0.02044248	0.1022124	0.01045563	0.0306	ok
ETAGE7	ETAGE8	EX	0.01835	0.000223	0.01835135	0.09175677	0.01158016	0.0306	ok
ETAGE6	ETAGE7	EX	0.016034	0.000206	0.01603532	0.08017662	0.0128154	0.0306	ok
ETAGE5	ETAGE6	EX	0.013471	0.000183	0.01347224	0.06736121	0.01354056	0.0306	ok
ETAGE4	ETAGE5	EX	0.010763	0.000156	0.01076413	0.05382065	0.01391068	0.0306	ok
ETAGE3	ETAGE4	EX	0.007981	0.000126	0.00798199	0.03990997	0.01342589	0.0306	ok
ETAGE2	ETAGE3	EX	0.005296	0.000093	0.00529682	0.02648408	0.01223623	0.0306	ok
ETAGE1	ETAGE2	EX	0.002849	0.000057	0.00284957	0.01424785	0.00956167	0.0306	ok
RDC	ETAGE1	EX	0.000937	0.000021	0.00093724	0.00468618	0.00468618	0.0408	ok

Tableau IV.22. Vérification des déplacements inter-étages sens EY

Story	Diaphragm	Load	UX	UY	delta ek	R*δ	Δ	1% he	Δ≤1% he
ETAGE9	ETAGE10	EY	0.000598	0.021118	0.02112647	0.10563233	0.01491794	0.0306	ok
ETAGE8	ETAGE9	EY	0.000261	0.018141	0.01814288	0.09071439	0.01109623	0.0306	ok
ETAGE7	ETAGE8	EY	0.000228	0.015922	0.01592363	0.07961816	0.01160603	0.0306	ok
ETAGE6	ETAGE7	EY	0.000197	0.013601	0.01360243	0.06801213	0.01218096	0.0306	ok
ETAGE5	ETAGE6	EY	0.000166	0.011165	0.01116623	0.05583117	0.01234101	0.0306	ok
ETAGE4	ETAGE5	EY	0.000134	0.008697	0.00869803	0.04349016	0.01213585	0.0306	ok
ETAGE3	ETAGE4	EY	0.000104	0.00627	0.00627086	0.03135431	0.01123543	0.0306	ok
ETAGE2	ETAGE3	EY	0.000079	0.004023	0.00402378	0.02011888	0.00968538	0.0306	ok
ETAGE1	ETAGE2	EY	0.000054	0.002086	0.0020867	0.01043349	0.00712132	0.0306	ok
RDC	ETAGE1	EY	0.000024	0.000662	0.00066243	0.00331217	0.00331217	0.0408	ok

Conclusion

Tous les paramètres sont vérifiés pour ce modèle, on doit vérifier l'effet P-Δ, afin de passer au ferrailage des éléments de contreventement (portiques-voiles)

- **Vérification de l'effort réduit**

Il faut vérifier le rapport :

$$\vartheta = \frac{N}{B \times F_{c28}} \leq 0,3$$

Avec :

N_d : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : l'aire (section brute) de cette dernière.

f_{c28} : la résistance caractéristique du béton à 28 jours (25 MPA).

Tableau IV.23. Vérification de l'effort réduit pour les poteaux centraux.

Section [cm x cm]	Efforts N [kn]	ϑ	Observation <0,3
RDC 50*60	1790,21	0,29	Vérifiée
1ere 50*60	1790,21	0,29	Vérifiée
2eme 45*55	1790,21	0,29	Vérifiée
3eme 45*55	1208,23	0,24	Vérifiée
4eme 40*50	1208,23	0,24	Vérifiée
5eme 40*50	1208,23	0,24	Vérifiée
6eme 35*45	1208,23	0,24	Vérifiée
7eme 35*45	869,46	0,22	Vérifiée
8eme 30*40	869,46	0,22	Vérifiée

IV.6.3.6. Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ

L'effet P-Δ est le moment additionnel dû au produit de l'effort normal dans un poteau au niveau d'un nœud de la structure par le déplacement horizontal du nœud considéré.

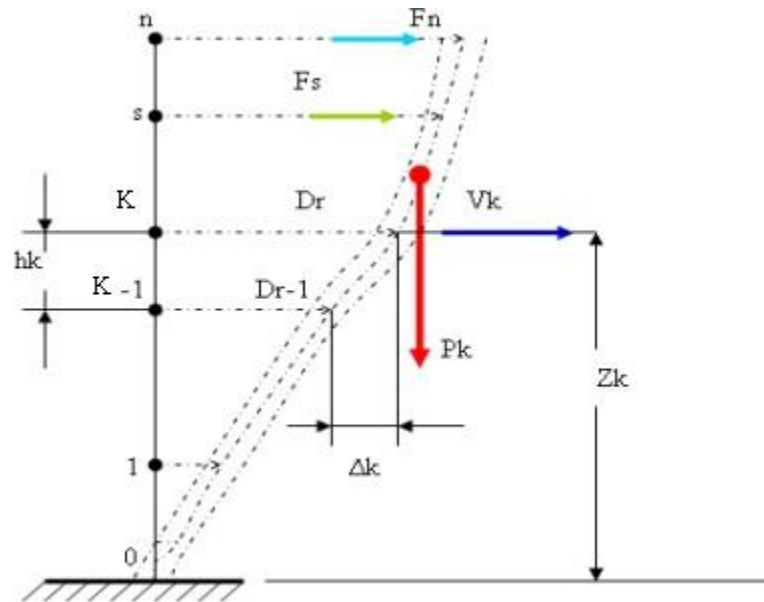


Figure IV.29. Evaluation des effets du second ordre

Les effets de second ordre (l'effet PΔ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.1$$

Avec :

- P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du

niveau 'K' :

$$P_K = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi}) \quad \text{Déjà calculé.}$$

- V_K : Effort tranchant d'étage au niveau 'K'
- Δ_k : Déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'.
- h_k : Hauteur d'étage 'k' comme indique-la figure.

Si $0,10 < \theta \leq 0,20$, les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du

premier ordre par le facteur : $\frac{1}{(1 - \theta_K)}$

Si $\theta > 0.20$, la structure est partiellement instable et elle doit être redimensionnée.

Les tableaux présentés ci-dessous regroupent les vérifications de l'effet P- Δ dans les deux sens.

Tableau IV.24. Vérification de l'effet P- Δ sens EX

NIV	Load	P	delta	v	H	theta	THETA<0.1
TERR	EX	6004.10	0.00911	815.58	3.06	0.021	ok
9ET	EX	8996.70	0.00836	1078.83	3.06	0.022	ok
8ET	EX	11989.30	0.00926	1299.77	3.06	0.027	ok
7ET	EX	14981.91	0.01025	1489.24	3.06	0.033	ok
6ET	EX	17974.51	0.01083	1654.94	3.06	0.038	ok
5ET	EX	20967.11	0.01112	1796.78	3.06	0.042	ok
4ET	EX	23959.71	0.01074	1917.81	3.06	0.043	ok
3ET	EX	26984.30	0.00978	2019.35	3.06	0.042	ok
2ET	EX	30086.42	0.00764	2108.54	3.06	0.035	ok
1ET	EX	34038.11	0.00374	2207.70	3.06	0.018	ok

Tableau IV.25. Vérification de l'effet P- Δ sens EY

NIV	Load	P	delta	v	H	theta	THETA<0.1
TERR	EX	6004.10	0.01193	884.82	3.06	0.0220	ok
9ET	EX	8996.70	0.00887	1147.83	3.06	0.0196	ok
8ET	EX	11989.30	0.00928	1371.13	3.06	0.0237	ok
7ET	EX	14981.91	0.00974	1564.50	3.06	0.0278	ok
6ET	EX	17974.51	0.00987	1734.17	3.06	0.0308	ok
5ET	EX	20967.11	0.00970	1880.07	3.06	0.0328	ok
4ET	EX	23959.71	0.00898	2007.12	3.06	0.0327	ok
3ET	EX	26984.30	0.00774	2116.51	3.06	0.0302	ok
2ET	EX	30086.42	0.00569	2211.55	3.06	0.0237	ok
1ET	EX	34038.11	0.00049	2311.86	3.06	0.0022	ok

Conclusion

On constate que la structure étudiée est justifiée vis-à-vis de l'effet P

Chapitre V

Ferraillage des éléments structuraux

V.1. Introduction :

Le ferrailage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le **BAEL 91** et le **RPA99 version 2003**

V.2. Ferrailage des poteaux:**V.2.1. Introduction:**

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations. Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (M, N) qui est due à l'excentricité de l'effort normal "N" par rapport aux axes de symétrie, et à un moment fléchissant "M" dans le sens longitudinal et transversal (dû à l'action horizontale).

Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants:

- Section entièrement tendue SET.
- Section entièrement comprimée SEC.
- Section partiellement comprimée SPC.

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes:

a. Situation durable:

- **Béton:** $\gamma_b=1,5$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$
- **Acier:** $\gamma_s=1,15$; Nuance FeE400 ; $\sigma_s=348\text{MPa}$

b. Situation accidentelle:

- **Béton:** $\gamma_b=1,15$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=18,48\text{MPa}$
- **Acier:** $\gamma_s=1,00$; Nuance FeE400 ; $\sigma_s=400\text{MPa}$

V.2.2. Combinaisons d'actions:

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes:

a. Selon BAEL 91[A.3.3.2.1] :**a.1. ELU:** Situation durable

$$1,35G+1,5Q$$

a.2. ELS: Situation durable

$$G+Q$$

b. Selon RPA 99[5.2] : Situation accidentelle

- $G+Q\pm E$
- $0,8G\pm E$

Avec:

G: Charges permanentes.

Q: Surcharge d'exploitation.

E: Action du séisme.

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants:

1- $N^{\max}, M^{\text{corr}}$

2- $M^{\max}, N^{\text{corr}}$

V.2.3. Recommandation selon RPA99 version 2003

D'après le **RPA99 version 2003**[7.4.2.1], pour une zone sismique IIa, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.

◆ Leur pourcentage est limité par:

- $0,9 < \frac{A_s}{B} < 4\%$ Zone courante (Z.C)
- $0,9 < \frac{A_s}{B} < 6\%$ Zone de recouvrement (Z.R)

Avec :

A_s : La section d'acier.

B : Section du béton [cm^2].

◆ Le diamètre minimal est de 12mm.

◆ La longueur minimale de $50\varnothing$ en zone de recouvrement.

◆ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20cm.

◆ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'intérieur des zones nodales.

Les résultats des efforts et ferrailage des poteaux sont regroupés dans les tableaux suivants :

V.2.4. Les résultats de l'ETABS:

On a plusieurs poteaux à ferrailer :

Le logiciel ETABS a été exécuté par toutes les combinaisons citées ci-dessus ; les efforts internes sont récapitulés dans les tableaux suivants :

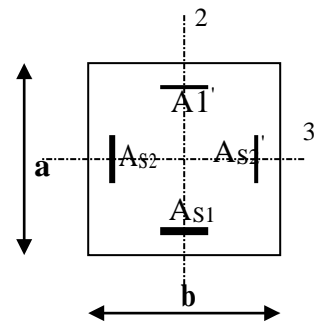
- **ELU :** 1,35G+1,5Q

V.2.5 : Calcul des armatures longitudinales ;

Pour le calcul de ferrailage on calcul trois types de poteaux :

- poteau rectangulaire
- poteau carré
- Poteau circulaire.

- Calcul en flexion composée.
- Calcul avec ($N^{\max} \rightarrow M^{\text{corr}}$ et $M^{\text{cmax}} \rightarrow N^{\text{corr}}$)
 - ($N^{\max}; M^{\text{corr}}$) \longrightarrow Aset A's
 - ($M^{\text{cmax}}; N^{\text{corr}}$) \longrightarrow Aset A's



Les résultats de ferrailage des poteaux sont regroupés dans les tableaux suivants :

1. Situation durable :

- Combinaison : 1,35G+1,5Q

Tableau. V.1. Ferrailages des poteaux situation durable (N^{\max}, M^{cor})

Niveaux	Sections (cm ²)	N^{\max} (KN)	M^{cor} (KNm)	Sollicitation	A's (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm ²)
RDC,1ET	55x55	-3145.51	-11.73	SEC	0	0	27.2
2,3ET	50x50	-2397.53	-15.72	SEC	0	0	22.5
4,5ET	45x45	-1741.61	-15.43	SEC	0	0	18.2
6,7ET	40x40	-1135.72	-12.57	SEC	0	0	14.4
8,9ET	35x35	-562.72	-12.48	SEC	0	0	11

Tableau. V.2. Ferrailages des poteaux situation durable (M^{\max}, N^{cor})

Niveaux	Sections (cm ²)	M^{\max} (KNm)	N^{cor} (KN)	Sollicitation	A's (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm ²)
RDC,1ET	55x55	95.6	-1391.9	SEC	0	0	27.2
2,3ET	50x50	87.63	-1008.1	SEC	0	0	22.5
4,5ET	45x45	89.35	-678.48	SEC	0	0	18.2
6,7ET	40x40	85.81	-399.75	SEC	0	0	14.4
8,9ET	35x35	86.87	-159.05	SEC	0	0	11

2. Situation accidentelle :

- Combinaison : G+Q±E

Tableau. V.3. Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{\max}, M^{cor})

Niveaux	Sections (cm ²)	N^{\max} (KN)	M^{cor} (KNm)	Sollicitation	A's (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm ²)
RDC,1ET	55x55	-2444.41	-11.08	SEC	0	0	27.2
2,3ET	50x50	-1758.95	-115.78	SEC	0	0	22.5
4,5ET	45x45	-1249.02	-110.51	SEC	0	0	18.2
6,7ET	40x40	-797.39	-91.18	SEC	0	0	14.4
8,9ET	35x35	-418.99	-20.58	SEC	0	0	11

Tableau. V.4. Ferrailages des poteaux situation accidentelle (M^{\max}, N^{cor})

Niveaux	Sections (cm ²)	M^{\max} (KNm)	N^{cor} (KN)	Sollicitation	A's (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm ²)
RDC,1ET	55x55	225.7	-72.7	SEC	0	0	27.2
2,3ET	50x50	213.33	-177.24	SEC	0	0	22.5
4,5ET	45x45	199.98	-804.9	SEC	0	0	18.2
6,7ET	40x40	162.28	-395.11	SEC	0	0	14.4
8,9ET	35x35	-116.9	-207.92	SEC	0	0	11

- Combinaison : **0,8G±E**

Tableau. V. 5. Ferraillages des poteaux situation accidentelle ($N^{max}; M^{corr}$)

Niveaux	Sections (cm ²)	N ^{max} (KN)	M ^{cor} (KNm)	Sollicitation	A's (cm ²)	As (cm ²)	A _{s(RPA)} ^{min} (cm ²)
RDC,1ET	55x55	-1747.59	-10.7	SEC	0	0	27.2
2,3ET	50x50	-1244.29	-11.31	SEC	0	0	22.5
4,5ET	45x45	-848.98	-105.17	SEC	0	0	18.2
6,7ET	40x40	-547.11	-85.86	SEC	0	0	14.4
8,9ET	35x35	-303.63	-15.63	SEC	0	0	11

Tableau. V.6. Ferraillages des poteaux situation accidentelle ($M^{max}; N^{corr}$)

Niveaux	Sections (cm ²)	M ^{max} (KNm)	N ^{cor} (KN)	Sollicitation	A's (cm ²)	As (cm ²)	A _{s(RPA)} ^{min} (cm ²)
RDC,1ET	55x55	217.05	-277.35	SEC	0	0	27.2
2,3ET	50x50	204.52	-73.59	SEC	0	0	22.5
4,5ET	45x45	-183.08	-575.72	SEC	0	0	18.2
6,7ET	40x40	-147.99	-284.82	SEC	0	0	14.4
8,9ET	35x35	103.38	-153.8	SEC	0	0	11

V.2.5.3 : Choix des armatures

Tableau. V.7. Choix des armatures des poteaux

Niveaux	Sections (cm ²)	A's (cm ²)	As (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)	A _s ^{max} (Z.C)(cm ²)	A _s ^{max} (Z.R)(cm ²)	Choix des armatures	A _s ^{adp} (cm ²)
RDC,1ET	55x55	0	0	27.2	121	181.5	14T16	27,21
2,3ET	50x50	0	0	22.5	100	150	12T16	23,92
4,5ET	45x45	0	0	18.2	81	121.5	10T16	18,47
6,7ET	40x40	0	0	14.4	64	96	8T16	15,39
8,9ET	35x35	0	0	11.0	49	73.5	6T16	12,32

V.2.5.4: Vérification vis-à-vis de l'état limite de service

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser} , N_{ser}), puis elles sont comparées aux contraintes admissible données par :

- **Béton :**

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15MPa$$

- **Acier :**

- Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3} f_e, 150\eta\right)$
- Fissuration très préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{1}{3} f_e, 110\eta\right)$

Avec :

$\eta=1,6$ pour les aciers H.A

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\sigma_s=240\text{MPa}$.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Combinaison G+Q

a. $N^{\text{ser}}_{\text{max}} ; M^{\text{ser}}_{\text{cor}} :$

Tableau V.8. Vérification des contraintes pour les poteaux

Niveaux	Sections (cm ²)	N_{ser} (KN)	M_{cor} (KN.m)	Sollicitation	σ_s (MPa)	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	Vérification
RDC,1ET	55x55	-2169.6	-9.76	SEC	77.6	240	5.45	15	Vérifie
2,3ET	50x50	-1626.8	-11.68	SEC	67.1	240	4.77	15	Vérifie
4,5ET	45x45	-1160.1	-10.82	SEC	57.9	240	3.22	15	Vérifie
6,7ET	40x40	-743.92	9.22	SEC	43.7	240	2.36	15	Vérifie
8,9ET	35x35	-410.39	-9.20	SEC	21.8	240	1.5	15	Vérifie

b. $M^{\text{ser}}_{\text{max}} ; N^{\text{ser}}_{\text{cor}} :$

Tableau V.9. Vérification des contraintes pour les poteaux

Niveaux	Sections (cm ²)	N_{ser} (KN)	M_{cor} (KN.m)	Sollicitation	σ_s (MPa)	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	Vérification
RDC,1ET	55x55	-1803.6	-10.07	SEC	63.9	240	4.65	15	Vérifie
2,3ET	50x50	-1287.2	-12.45	SEC	51.6	240	3.87	15	Vérifie
4,5ET	45x45	-870.64	-14.15	SEC	40.1	240	2.13	15	Vérifie
6,7ET	40x40	-530.91	11.30	SEC	37.3	240	1.9	15	Vérifie
8,9ET	35x35	-371.39	-9.50	SEC	21.4	240	1.2	15	Vérifie

V.2.6 : Vérification de l'effort tranchant :

V.2.6.1: Vérification de la contrainte de cisaillement:

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

T_u : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.

b: Largeur de la section du poteau.

d: Hauteur utile de la section du poteau.

τ_u : Contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte $\bar{\tau}_u$ doit être limitée aux valeurs suivantes :

* Selon le BAEL 91 modifié 99:

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,13f_{c28}, 5\text{MPa}) \dots\dots\dots \text{Fissuration peu nuisible.}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28}, 4\text{MPa}) \dots\dots\dots \text{Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.}$$

* Selon le RPA 99 version 2003 :

$$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$$

$$\rho_d = 0,075 \dots\dots\dots \text{si l'élanement } \lambda \geq 5$$

$$\rho_d = 0,040 \dots\dots\dots \text{si l'élanement } \lambda < 5$$

Avec :

λ : L'élanement du poteau

i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau.

L_f : Longueur de flambement.

$$L_f = 0,7 h_e$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \quad \text{avec} \quad i = \frac{h}{\sqrt{12}}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.10. Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux

Niveaux	Sectio n (cm ²)	T _u (KN)	τ_u (MPa)	Λ	ρ_d	τ_u^{RPA} (MPa)	τ_u^{BAEL} (MPa)	Vérification
RDC,1 ET	55x55	25.45	0.093	13.49	0,075	1,875	2,50	Vérifie
2,3 ET	50x50	32.33	0.143	14.84	0,075	1,875	2,50	vérifie
4,5 ET	45x45	44.21	0.242	16.48	0,075	1,875	2,50	vérifie
6,7 ET	40x40	45.16	0.313	18.55	0,075	1,875	2,50	Vérifie
8,9 ET	35x35	35.61	0.322	21.20	0,075	1,875	2,50	vérifie

V.2.6.2. Ferrailage transversal des poteaux

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du **BAEL91 modifié 99** et celles du **RPA99 version 2003** ; elles sont données comme suit :

- Selon BAEL91 modifié 99[A5.1.2.3]:

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \varphi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_t\right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

A_t : Section d'armatures transversales.

b : Largeur de la section droite.

h : Hauteur de la section droite.

S_t : Espacement des armatures transversales.

\varnothing_t : Diamètre des armatures transversales.

\varnothing_l : Diamètre des armatures longitudinales.

*** Selon le RPA99 version 2003[7.4.2.2] :**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

Avec :

A_t : Section d'armatures transversales.

S_t : Espacement des armatures transversales.

T_u : Effort tranchant à l'ELU.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

h : Hauteur totale de la section brute.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

$\rho_a = 2,5 \dots$ si $\lambda_g \geq 5$

$\rho_a = 3,75 \dots$ si $\lambda_g < 5$

λ_g : Espacement géométrique.

- L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

$S_t \leq \text{Min}(10\varnothing_l, 15\text{cm}) \dots \dots \dots$ Zone nodale (zone IIb).

$S_t \leq \text{Min}\left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\varnothing_l\right) \dots \dots \dots$ Zone courante (zone IIb).

\varnothing_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{S_b}$ en (%) est donnée comme suite :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,3\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre les valeurs limites précédentes si } 3 < \lambda_g < 5 \end{array} \right.$$

λ_g : L'élanement géométrique du poteau $\left(\lambda_g = \frac{L_f}{a} \right)$

a : Dimension de la section droite du poteau.

L_f : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales $f_c=400\text{MPa}$

Les deux tableaux suivant rassemblent les résultats des espacements maximums des poteaux :

Tableau V.11. Espacements maximums selon RPA99

Niveaux	Section (cm ²)	Barres	ϕ_t (mm)	S _t (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
RDC,1 ET	55x55	14T16	16	10	15
2,3 ET	50x50	12T16	16	10	15
4,5 ET	45x45	10T16	16	10	15
6,7 ET	40x40	8T16	16	10	15
8,9 ET	35x35	6T16	16	10	15

Choix de diamètre d'armature.

- $\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3}$ avec ϕ_l : diamètre des armatures longitudinales dans les poteaux

On aura:

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{lmax}}{3} = \frac{20}{3} = 6,66 \text{ mm}$$

On adopte $\phi_t = 10\text{mm}$ comme armatures transversales

Le choix des armatures transversales est regroupé dans les deux tableaux suivants :

Tableau V.12. Choix des armatures transversales pour les poteaux

Section (cm ²)	Niveaux	L _f	λ _g	ρ _a	T _u ^{max}	Zone	S _t	A _t ^{cal}	Choix	A _s ^{adp}
		(m)	(%)		(kN)		(cm)	(cm ²)		(cm ²)
55x55	RDC,1,ET	2.142	3.89	3.75	25.45	N	10	0,53	4T8	2,01
						C	15	0,68	4T8	2,01
50x50	2,3ET	2,142	4.25	3,75	32.33	N	10	0,48	4T8	2,01
						C	15	0,76	4T8	2,01
45x45	4,5 ET	2,142	4.76	3.75	44.21	N	10	0,36	4T8	2,01
						C	15	0,53	4T8	2,01
40x40	6,7 ET	2,142	5.35	2,5	45.16	N	10	0.89	4T8	2,01
						C	15	1.35	4T8	2,01
35x35	8,9 ET	2,142	6.12	2,5	35.61	N	10	0.97	4T8	2,01
						C	15	1.47	4T8	2,01

V.2.7 :Longueur de recouvrement

La longueur minimale de recouvrement est de :L_r=40Ø₁en zone IIb.

Pour :

T16.....L_r=64cm

T14.....L_r=56cm

T12.....L_r=48cm

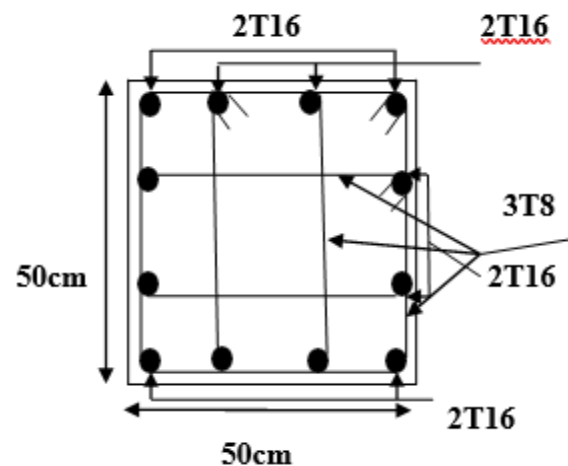
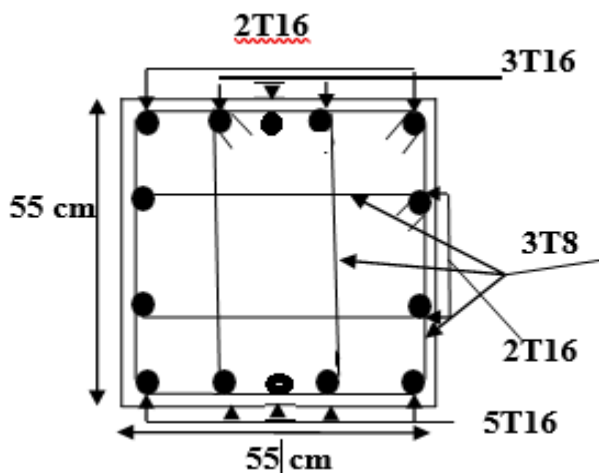


Figure V.1. Ferrailage des poteaux de RDC,1eme étage

Figure. V.2.Ferrailage des poteaux de 2,3eme étages

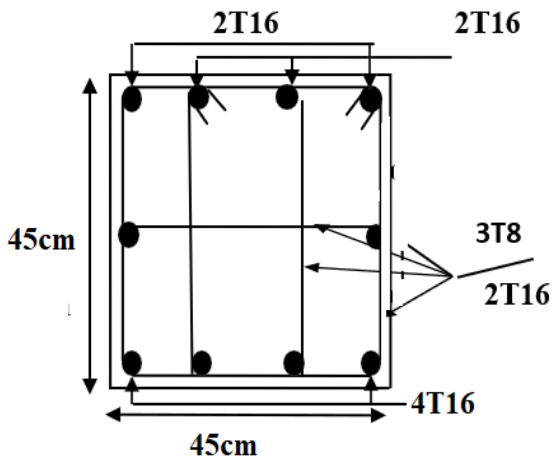


Figure. V.3. Ferraillage des poteaux de 4, et 5 étage

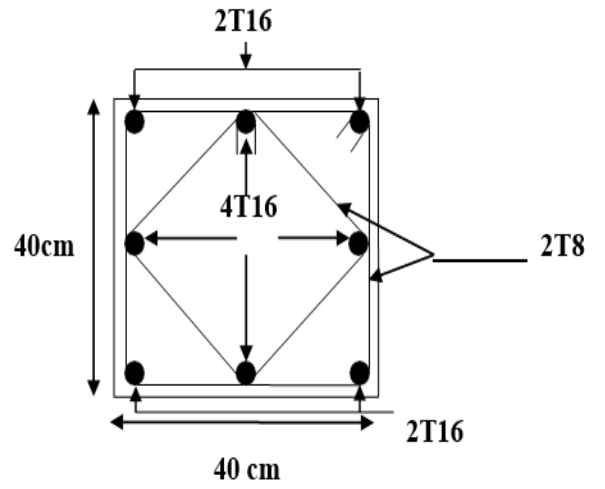


Figure. V.4. Ferraillage des poteaux de 6, et 7 étage

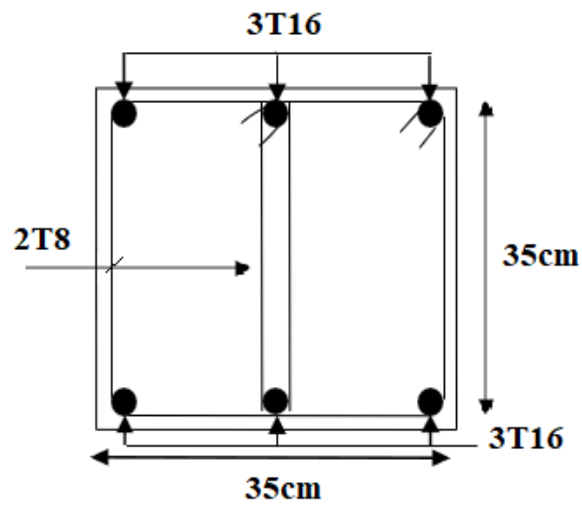


Figure. V.5. Ferraillage des poteaux de 8 étage

Détermination de la zone nodale :

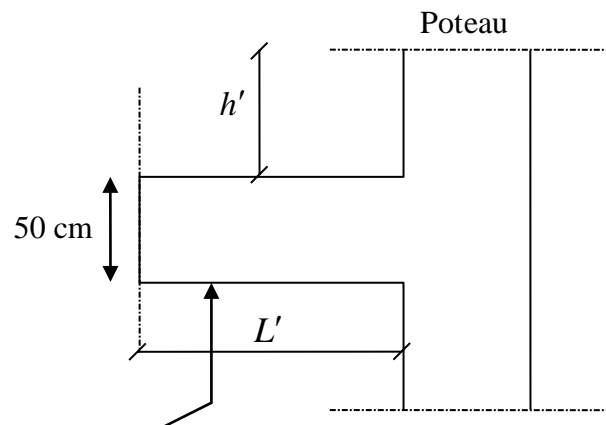


Figure. V.6 Schéma statique de la zone nodale.

$$\begin{cases} L' = 2 \cdot h \\ h' = \max\left(\frac{h_e}{6} ; b ; h_t ; 60 \text{ cm}\right) \end{cases}$$

Donc :

$$\begin{cases} L' = 2 \times 55 = 110 \text{ cm} \\ h' = \max\left(\frac{306}{6} ; 45 ; 45 ; 60\right) \text{ cm} = 60 \text{ cm}. \end{cases}$$

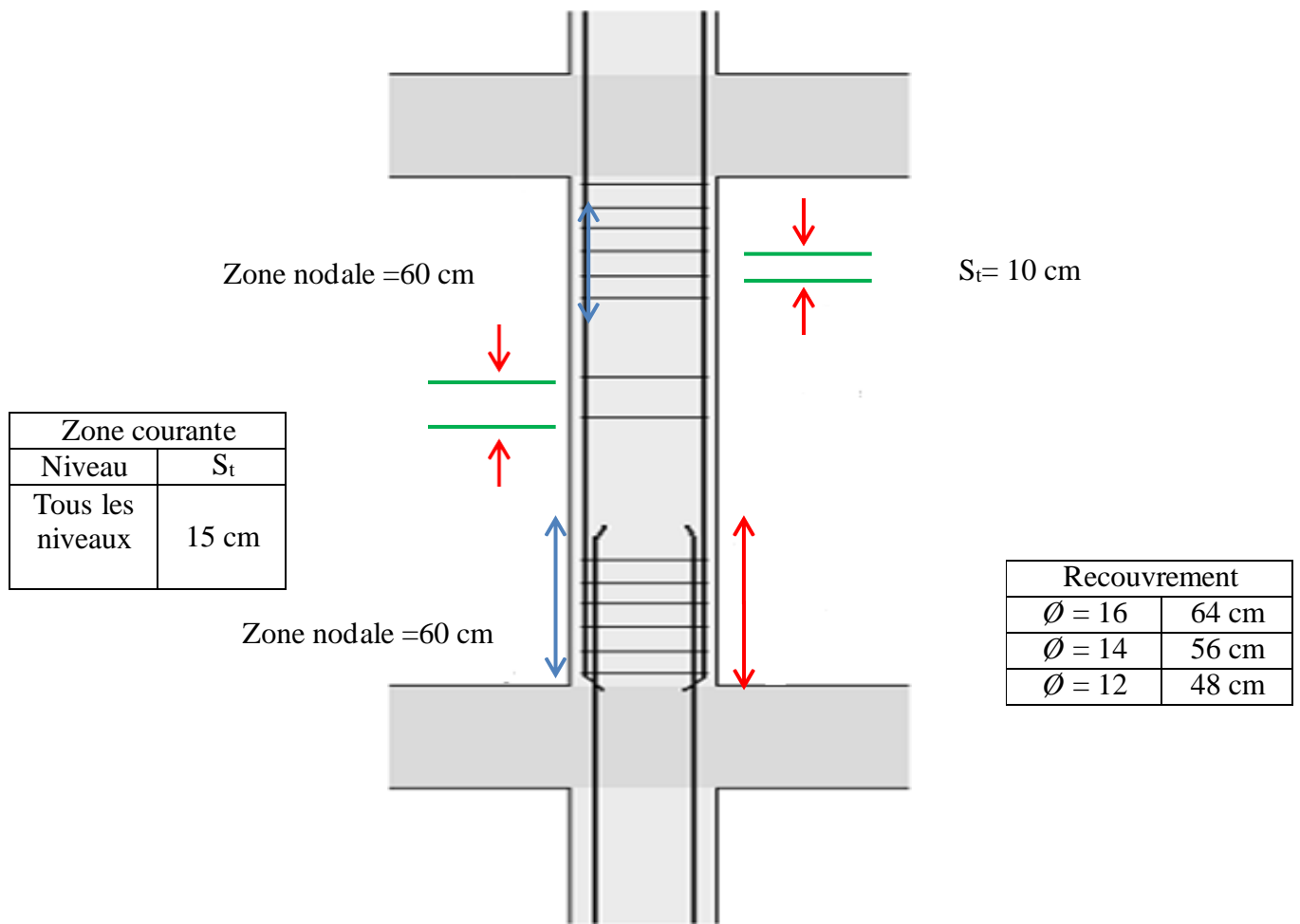


Figure V.7. Disposition des armatures pour les poteaux

V.3. Ferrailage des poutres

V.3.1. Introduction

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transférer les charges aux poteaux, elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants.

Le ferrailage des poutres est donné par l'organigramme de la flexion simple (voir annexe).

On fait le calcul pour les deux situations suivantes :

- Situation durable : $1,35G+1,5Q$
- Situation accidentelle : $G+Q+E$

V.3.2. Recommandation du RPA99 version 2003[7.5.2.1]

-Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de $0,5\%$ en toute section.

-Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante.
- 6% en zone de recouvrement.

-La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ en zone IIb.

-L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

V.3.3. Calcul du ferrailage

Pour le calcul des armatures nécessaires dans les poutres, nous avons considéré les portiques suivants les deux sens :

- Sens porteur (poutre porteuse).
- Sens non porteur (poutre secondaire).

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

1- Sens porteur :

a. Situation durable : $1,35G+1,5Q$

Tableau V.13. Ferrailage des poutres principales (situation durable)

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (KNm)	T ^{max} (KN)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)
Du RDC jusqu'au 08 ^{ème} étages	40x50	Travée	109.85	0	7.4	0,00	10
		Appui	-226.48	-7.70	16.25	0,00	10

2-Sens non porteur :**a. Situation durable : 1,35G+1,5Q****Tableau V.14.** Ferrailage des poutres secondaires (situation durable)

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (KNm)	T ^{max} (KN)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)
Du RDC jusqu'au 08 ^{ème} étages	40x50	Travée	119.00	0	8.06	0,00	10
		Appui	-169.12	-7.52	11.88	0,00	10

b. Situation accidentelle : G+Q±E**Tableau V.15.** Ferrailage des poutres principales (situation accidentelle)

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (KNm)	T ^{max} (KN)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)
Du RDC jusqu'au 08 ^{ème} étages	40x50	Travée	-369.69	-24.41	30.05	0,00	10
		Appui	406.65	-1.318	34.18	0,00	10

Tableau V.16. Ferrailage des poutres secondaires (situation accidentelle)

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (KNm)	T ^{max} (KN)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)
Du RDC jusqu'au 08 ^{ème} étages	40x50	Travée	320.14	-4.00	24.7	0,00	10
		Appui	-343.2	-10.66	26.2	0,00	10

a. Situation accidentelle : 0.8Q±E**Tableau V.17.** Ferrailage des poutres principales (situation accidentelle)

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (KNm)	T ^{max} (KN)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)
Du RDC jusqu'au 08 ^{ème} étages	40x50	Travée	-370.69	0	30	0,00	10
		Appui	380.65	0	31.11	0,00	10

Tableau V.18. Ferrailage des poutres secondaires (situation accidentelle)

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (KNm)	T ^{max} (KN)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)
Du RDC jusqu'au 08 ^{ème} étages	30x40	Travée	311.16	0	23.88	0,00	6,0
		Appui	-330.8	6.37	25.69	0,00	6,0

Remarque :

D'après les résultats obtenus du calcul des sections d'armatures dans les poutres sous les combinaisons d'action considérées, soient les combinaisons « 1,35G+1,5Q » et « G+Q+E », on constate que le ferrailage maximum est obtenu par la combinaison « G+Q+E ».

V.3.4: Choix des armatures:

Le ferrailage final adopté est donné par les tableaux suivants :

1- Sens porteur :**Tableau V.19.** Choix des armatures pour les poutres porteuses

Niveaux	Section (cm ²)	Position	A_s^{\max} (ZN)(cm ²)	A_s^{\max} (ZR)(cm ²)	A_{sRPA}^{\min} (cm ²)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A_s^{adp} (cm ²)
Du RDC jusqu'au 08 ^{ème} étages	40x50	Travée	80	120	10	30.05	12T16+4T14	30.28
		Appui				34.18	14T16+4T14	34.31

Tableau V.20. Choix des armatures pour les poutres secondaires

Niveaux	Section (cm ²)	Position	A_s^{\max} (ZN)(cm ²)	A_s^{\max} (ZR)(cm ²)	A_{sRPA}^{\min} (cm ²)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A_s^{adp} (cm ²)
Du RDC jusqu'au 08 ^{ème} étages	40x50	Travée	80	120	10	24.7	8T16+6T14	25.31
		Appui				26.2	10T16+4T14	26.26

V.3.5. Condition de non fragilité

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

$$f_{t28}=2,1\text{MPa} ; f_e=400\text{MPa}$$

Tableau V.21. Vérification de la condition de non fragilité

Section (cm ²)	$A_{s(\min)}^{choisi}$ (cm ²)	A_s^{\min} (cm ²)	Vérification
40x50	31.24	2.17	Vérifie
40x50	25.31	2.41	Vérifie

V.3.6. Vérification vis à vis de L'ELS

- La fissuration est considérée préjudiciable.

$$\text{On doit vérifier que : } \begin{cases} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15\text{MPa} \\ \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 240\text{MPa} \end{cases}$$

1. Sens porteur :

Tableau V.22. Vérification des poutres principales à l'ELS

Niveaux	Position	M _{ser} (kNm)	σ _{bc} (MPa)	ε _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérifié
Du RDC jusqu'au 08 ^{ème} étages	Travée	98.51	5.78	15	84.3	240	Oui
	Appui	-143.38	8.07		112.7		

2. Sens non porteur :

Tableau V.23. Vérification des poutres secondaires à l'ELS

Niveaux	Position	M _{ser} (kNm)	σ _{bc} (MPa)	ε _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérifié
Du RDC jusqu'au 08 ^{ème} étages	Travée	142.82	8.71	15	149.4	240	Oui
	Appui	-222.9	13.2		190.4		

Remarque : le calcul de σ_{bc} et σ_s se fait par le logiciel "SOCOTEC"

V.3.7. Vérification de l'effort tranchant

a. Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\text{Il faut vérifier que : } \tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

T_u : l'effort tranchant maximum.

b: Largeur de la section de la poutre.

d: Hauteur utile.

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10 f_{c28} ; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa} \quad (\text{Fissuration préjudiciable}).$$

Tableau V.24. Vérification de la contrainte de cisaillement

Niveaux	Section (cm ²)	T _u ^{max} (kN)	τ _u (MPa)	τ̄ _u (MPa)	Vérifié
Du RDC jusqu'au 08 ^{ème} étages	Porteur40*50	191.31	0,96	2,5	Oui
	non porteur40*50	117.74	0,58	2,5	Oui

b. Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE40 ($f_e=400\text{MPa}$).

- Selon le BAEL 91 modifié 99 :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad (K=1 : \text{Pas de reprise de bétonnage}) \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

- Selon le RPA 99 version 2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_t; \frac{b}{10}\right) = 1,2\text{cm}$$

On prend : $\phi_t=10\text{mm}$

Les résultats de calcul sont résumés dans les deux tableaux suivants :

Tableau V.25. Armatures transversales

Sens	T u Max(kN)	$\tau_u(\text{MPa})$	BAEL91	RPA99		S_t^{adp} (cm)		A_t^{max} (cm ²)	Choix
			S_t (cm)	S_t (cm) ZN	S_t (cm) ZC	ZN	ZC		
Porteur	191.31	0,96	40	12	25	12	25	3	6T8
Non porteur	117.74	0,58	40	12	25	12	25	3	6T8

V.3.8. Recouvrement des armatures longitudinales

$$L_r = 40\varnothing \text{ (en zone IIb).}$$

L_r : Longueur de recouvrement.

On a :

- $\varnothing = 16\text{mm} \dots\dots\dots L_r = 64\text{cm}$
- $\varnothing = 14\text{mm} \dots\dots\dots L_r = 56\text{cm}$

V.3.9. Arrêt des barres

$$\text{Armatures inférieures : } h \leq \frac{L}{10} \frac{L^{MAX}}{4} \left\{ \begin{array}{l} \text{Appuis en travée de rive.} \end{array} \right.$$

$$\text{Armatures supérieures : } h' \geq \frac{L^{MAX}}{5} \left\{ \begin{array}{l} \text{Appuis en travée intermédiaire.} \end{array} \right.$$

Avec :

$$L = \max (L_{gauche} ; L_{droite})$$

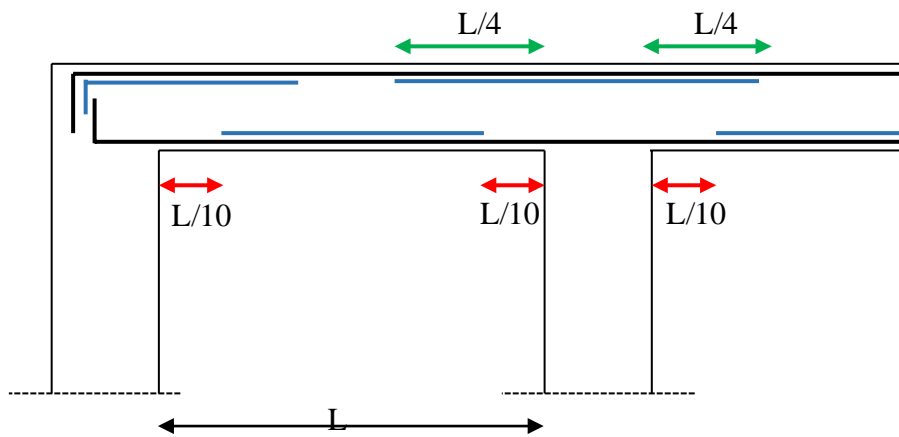


Figure V.8. Arrêt des barres

V.3.10. Vérification de la flèche

$$\text{Flèche totale : } \Delta f_T = f_v - f_i \leq f$$

Tel que :

- Poutre porteuse : $L = 595 \text{ cm}$
- $\bar{f}_1 = \frac{L}{500} = 1,19 \text{ cm}$
- Poutre non porteuse : $L = 595 \text{ cm}$

$$f_2 = \frac{L}{500} = 1,19 \text{ cm}$$

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longue durée.

- Position de l'axe neutre 'y₁' :

$$y_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_s d}{bh + 15A_s}$$

Moment d'inertie de la section totale homogène 'I₀' :

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + bh \left(y - \frac{h}{2} \right)^2 - 15A_s (d - y_1)^2$$

- Calcul des moments d'inerties fictifs :

$$I_{f_i} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad ; \quad I_{f_v} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots \dots \dots \text{Pour la déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots \dots \dots \text{Pour la déformation différée.}$$

$$\delta = \frac{A_s}{b_0 d} : \text{Pourcentage des armatures.}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \delta \sigma_s + f_{t28}}$$

σ_s : Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée.

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \quad \text{Les résultats sont récapitulés dans le Tableau 5.32.}$$

Tableau V.26. Vérification de la flèche

Poutre	M_{ser} KN.m	A_s (cm ²)	Y1 (cm)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_o (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
P.P	98.51	31.24	28.79	0,017	70.07	1.20	0,48	0,47	322460.47	225708.70	288705.69
P.N.P	142.82	25.31	28.19	0,014	125.39	1,49	0,59	0,59	329759.40	191535.70	267202.35

P.P : Poutre porteuse.

P.N.P : Poutre non porteuse.

- Calcul des modules de déformation :

$$E_i = 11000(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 32164,20MPa$$

$$E_v = 3700(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 10818,87MPa$$

- Flèche due aux déformations instantanées :

$$f_{i1} = \frac{M_{ser} l^2}{10E_i I_{fi}}$$

- Flèche due aux déformations différées :

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10E_v I_{fv}}$$

Les résultats sont récapitulés dans le Tableau 5.33.

Tableau V.27. Vérification de la flèche

poutre	L (cm)	f_v (mm)	f_i (mm)	f (mm)	f^- (mm)	Condition
P.P	595	11.16	4.80	6.36	11.9	Vérifiée
P.N.P	595	17.49	8.20	9.28	11.9	Vérifiée

Les schémas de ferraillage des poutres :

a. Poutre porteuse :

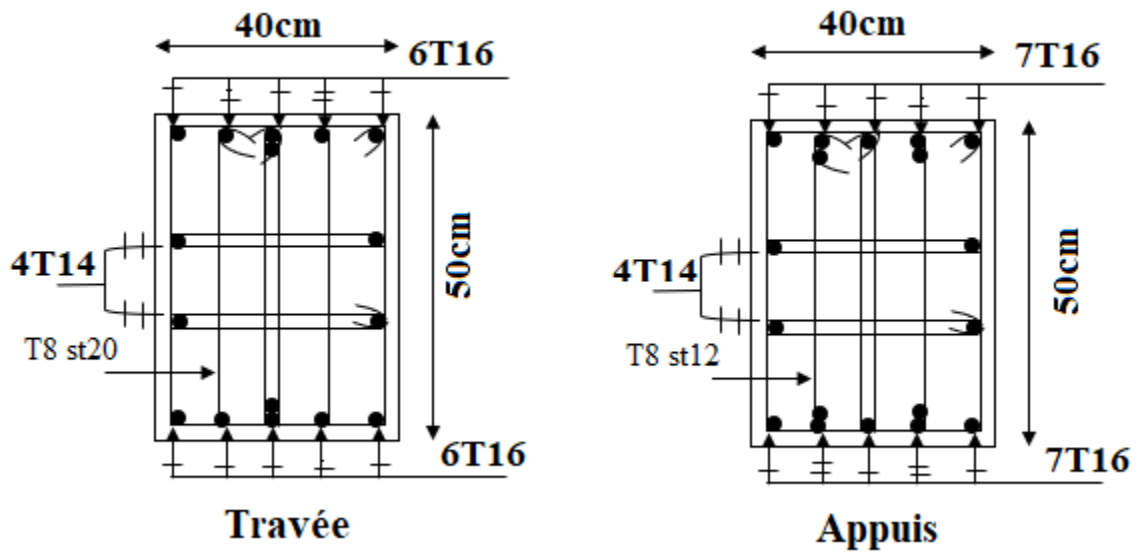


Figure V.9. Ferraillage des poutres porteuse (40x50) cm²

b. Poutre non porteuse :

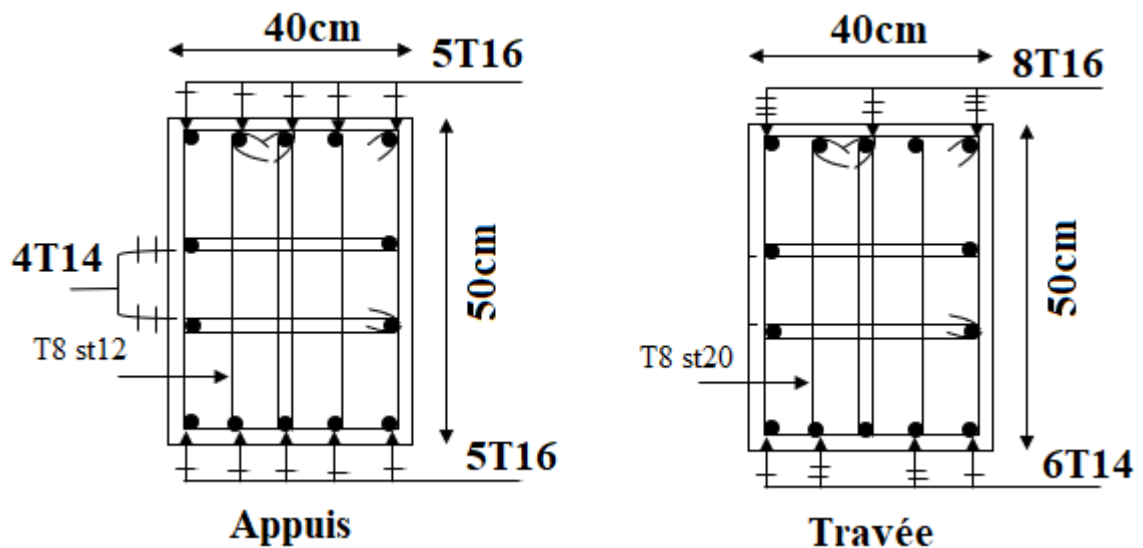


Figure. V.10. Ferraillage des poutres non porteuse (40x50) cm

V.4. Ferrailage des voiles

V.4.1. Introduction

Les voiles et les murs sont des éléments ayant deux dimensions grandes par rapport à la troisième appelée épaisseur, généralement verticaux et chargés dans leur plan.

Ces éléments peuvent être :

- En maçonnerie non armée ou armée. auxquels on réservera le nom de murs.
- En béton armé ou non armé. et appelés voiles.

On utilise aussi l'expression murs en béton banché pour désigner les voiles en béton non armé. Une banche est un outil de coffrage de grande surface.

V.4.2. Stabilité des constructions vis-à-vis les charges latérales

Du point de vue de la stabilité sous charges horizontales (vent, séisme), on distingue différents types des structures en béton armé :

- Structures auto stables
- Structure contreventée par voiles.

Dans notre projet, la structure est contreventée par des voiles et portiques appelés contreventement, dont le but est d'assurer la stabilité (et la rigidité) de l'ouvrage vis à vis des charges horizontales.

V.4.3. Rôle de contreventement

Un voile en béton armé doit faire l'objet des vérifications suivantes :

- Justification de la stabilité de forme (résistance au flambement).
- Résistance à l'effort tranchant.
- Résistance en flexion composée.

Dans ce qui suit, nous présentons deux méthodes de calcul des voiles : la première méthode dite méthode des contraintes (ou méthode simplifiée), elle suppose que le diagramme des contraintes dans la section du voile est linéaire et le calcul des sollicitations est basé sur ce diagramme.

La deuxième méthode est basée sur des recommandations réglementaires et expérimentales. Le voile est considéré comme un élément vertical sollicité en flexion composée, (Nu , Mu) et un effort tranchant Vu

Les différentes étapes de calcul et vérifications pour cette dernière méthode seront effectuées selon le code American ACI-318-02 (American Concrete Institute), toute en faisant référence aux recommandations des RPA 99 Ver. 2003 ainsi que l'Euro code 8.

V.4.4. Introduction au ferraillage des voiles

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encadrée à la base. Le voile est sollicité par un effort normal N et un effort tranchant V constant sur toute la hauteur, et un moment fléchissant qui est maximal dans la section d'encastrement.

Le ferraillage classique du voile en béton armé est composé :

- 1- D'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile (de pourcentage ρ_{v0}) et d'armatures verticales uniformément réparties (de pourcentage ρ_v)
- 2- D'armatures horizontales, parallèles aux faces du murs, elles aussi uniformément réparties et de pourcentage ρ_H
- 3- Les armatures transversales (epingles) (perpendiculaires aux parement du voile).

Les armatures verticales extrêmes sont soumises à d'importantes forces de traction et de compression, créant ainsi un couple capable d'équilibrer le moment appliqué. À la base du voile, sur une hauteur critique des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d'organiser la ductilité de ces zones.

En fin, les armatures de l'âme horizontale et verticale ont le rôle d'assurer la résistance à l'effort tranchant.

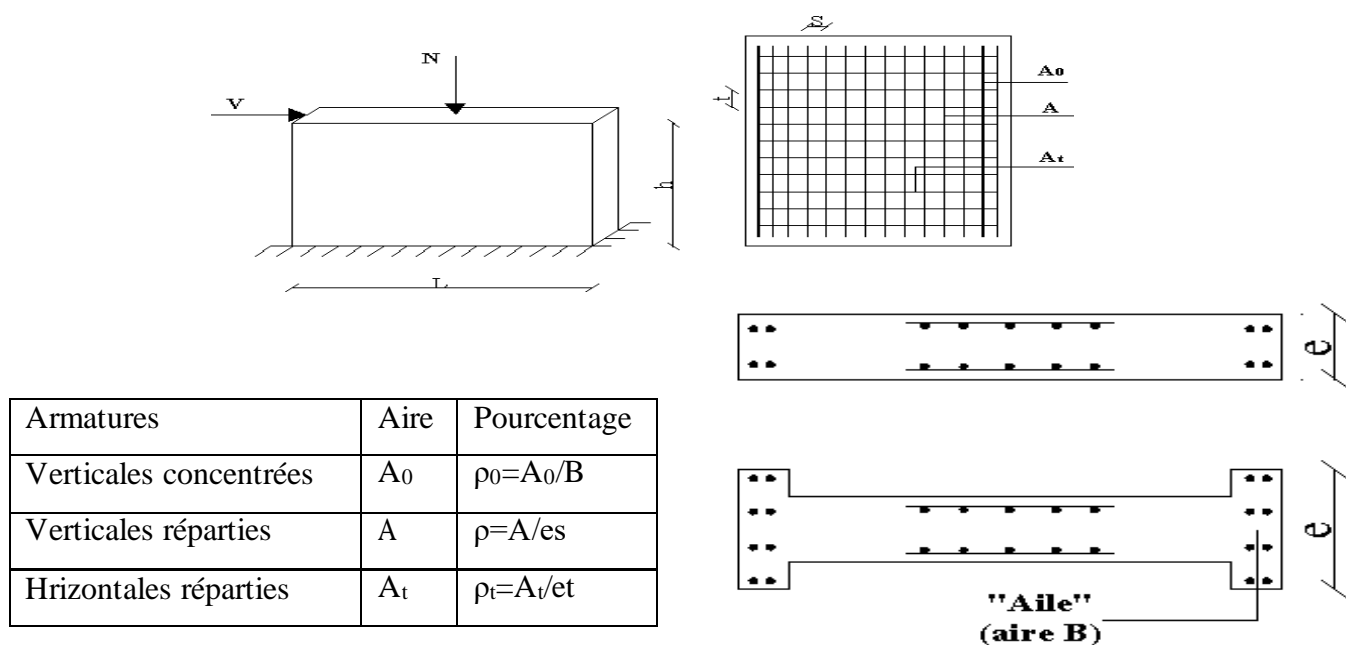


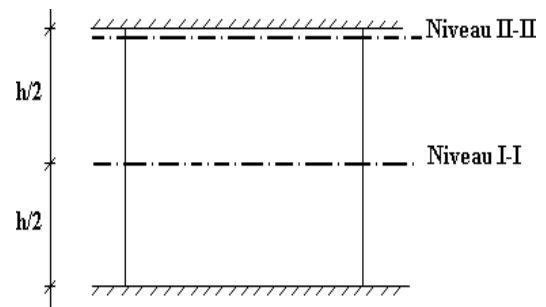
Figure V.11. Schéma d'un voile plein et disposition du ferraillage

V.4.4.1. Niveaux de vérification

On vérifie le voile à deux niveaux différents :

- Niveau **I-I** à mi- hauteur d'étage : $\sigma_u \leq \sigma_{u \text{ lim}}$
- Niveau **II-II** sous le plancher haut : $\sigma_u \leq \frac{\sigma_{u \text{ lim}}}{\alpha}$

En cas de traction, on négligera le béton tendu.



V.4.4.2. Préconisation du Règlement Parasismique Algérien (RPA99 modifié en 2003)

❖ Aciers verticaux

- Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0.2 %.
- Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0.20 % de la section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Si les efforts importants de compressions agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{l}{10}$ de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

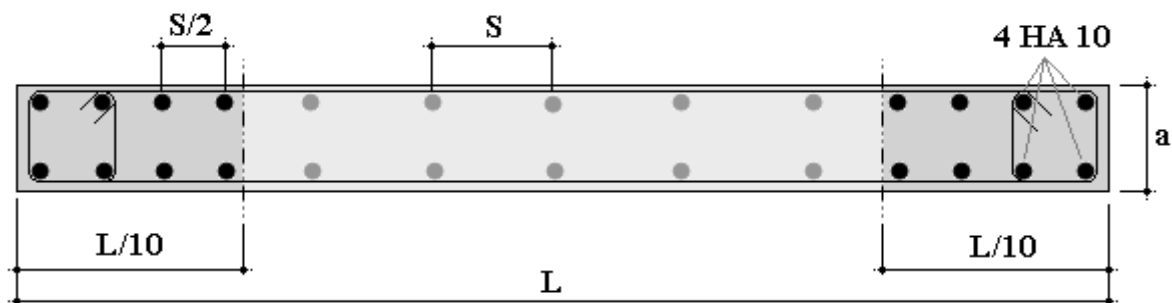


Figure V.12. Disposition des armatures verticales dans les voiles

❖ Aciers horizontaux

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ . Dans le cas où il existerait des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

❖ Règles communes

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile 0,15 %
 - En zone courante 0,10 %
- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes : $S \leq \begin{cases} 1,5a \\ 30cm \end{cases}$
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - 40ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
 - 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.
- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A = 1,1 \frac{V}{f_e}$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

V.4.4.3. Méthode de ferrailage des voiles

On calcule les contraintes maximales et minimales par la formule de NAVIER

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M \cdot V}{I}$$

Avec :

N : effort normal appliqué.

M : moment fléchissant appliqué.

A : section transversale du voile.

I : moment d'inertie.

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

Pour le calcul du ferrailage en à 3 cas :

1^{ère} cas :

- Si $(\sigma_1; \sigma_2) \geq 0$ la section du voile est entièrement comprimé, la zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA 2003 ($A_{\min} = 0,2\% a.l$)

2^{ème} cas :

- Si $(\sigma_1; \sigma_2) \leq 0$ la section du voile est entièrement tendue (pas de zone comprimée) on calcule le volume des contraintes de traction F_t
- La section des armatures verticales $A_v = \frac{F_t}{f_e}$

On compare A_v avec la section minimale exigée par RPA 2003 :

- Si $A_v \leq A_{\min} = 0,20\% a.L$ on ferraille avec la section minimale.
- Si $A_v > A_{\min} = 0,20\% a.L$ on ferraille avec A_v .

La section des armatures horizontales est donnée par le pourcentage minimale est suivant :

$$A_h = 0,15\% a.100 (1ml)$$

3^{ème} cas :

- Si σ_1 et σ_2 sont de signe différent, la section est donc partiellement comprimée, on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

▪ **Armature horizontale**

Ces armatures doivent supporter les efforts de traction d'après (RPA 2003 articles 7-7-2)

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{a.d} \leq \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 4MPa$$

Avec : $\bar{T} = 1,4T$

T : effort tranchant du au séisme.

a : épaisseur du voile.

d = 0,9h. h : hauteur total de la section.

$\bar{\tau}_b$: Contraintes admissible du béton.

Le pourcentage minimal total des armatures données par RPA 2003 :

$$\tau_b \leq 0,025 f_{c28} = 0,5MPa \Rightarrow A = 0,15\% a.1m$$

$$\tau_b > 0,025 f_{c28} = 0,5MPa \Rightarrow A = 0,25\% a.1m$$

- **L'espacement** : d'après le RPA 2003 $S \leq (1,5a ; 30cm)$

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- 40ϕ les barres situées dans la zone où le renversement des efforts sont possibles.
- 20ϕ les barres situées dans la zone comprimées sous l'action des charges.

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de

couture dont la section doit être calculée avec la formule : $A_{Vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} \times \frac{x}{L}$

Avec : $\bar{V} = 1,4V$

V : L'effort tranchant dans la section considérée

X : Longueur de la zone tendue

L : Longueur du voile

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

- **Armatures transversales**

Les armatures transversales perpendiculaire à la face du voile sont des épingles au nombre au moins 4 épingles au mètre carré, servant à retenir les deux nappes d'armatures verticales.

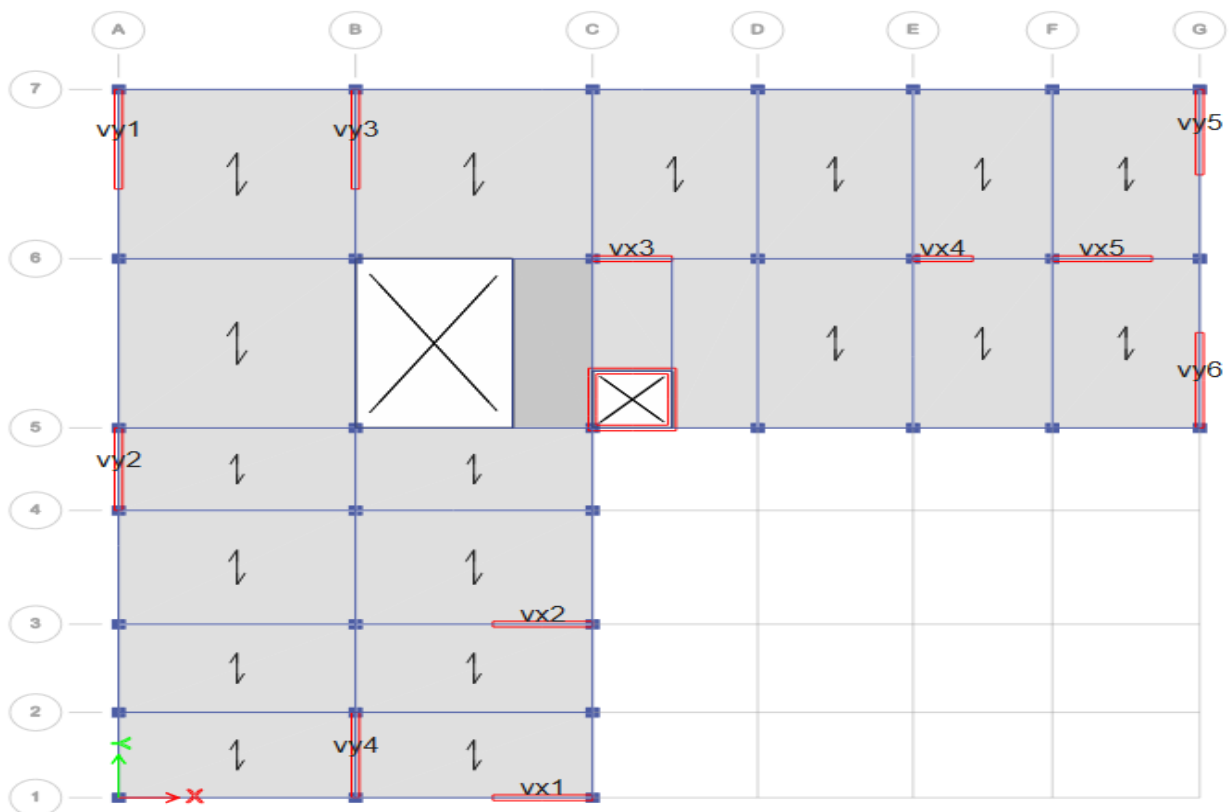


Figure V.13. Disposition des voiles

V.4.4.4. Ferraillage des voiles

Les voiles sont ferrailés par la combinaison : **0,8G ± E**

V.4.4.4.1. Premier type - voile en L

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{w} \dots\dots\dots w = \frac{I}{V}$$

Avec:

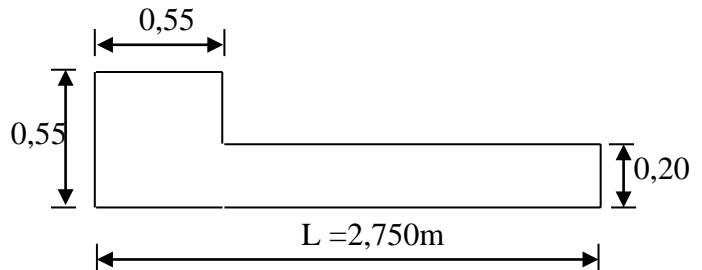


Figure V.14. Vue en plan du voile plein en L

A = 0,7475m²

V = 1,10m

I = 0,537m⁴

N = 1796,16 KN

M = 3839,58 KN.m

T = 630,87 KN

• Calcul des contraintes

$$\sigma_1 = \left[\frac{1796,16}{0,74} + \frac{3839,58 \times 1,10}{0,537} \right] \times 10^{-3} = 10,26 MPa$$

$$\sigma_2 = \left[\frac{1552,56}{0,6} - \frac{968,05 \times 1,2}{0,145} \right] \times 10^{-3} = - 5,45 MPa$$

σ₁ Et σ₂ sont de signe différent donc la section est partiellement comprimée (SPC).

✓ Vérification de la contrainte de compression sous (G+Q ± E)

N = 2288,92 KN

M = 3888,735 KN.m

$$\sigma_1 = \left[\frac{2288,92}{0,74} + \frac{3888,735 \times 1,10}{0,537} \right] \cdot 10^{-3} = 10,36 MPa$$

σ₁ = 10,36 MPa < σ⁻ = 15 MPa condition vérifier

- **Longueur de la zone tendue**

$$X = \frac{\sigma_2}{\sigma_2 + \sigma_1} L = \frac{5,45}{10,26 + 5,45} \times 2,5$$

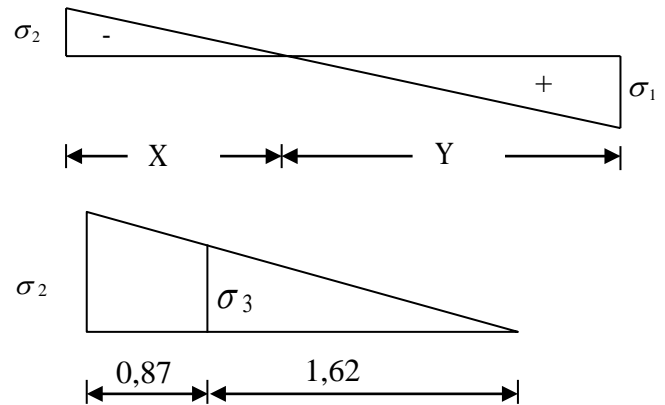
$$X = 0,87m$$

$$Y = L - X = 2,50 - 0,87 = 1,62m$$

Avec :

X : la longueur de la zone tendue.

Y : la longueur de la zone comprimée.



- **Calcul de la contrainte σ_3**

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_2(X-b)}{X} = \frac{4,90 \times (0,61 - 0,55)}{0,61} = 2,05 MPa$$

- ✓ **Détermination des armatures verticales**

- Tronçon AB :

La force de traction résultante :

$$F_1 = \left(\frac{\sigma_2 + \sigma_3}{2} \right) b \cdot h = \left(\frac{4,90 + 0,88}{2} \right) \cdot 0,50 \times 0,50 \times 10^3 = 1151,2 KN$$

$$A_{v1} = \frac{F_1}{\sigma_s} = \frac{722,5 \times 10}{400} = 28,72 cm^2$$

- Tronçon BC :

$$F_2 = \frac{1}{2} \cdot \sigma_3 \cdot (X-b) \cdot a = \frac{1}{2} \cdot 0,88 \times (0,61 - 0,50) \times 0,20 \times 10^3 = 66,28 KN$$

$$A_{v2} = \frac{F_2}{\sigma_s} = \frac{66,28 \times 10}{400} = 1,65 cm^2$$

$$A_t = A_{v1} + A_{v2} = 28,72 + 1,65$$

$$A_t = 30,43 cm^2$$

- ✓ **Calcul d' A_{vj} : On a : 1**

$$A_{vj} = 1,1 \cdot \frac{\bar{V}}{fe} = 1,1 \cdot \frac{1,4 \cdot V}{fe} \times \frac{x}{L}$$

$$A_{vj} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 630,87 \times 10}{400} \times \frac{0,87}{2,50} = 8,47 cm^2$$

- ✓ **Section total d'armature**

$$A_{Total} = A_t + A_{vj} = 30,43 + 8,47 = 38,91 cm^2$$

D'après le RPA 2003 :

$$A_{\text{Total}} = 21,33\text{cm}^2 > A_{\text{min}} = 0,2\% . a . X_{\text{tendu}} = 0,2\% \times 0,20 \times 0,87 \times 10^4 = 3,49\text{cm}^2 \dots\dots \text{CV}$$

Détermination des armatures horizontales

✓ **La contrainte de cisaillement**

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 . d} = \frac{1,4 . V}{a . 0,9L} = \frac{1,4 \times 630,87}{200 \times 0,9 \times 2,00} = 1,962\text{MPa}$$

$$\tau_b = 1,96\text{MPa} < \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5\text{MPa} \dots\dots \text{condition vérifier.}$$

✓ **Le pourcentage minimal selon RPA 2003**

$$\tau_b = 1,96\text{MPa} > \bar{\tau}_b = 0,025 f_{c28} = 0,625\text{MPa} \dots\dots \text{condition vérifier.}$$

$$A_h \geq 0,25\% . a . 1m = 0,25\% \times 20 \times 100 = 5\text{cm}^2$$

On prend : $A_h = 2(4T10) = 6,29\text{cm}^2$ $S_h = 15\text{cm}$

▪ **L'espacement**

$$S_v \leq \min (1,5a = 30\text{cm}; 30\text{cm}) = 30\text{cm}$$

▪ **Choix d'armature**

Le poteau : on prend $A_p = 14T16 = 28,14 \text{ cm}^2$

La zone voile : $\begin{cases} A_{v_{\text{poteau}}} = 2(6T14) = 9,24\text{cm}^2 \\ A_{v_{\text{extrimité}}} = 2(6T14) = 9,24\text{cm}^2 \end{cases} \quad S_v = 10 \text{ cm.}$

La zone courante : $A_c = 2(16T14) = 24,63 \text{ cm}^2$. $S_c = 15\text{cm}$

La partie interne s'appelle zone courante qui sera soumise à la compression et la section d'armature est donnée par :

$$A_c \geq 0,2\% . a(Y - X) = 0,2\% \times 0,2 \times (1,39 - 0,61) \times 10^4 = 3,01\text{cm}^2 \dots\dots (C)$$

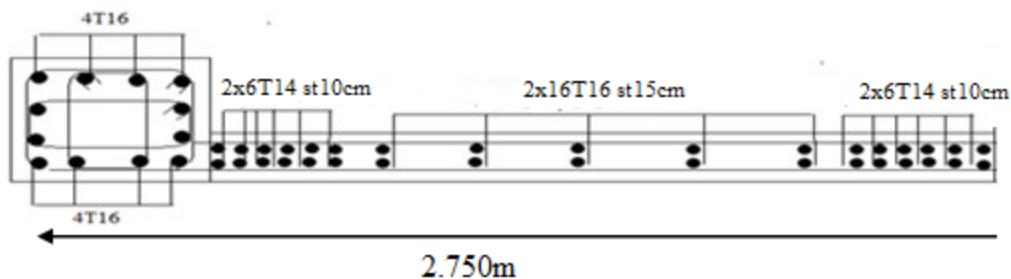


Figure V.15. Schéma de ferrailage du voile

V.4.4.4.2. 2^{ème} Type- Voile plein en U

$$A = 1,07 \text{ m}^2$$

$$V = 1,725 \text{ m}$$

$$I = 1,503 \text{ m}^4$$

$$N = 2635, 70 \text{ KN}$$

$$M = 6864, 44 \text{ KN.m}$$

$$T = 731,51 \text{ KN}$$

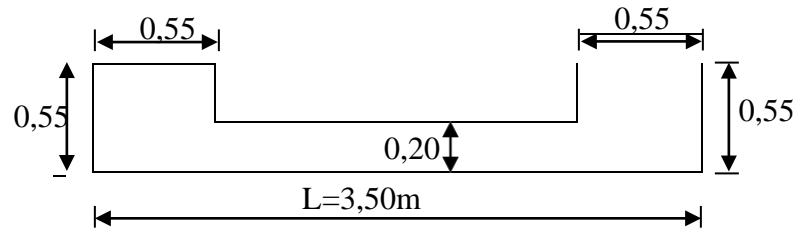


Figure V.16. Vue en plan du voile plein en U

✓ Calcul des contraintes

$$\sigma_1 = \left[\frac{2635,70}{1,07} + \frac{6864,44 \times 1,72}{1,503} \right] \cdot 10^{-3} = 10,31 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \left[\frac{4517,835}{1,1} - \frac{687,5 \times 2}{3,198} \right] \cdot 10^{-3} = -5,28 \text{ MPa}$$

$\sigma_1; \sigma_2 > 0 \rightarrow$ Donc la section est partiellement comprimée.

✓ Vérification de la contrainte de compression sous (G+Q ± E)

$$N = 4096,20 \text{ KN}$$

$$M = 1016,20 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{A} + \frac{M \cdot V}{I} = \left[\frac{4096,20}{1,07} + \frac{1016,20 \times 1,72}{1,503} \right] \times 10^{-3} = 4,99 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\max} = 4,77 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifier.}$$

✓ Longueur de la zone tendue :

$$X = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \cdot L = \frac{1,54}{3,77 + 1,54} \times 3,5 = 1,21 \text{ m}$$

$$Y = L - X = 3,5 - 1,21 = 2,28 \text{ m}$$

X : La longueur de la zone tendue.

Y : La longueur de la zone comprimée.

Détermination des armatures verticales

- Tronçon AB : la force de traction résultante.

$$F_1 = \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \right) b \cdot h = \left(\frac{10,31 + 5,28}{2} \right) \cdot 0,55 \times 0,55 \times 10^3 = 1263,55 \text{ KN}$$

$$A_{v1} = \frac{F_1}{\sigma_s} = \frac{1263,5 \times 10}{400} = 31,5 \text{ cm}^2$$

- Tronçon BC :

$$F_2 = \frac{1}{2} \sigma_2 (X - b) a = \frac{1}{2} \times 5,28 \times (1,20 - 0,55) \times 0,20 \times 10^3 = 191,8 \text{ KN}$$

$$A_{v2} = \frac{F_2}{\sigma_s} = \frac{191,8 \times 10}{400} = 4,79 \text{ cm}^2$$

$$A_t = A_{V1} + A_{V2} = 31,5 + 4,79$$

$$A_t = 36,29 \text{ cm}^2$$

Calcul d'Avj On a :

$$A_{vj} = 1,1 \times \frac{\bar{V}}{f_e} = 1,1 \times \frac{1,4.V}{f_e} \times \frac{x}{L}$$

$$A_{vj} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 731,51 \times 10}{400} \times \frac{1,20}{3,50} = 8,34 \text{ cm}^2$$

✓ Section total d'armature $A_{Total} = A_t + A_{vj} = 36,29 + 8,34 = 44,63 \text{ cm}^2$

D'après le RPA 2003 :

$$A_{Total} = 44,63 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 0,2\% . a . S = 0,2\% . 0,20 \times 1,1 . 10^4 = 4,4 \text{ cm}^2$$

- Détermination des armatures horizontales

✓ La contrainte de cisaillement

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 . d} = \frac{1,4.V}{a . 0,9L} = \frac{1,4 \times 731,5 \times 10}{20 \times 0,9 \times 350} = 1,40 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 1,40 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifier.}$$

✓ Le pourcentage minimal selon RPA 2003

$$\tau_b = 1,40 \text{ MPa} > \bar{\tau}_b = 0,025 f_{c28} = 0,625 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifier.}$$

$$A_h \geq 0,25\% . a . 1m = 0,25\% \times 20 \times 100 = 5 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_h = 2(4T10) = 6,29 \text{ cm}^2$ $S_h = 15 \text{ cm}$

- L'espace

$$S_v \leq \min (1,5a = 30 \text{ cm}; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

- Choix d'armature

Les poteaux : $4T16 = 28,15 \text{ cm}^2$

La zone poteau-voile : $4(4T16) = 14,07 \text{ cm}^2$; $S_v = 10 \text{ cm}$.

La zone courante : $2(14T14) = 21,55 \text{ cm}^2$; $S_c = 15 \text{ cm}$

N.B : pour l'ensemble des voiles, on prend la même section d'armature horizontale.

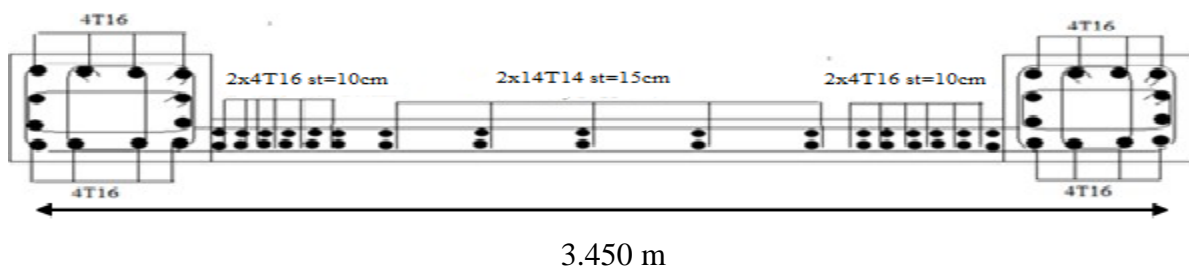


Figure V.17. Schéma de ferraillage de voile

V.4.5. Caractéristiques et ferraillage des voiles

Tableau V.27. Caractéristiques et ferraillage des voiles de RDC

Voile	L (m)	V (m)	V'(m)	N (KN)	M (KN.m)	T (KN)	A m ²	I m ⁴
VLX1	2,775	1,674	0,826	1769.16	3839.58	630.87	0,7475	0.5379
VLX2	2,775	1,674	0,826	2030.24	3810.66	647.43	0,7475	0.5379
VLX3	2.275	1,393	0,881	3499.80	2518.36	597.48	0,6475	0,3017
VLX4	1.775	0.903	0.672	3680.16	1444.87	446.66	0.5475	0.1448
VLX5	2,775	1.674	1.101	1861.76	4080.13	949.13	0,7475	0,5379
VLY1	3.775	2.215	1.559	2815.83	6016.19	779.16	0.9475	1.300
VLY2	3.450	1.725	1.725	2636.70	6864.44	731.51	1.0750	1.503
VLY3	3.775	2.215	1.560	3564.15	5768.36	743.32	0.9475	1.300
VLY4	3.550	1.775	1.775	3106.52	7006.87	749.76	1.095	1.621
VLY5	3.275	1.947	1.328	2108.91	4680.06	676.68	0.8475	0.8664
VLY6	3.625	2.136	1.489	2498.94	5994.46	812.22	0.9175	1.158

Voile	L (m)	σ_1 Mpa	σ_2 Mpa	σ_3 Mpa	A _{min} RPA	A _{Calcul}	A _{vj}	A _{Tot=} A _{cal} +A _{vj}	A _c	A _{adopté}
VLX1	2.775	10.26	-5.52	2.05	3.32	30.43	8.47	38.91	3.09	A _p =14T16 A _{c-p} = 4 (6T14) A _c =2(16T16)
VLX2	2.775	8.56	-3.13	0.81	2.97	27.19	6.67	33.87	5.15	A _p =14T16 A _{v-p} = 4(6T12) A _c = 2 (14T16)
VLX3	2.275	12.75	-1.94	-1.60	1.20	19.81	3.04	22.86	6.68	A _p =14T16 A _{v-p} =4 (2T14) A _c = 2 (10T116)
VLX4	1.775	13.44	0.16	-4.16	2.19	10.03	0.001	10.03	7.09	A _p =14T16 A _{v-p} =4 (2T12) A _c =2(5T16)
VLX5	2.775	10.84	-5.86	2.55	3.89	31.66	10.82	42.48	3.31	A _p =14T16 A _{v-p} =4 (6T16) A _c =2 (16T16)

VLY1	3.775	9.92	-3.96	1.95	4.32	30.08	8.58	38.66	6.45	$A_P=14T16$ $A_{V.P}=4 (6T14)$ $A_C=2 (15T16)$
VLY2	3.450	10.31	-5.28	2.93	3.28	20.15	6.70	26.85	7.22	$A_P=14T16$ $A_{V.P}=4 (4T16)$ $A_C=2 (14T14)$
VLY3	3.775	10.66	-3.17	1.16	3.46	29.36	6.5	35.93	8.16	$A_P=14T16$ $A_{V.P}=4 (4T16)$ $A_C=2 (15T16)$
VLY4	3.550	10.50	-4.83	2.45	4.47	39.35	9.09	48.45	5.25	$A_P=14T16$ $A_{V.P}=4 (6T14)$ $A_C=2 (20T16)$
VLY5	3.275	9.66	-4.68	2.27	4.27	36.99	8.50	45.49	4.54	$A_P=14T16$ $A_{V.P}=4 (6T14)$ $A_C=2 (19T16)$
VLY6	3.625	10.43	-4.98	2.64	4.68	31.80	10.11	41.92	5.12	$A_P=14T16$ $A_{V.P}=4 (6T16)$ $A_C=2 (16T16)$

Remarque : on prend la même distance et le même ferraillage dans tous les étages.

V.4.6. Vérification de l'effort tranchant

La relation suivante doit être vérifiée :

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 d} \leq \bar{\tau} = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

b_0 : Épaisseur du voile.

d : hauteur utile $d=0,9 \times h$.

h : hauteur totale (largeur) de la section brute.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.28. Vérification de l'effort tranchant des voiles

Voile	T (KN)	τ_b (MPa)	Condition
VLX1	630.87	1.26	Vérifiée
VLX2	647.43	1.29	Vérifiée
VLX3	597.48	1.45	Vérifiée
VLX4	446.66	1.39	Vérifiée
VLX5	949.13	1.90	Vérifiée
VLY1	779.16	1.14	Vérifiée
VLY2	731.51	1.17	Vérifiée
VLY3	743.32	1.09	Vérifiée
VLY4	749.76	1.17	Vérifiée
VLY5	676.68	1.14	Vérifiée
VLY6	812.22	1.24	Vérifiée

Chapitre VI

Etude des fondations

VI.1. Introduction

Les fondations sont les parties inférieures de l'ouvrage qui transmettent au sol les charges de la superstructure. Les éléments des fondations transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux). Ils doivent assurer deux fonctions essentielles :

- Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure
- Transmettre ces charges et surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

VI.2. Classification des fondations

Fonder un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'ils supportent sur le sol ou dans le sol, suivant l'importance des charges et la résistance du terrain.

Lorsque l'ouvrage est léger ou lorsque le sol a une bonne capacité portante, on envisage de réaliser des fondations superficielles. Parmi les fondations superficielles on distingue trois types de semelles : les semelles continues, les semelles isolées et les semelles des radiers (Figure 6.1). Lorsque la profondeur du sol résistant est importante, on envisage de réaliser des fondations semi-profondes (puits) ou profondes (pieux).

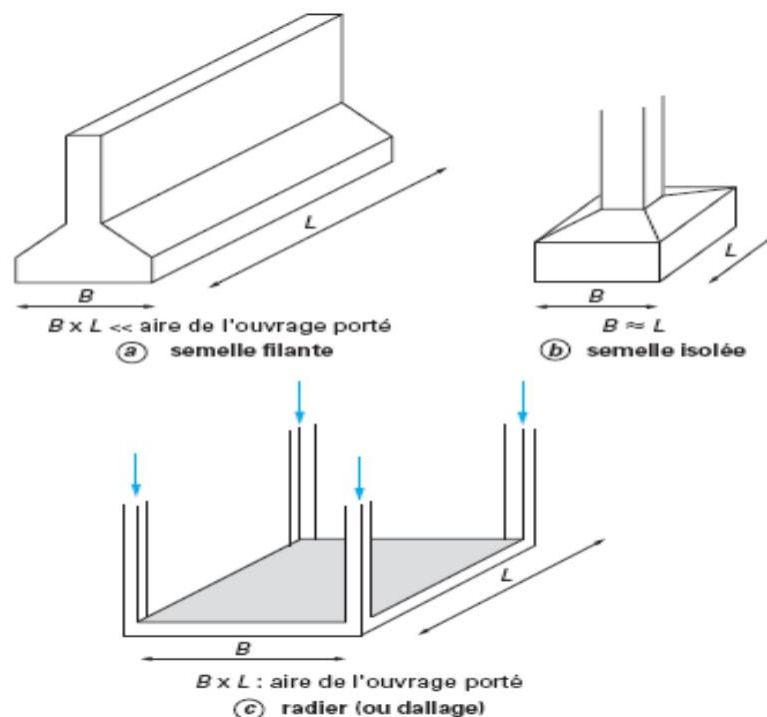


Figure VI.1: Type des fondations superficielles

VI.3. Facteurs influe sur le choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend de :

- **La taille de l'ouvrage à fonder** : pont, bâtiment d'habitation, bâtiment industriel, soutènement,.....
- **La nature du terrain** : connaissance du terrain par sondage et définition des caractéristiques.

VI.4. Conseils pour les fondations

Avant de réaliser les fondations, les conseils suivants doivent être prendre en considération :

- Ne jamais oublier que le séisme arrive par le sol puisque la terre tremble,
- Toujours rechercher le bon sol pour l'assise des semelles,
- Les poteaux sont à liaisonner par un réseau bidirectionnel de longrines,
- Eviter les sols lâches et les remblais qui amplifient l'effort sismique,
- Eviter les terrains gorgés d'eau et les sols formés de grains fins et de même diamètre.

VI.5. Calcul des fondations

Dans un premier temps, l'ingénieur cherchera à fonder son ouvrage superficiellement pour des raisons économiques (si des conditions particulières liées au projet, au site ou aux sols autorisent). Il devra alors se préoccuper en tout premier lieu de la capacité portante de sa fondation, c'est-à-dire vérifier que les couches de sol superficielles peuvent effectivement supporter les charges et les surcharges appliquées sur la superstructure. Si le résultat des calculs est concluant, notamment s'il n'aboutit pas à une aire de fondation prohibitive, il doit alors s'assurer que son tassement sous les charges de fonctionnement prévues (courantes ou exceptionnelles) est dans des limites admissibles. La capacité portante et le tassement sont ainsi les deux éléments fondamentaux qu'il y a lieu de considérer systématiquement lors du calcul des fondations.

VI.6. Choix de fondations

On propose en premier lieu, de fonder notre ouvrage sur des semelles isolées, si la condition de résistance n'est pas vérifiée on passe au deuxième type qui est les semelles filantes, sinon on choisit un radier général.

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité des fondations.

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Avec :

- N : Effort normal appliqué sur la fondation à l'E.L.S.
- S : La surface de la fondation.
- σ_{sol} : Contrainte admissible du sol = 2,00 bars.

Remarque

La contrainte du sol doit être déterminée à partir des résultats d'essai de sol. Dans certains cas, les contraintes limite du sol, sous fondations superficielles, peuvent être fixées à l'avance pour des sols rencontrés, des réalisations existantes, etc.... (Document technique réglementaire DTR-BC 233.1). Pour notre projet et selon les réalisations existantes nous avons pris une contrainte admissible du sol égal à 2 bars sur 3 m de profondeur.

VI.6.1. Semelle isolée

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport entre les dimensions des poteaux (a et b) égal le rapport des semelles isolées (A et B):

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$$

Pour les poteaux carrés : a = b donc A = B \Rightarrow S = A²

Avec : S = surface de la semelle.

On détermine la longueur et la largeur de la semelle à partir de la condition de résistance :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{A^2} \Rightarrow A^2 \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$$A \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma_{sol}}}$$

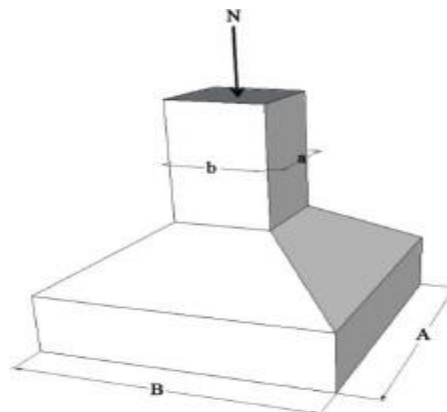


Figure VI.2. Dimensions de la semelle isolée

Les résultats des efforts normaux appliqués aux fondations sont regroupés dans le tableau

Tableau VI.1. Sections des semelles isolées

poteaux	N(KN)	A(m)	A^{choisie} (m)				
C1	662,25	1,66	1,70	C29	662,69	1,82	1,9
C2	781,99	1,96	2	C30	595,23	1,73	1,8
C3	960,93	2,19	2,20	C31	612,02	1,60	1,7
C4	916,65	2,14	2,20	C32	696,4	1,87	1,9
C5	893,59	2,11	2,20	C33	783,55	1,98	2
C6	920,83	2,15	2,20				
C7	869,29	2,08	2,10				
C8	814,88	2,02	2,10				
C9	875,31	2,09	2,10				
C10	790,68	1,99	2				
C11	908,18	2,13	2,20				
C12	919,62	2,14	2,20				
C13	961,83	2,19	2,20				
C14	920,79	2,15	2,20				
C15	596,64	1,64	1,70				
C16	784,54	1,98	2				
C17	726,62	1,77	1,80				
C18	882,41	2,10	2,10				
C19	744,05	1,88	1,90				
C20	759,71	1,95	2				
C21	779,3	1,97	2				
C22	799,75	2,00	2				
C23	888,61	2,11	2				
C24	689,49	1,77	1,8				
C25	733,68	1,92	2				
C26	608,64	1,59	1,60				
C27	827,7	2,03	2,10				
C28	916,56	2,14	2,20				

- Vérification de l'intersection entre deux semelles voisines :

Il faut vérifier que :

$$1,5 \times B \leq L_{\min}$$

Tel que : $L_{\min} = 2,65$ m (valeur entre axe minimum entre deux poteaux) :

Et : $B = A = 2,30$ m

Alors :

$$1,5 \times 2,30 = 3,45 \text{ m} > L_{\min} = 2,65 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition non vérifié}$$

Conclusion

On remarque qu'il y a un chevauchement des semelles, donc on passe à l'étude des semelles filantes.

VI.6.1.2. Semelles filantes

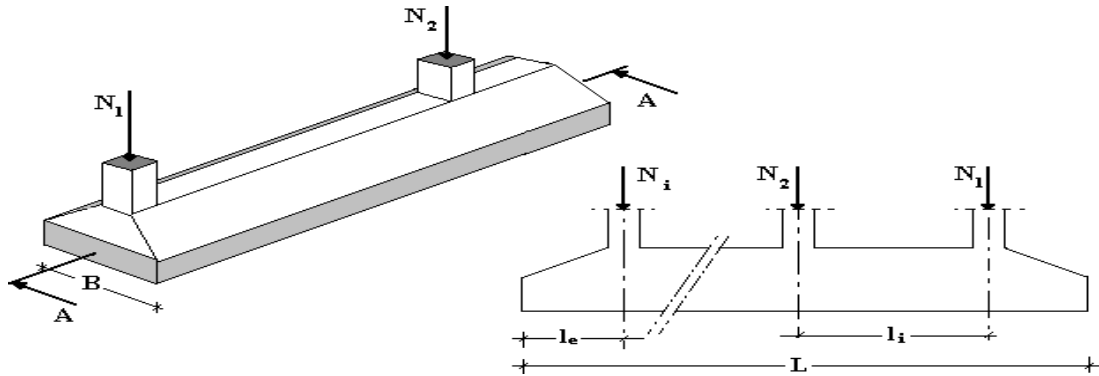


Figure VI.3. Semelle filante

On doit d'abord déterminer la largeur de la semelle.

On a :

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol}$$

Tel que :

N : effort normal provenant de l'axe ou la file considéré ($N_{poteaux} + N_{voiles}$).

S : section de la semelle ($S = B \cdot L$).

B : largeur de la semelle.

L : longueur de la file considérée.

Donc :

$$B \geq \frac{N}{L \cdot \sigma_{sol}}$$

La section des semelles filantes sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.2. Dimensions des semelles filantes.

* Sens X-X :

Sens	File	N (KN)	L (m)	B (m)	B ^{choisie} (m)
X-X	2	2720,59	23,5	2.55	2,60
	3	2195,53	23,5	2.42	2,50
	4	1684,23	23,5	2.62	2,70

* Sens Y-Y :

Sens	Axe	N (KN)	L (m)	B (m)	B ^{choisie} (m)
Y-Y	A	2163,05	25,5	2.51	2,60
	B	2562,65	25,5	2.31	2,40
	F	2565,92	25,5	2.31	1,40

● **Vérification de l'intersection entre deux semelles voisines :**

Il faut vérifier que :

$$1,5 \times B \leq L_{\min}$$

Tel que : $L_{\min} = 2,65$ m (valeur entre nus minimum entre deux poteaux)

- Sens X-X : ($L_{\min} = 2,65$ m)

$$2,5 \times B = 2,5 \times 2,60 = 6,50 \text{ m} > L_{\min} = 2,65 \text{ m} \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée.}$$

- Sens Y-Y : ($L_{\min} = 3,65$ m)

$$2,5 \times B = 2,5 \times 2,60 = 6,50 \text{ m} > L_{\min} = 3,65 \text{ m} \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée.}$$

Conclusion

Les deux conditions ne sont pas vérifiées, donc qu'il y'a un chevauchement des semelles. La conception de semelles filantes ne devient plus possible, le choix de la conception radier s'impose.

VI.6.1.3. Radier général

Le radier est une épaisse couche de béton armé, coulé directement sur le sol pour constituer l'assise et le plancher bas d'une construction (Figure 6.6). La dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée (dalle mince et raidie par des nervures croisées de grande hauteur).

Notre bâtiment est fondé sur un radier nervuré qui est le plus économique que les autres types et le plus utilisé à la pratique.

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux et les voiles.

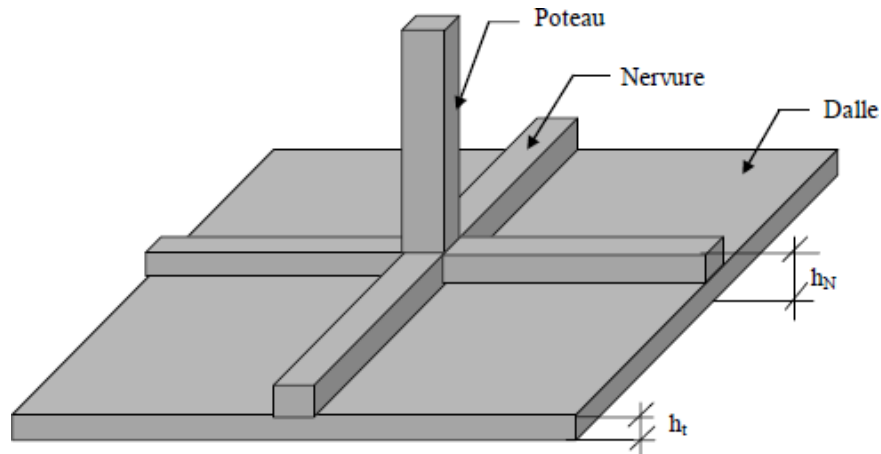


Figure VI.4. Radier en béton armé

a). Surface nécessaire

La contrainte maximale de la superstructure ne doit pas dépasser celle provoquée par la fondation.

$$\sigma_{\max} \leq \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{P}{S_r} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_r \geq \frac{P}{\sigma_{sol}}$$

Avec :

S_r : surface du radier

P : poids total

$$\sigma_{sol} = 0,20 \text{ MPa (2Bars).}$$

Le poids total est la somme du poids de la superstructure et de l'infrastructure, soit :

$$P = 58918,66 \text{ KN}$$

$$S_r \geq \frac{P}{\sigma_{sol}} = 294,59 \text{ m}^2$$

$$S_b = 477,78 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{nec}} = 294,59 < S_b = 477,78 \text{ m}^2$$

S_b : La surface du bâtiment

Donc la surface totale du radier est : $S_r = 615.21 \text{ m}^2$

b). Pré dimensionnement du radier :**❖ Dalle**

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

✓ Condition forfaitaire :

$$h_1 \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec :

L_{\max} : portée maximale entre axe de deux poteaux ($L_{\max}=5,95\text{m}$)

Donc :

$$h_1 \geq \frac{595}{20} = 29.75 \text{ cm}$$

On prend : $h_1 = 50\text{cm}$

❖ Nervure :**1. La hauteur de nervure****a. Condition de la flèche**

La hauteur des nervures se calcule par la formule de la flèche

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_{N1} \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

Avec : $L_{\max}=5,95 \text{ m}$

$$39.66 \leq h_{N1} \leq 59.5$$

On prend : $h_{N1} = 50 \text{ cm}$

b. Condition de rigidité :

Pour un radier rigide on doit vérifier :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

Avec :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{b.K}}$$

D'où :

$$I : \text{Inertie de la section transversale du radier. } \left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$$

E : Module d'élasticité du béton ($E=3,216 \times 10^4 \text{MPa}$).

b = 1m : Largeur de la semelle par band d'un mètre.

K : Coefficient de raideur du sol.

- $K=0,5 \text{ Kg/cm}^3$ pour un très mauvais sol.
- $K=4 \text{ Kg/cm}^3$ pour un sol de densité moyenne.
- $K=12 \text{ Kg/cm}^3$ pour un très bon sol.

Pour notre cas $K=4 \text{ Kg/cm}^3$.

On aura :

$$h_2 = \sqrt[3]{\frac{3K \cdot (2 \frac{L_{\max}}{\pi})^4}{E}} \Rightarrow h_2 \geq 0,916 \text{ m}$$

On prend :

$$h_2 = 100 \text{ cm}$$

A partir de deux conditions :

$$h_N = \max(h_1, h_2) = \max(50, 100) = 100 \text{ cm}$$

2. largeur de la nervure :

✓ **Condition de coffrage :**

$$b \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad \text{Avec : } L_{\max} = 5,95 \text{ m}$$

$$b \leq 59.5$$

On prend : b = 50 cm dans les deux sens (x-x et y-y)

✓ **Conclusion :** $h_r = \max(h_1, h_2, h_3) = 100 \text{ cm}$

On prend **$h_r = 100 \text{ cm}$** .

d. Calcul de débordement :

$$D \geq \max\left(\frac{h_N}{2}; 30\text{cm}\right)$$

On a : $h_N = 100\text{cm}$

$$D \geq \max(30; 50 \text{ cm})$$

On prend : **D=50 cm.**

Les Caractéristiques géométriques du radier sont résumées comme suit:

- ❖ Epaisseur de la dalle du radier $h=50 \text{ cm}$
- ❖ Les dimensions de la nervure :
 - $h_N = 100 \text{ cm}$.
 - $b = 50 \text{ cm}$.
- ❖ Débordement : $D= 50\text{cm}$
- ❖ Position du centre de gravité : $S_r= 615.21 \text{ m}^2$

$$x_G = 15,74 \text{ m}$$

$$y_G = 9,735 \text{ m}$$

- ❖ Moments d'inertie :

$$I_{xx} = 41526,71 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 34929,03 \text{ m}^4$$

e. Vérification vis-à-vis la stabilité au renversement

- ❖ **Vérification au poinçonnement :**

Une force localisée lorsque les dimensions de la surface de son impact sont petites par rapport aux dimensions de la dalle (radier), sous l'action des forces localisées il y a lieu de vérifier la résistance des dalles au poinçonnement

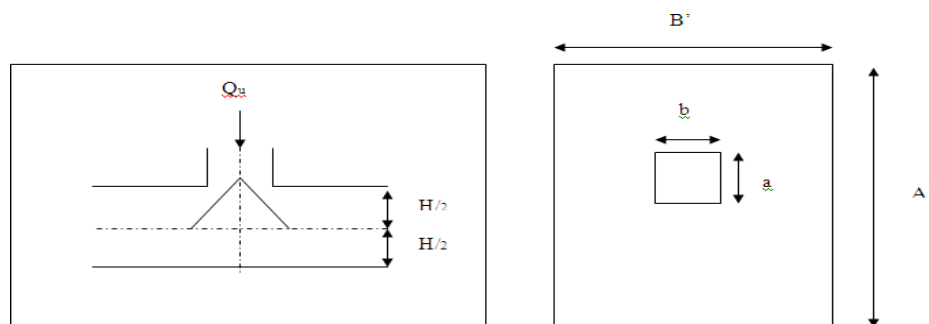


Figure VI.5. Présentation de la zone d'impact de la charge concentrée.

D'après **CBA93 (article A.5.2.4.2)** on doit vérifier la condition suivante :

$$N_u \leq Q_u = 0,045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

N_u : Effort normal du poteau le plus sollicité ($N_u=1470,45\text{kN}$)

U_c : Périmètre de contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

a, b : Dimensions du poteau du (55×55) cm^2 .

Q_c : charge de calcul pour le poteau le plus sollicité.

h : hauteur de radier.

$$U_c = 2 [(a + b) + 2h]$$

$$U_c = 2 [(55 + 55) + 2 \times 50] = 420\text{cm}$$

$$Q_u = 0,045 \times 4200 \times 500 \times \frac{25}{1,5} \times 10^{-3} = 1575\text{KN}.$$

$N_u=1470,45\text{kN} < Q_u = 1575\text{KN}$ la condition est vérifiée.

❖ Vérification vis-à-vis de la stabilité au renversement :

Selon RPA99/version 2003(Art.10.1.5) on doit vérifier que :

$$e = \frac{M}{N} < \frac{B}{4}$$

➤ **Suivant X-X :**

$$e_x = \frac{M_x}{N} = \frac{21374,03}{58918,66} = 0,36\text{m} < \frac{25,3}{4} = 6,325\text{m} \dots\dots\dots \text{vérifié.}$$

➤ **Suivant Y-Y :**

$$e_y = \frac{M_y}{N} = \frac{49084,36}{58918,66} = 0,83\text{m} < \frac{25,5}{4} = 6,325\text{m} \dots\dots\dots \text{vérifié.}$$

❖ Vérification au cisaillement :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1 f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa} \Rightarrow \text{fissuration préjudiciable}$$

b = 1m (une bande de 1m de 4 longueur).

$$V_u = \frac{N_u}{S_r} \times \frac{L}{2} \times b = \frac{81300,64}{615,21} \times \frac{5,95}{2} \times 1 = 393,14KN$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{393,14}{1 \times 0,9 \times 1000} = 0,43MPa \leq \tau_u = 2,5MPa \dots\dots\dots \text{c'est vérifié.}$$

❖ Calcul des contraintes :

$$\sigma_{sol} = 2,00 \text{ bars}$$

Les contraintes du sol sont données par :

À l'ELS : $\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{58918,66}{615,21} = 95,769$

$$\sigma_{ser} = 95,769kN / m^2 < \sigma_{sol} = 200kN / m^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

à l'ELU :

On doit vérifier les contraintes sous le radier ($\sigma_1 ; \sigma_2$)

Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I_{yy}} X_G$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I_{xx}} Y_G$$

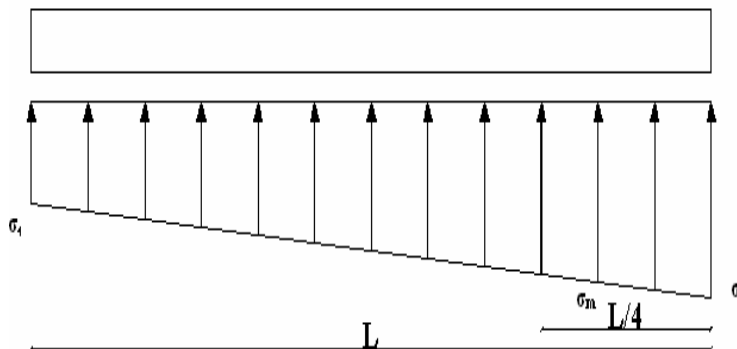


Figure VI.6. Contraintes sous radier.

On vérifie que :

σ_1 : Ne doit pas dépasser $1,5\sigma_{sol}$

σ_2 : Reste toujours positif pour éviter des tractions sous le radier.

$$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \text{ Reste toujours inférieur à } 1,33\sigma_{sol}$$

$$N_u = 1,35G + 1,5Q = 81300,46 \text{ KN}$$

M est le moment de renversement.

$$M_x = 29648,48 \text{ KN.m.}$$

$$M_y = 67588,87 \text{ KN.m.}$$

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2$$

Le tableau suivant regroupe tous les résultats :

Tableau VI.3. Contraintes sous le radier à l'ELU.

	$\sigma_1 (\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2 (\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) (\text{kN/m}^2)$
Sens x-x	145,51	118,79	138,83
Sens y-y	147,98	116,31	140,06
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5 \sigma_{sol}$ $\sigma_{sol} = 300$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33\sigma_{sol} = 266$

a l'ELS :

$$N_{ser} = 58918,66 \text{ kN} ; S = 615,21 \text{ m}^2$$

$$M_x = 21374,03 \text{ KN.m.}$$

$$M_y = 49084,36 \text{ KN.m.}$$

M est le moment de renversement.

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2$$

Tableau VI.4. Vérification des contraintes à l'ELS.

	$\sigma_1(kN/m^2)$	$\sigma_2(kN/m^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) (kN/m^2)$
Sens x-x	105,40	86,13	100,58
Sens y-y	107,27	84,26	101,52
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5 \sigma_{sol} = 300$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33 \sigma_{sol} = 266$

Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens (xx' _ yy') donc pas de risque de soulèvement

❖ **Détermination des sollicitations les plus défavorables :**

Le radier se calcule sous l'effet des sollicitations suivantes :

ELU:

$$\sigma_u = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 140,06 kN/m^2$$

ELS:

$$\sigma_{ser} = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 101,52 kN/m^2$$

VI.7. Ferrailage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé, donc le ferrailage de la dalle du radier se fait comme celui d'une dalle de plancher.

La fissuration est considérée préjudiciable.

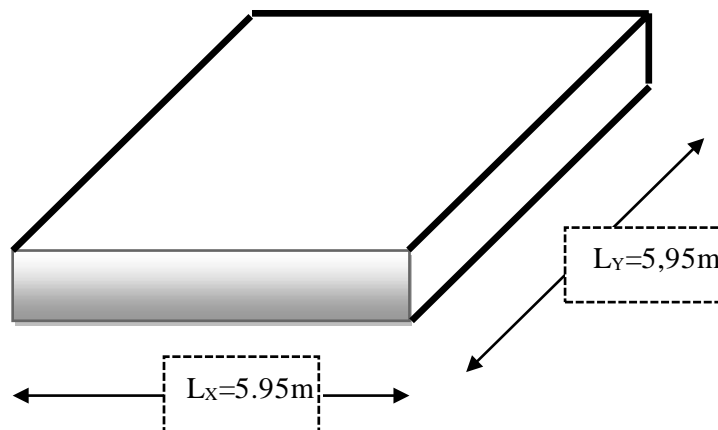


Figure VI.7. Vue en plan des dimensions du panneau le plus sollicité.

VI.7.1. Ferrailage de la dalle du radier

Si $0,4 \leq \frac{L_x}{L_y} \leq 1,0 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

Si $\frac{L_x}{L_y} \leq 0,4 \Rightarrow$: La dalle travaille dans un seul sens.

On a :

$$0,4 \leq \frac{L_x}{L_y} = \frac{5,95}{5,95} = 1,00 \leq 1,0$$

Donc la dalle travaille dans les deux sens.

La dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit :

$$M_x = \mu_x q L_x^2 \dots \dots \dots \text{sens de la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y M_x \dots \dots \dots \text{sens de la grande portée.}$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux soient encastres aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

❖ **Panneau de rive**

$$\text{Moment en travée : } \begin{cases} M_{tx} = 0,85M_x \\ M_{ty} = 0,85M_y \end{cases}$$

Moment sur appuis:

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,3M_x \quad (\text{appui de rive})$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x \quad (\text{autre appui})$$

❖ **Panneau intermédiaire**

$$\text{Moment en travée: } \begin{cases} M_{tx} = 0,75M_x \\ M_{ty} = 0,75M_y \end{cases}$$

$$\text{Moment sur appuis: } M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x$$

Le radier se calcul sous l'effet des sollicitations suivantes:

❖ ELU : $q_u = \sigma_m \cdot 1 \text{ ml} = 140,06 \text{ KN/m}$

❖ ELS : $q_{ser} = \sigma_m \cdot 1 \text{ ml} = 101,52 \text{ KN/m}$

D'après l'abaque de calcul des dalles rectangulaires, on a :

$$\text{ELU : } v = 0 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,037 \\ \mu_y = 1,00 \end{cases}$$

$$\text{ELS : } v = 0,2 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0441 \\ \mu_y = 1,00 \end{cases}$$

❖ **Calcul des sollicitations**

• **ELU**

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_u l_x^2 = 0,0370 \times 140,06 \times (5,95)^2 = 183,46 \\ M_y = \mu_y M_x = 1,000 \times 183,46 = 183,46 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,85 M_x = 0,85 \times 183,46 = 155,94 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0,85 M_y = 0,85 \times 183,46 = 155,94 \end{cases}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,3 M_x = 55,03 \text{ KN.m}$$

• **ELS**

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_{ser} l_x^2 = 0,0441 \times 101,52 \times (5,95)^2 = 158,49 \text{ KN.m} \\ M_y = \mu_y M_x = 1,000 \times 158,49 = 158,49 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,85 M_x = 0,85 \times 158,49 = 134,72 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0,85 M_y = 0,85 \times 158,49 = 134,72 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,3 M_x = 47,54 \text{ KN.m}$$

Tableaux .VI.5. Calcul des moments.

	ELU	ELS
$M_{tx} \text{ (KN.m)}$	155,94	134,72
$M_{ty} \text{ (KN.m)}$	155,94	134,72
$M_{ax} \text{ (KN.m)}$	55,03	47,54
$M_{ay} \text{ (KN.m)}$	55,03	47,54

❖ Résultats de ferrailage

Le ferrailage se fera pour une bande de 1m, les résultats sont résumés dans le Tableau VI.6

Avec : $b = 100 \text{ cm}$, $h = 50 \text{ cm}$, $d = 0,9h = 45 \text{ cm}$, $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

Tableau VI.6. Ferrailage de la dalle.

	Sens	M_u (KN .m)	μ	α	Z (cm)	A_S^{cal} (cm ²)	Choix	A_S^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	155,94	0,044	0,027	49,44	9,06	6T14	9,24	15
	y-y								
Appui	x-x	55,03	0,015	0,009	49,80	3,17	6T14	9,24	15
	y-y								

Espacement :

$$Esp \leq \text{Min}(3h; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_i \leq \text{Min}(150 \text{ cm}; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

Sens x-x :

$$S_t = \frac{100}{6} = 16,67 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 15 \text{ cm}$

Sens y-y :

$$S_t = \frac{100}{6} = 16,66 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 15 \text{ cm}$

❖ Vérifications nécessaires :

1. Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 5,43 \text{ cm}^2 < 9,24 \text{ cm}^2$$

2. Vérification des contraintes à PELS :

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 MPa$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e, \max(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}})\right) = 201,63 MPa$$

Tableau VI.7. Vérification des contraintes.

	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	134,72	9,24	2,19	15	171,02	201,63	OK
	y-y							
Appuis	x-x	47,54	9,24	0,77	15	60,56	201,63	OK
	y-y							

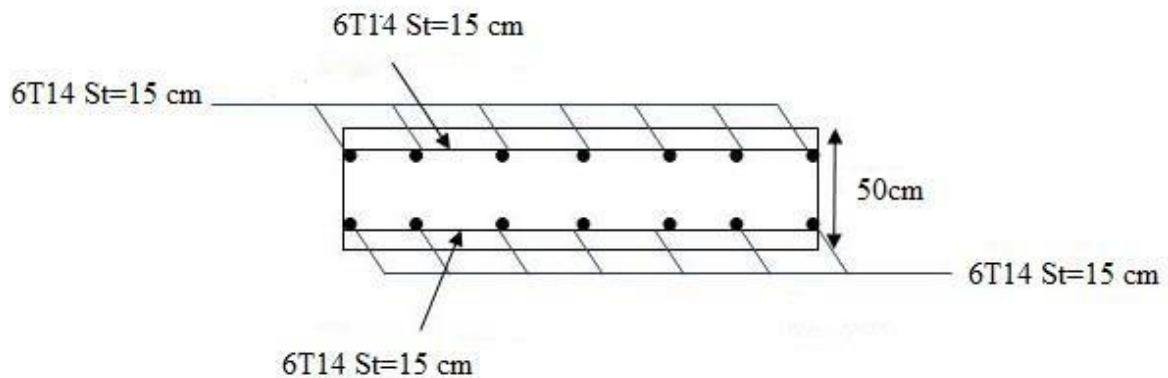


Figure VI.8. Ferrailage de la dalle du radier pour une bande de 1m.

VI.7.2.2 . Ferrailage des nervures :

b .1. Calcul des efforts :

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire (**BAEL91 modifier 99 [1]**).

$$\text{On a : } M_0 = \frac{PL^2}{8}$$

En travée : $M_t = 0,85M_0$

Sur appuis : $M_t = 0,50M_0$

b.2. Calcul des armatures :

$b = 50\text{cm}$; $h = 100$; $d = 90\text{cm}$

- Sens (x-x) :

$L = 5.95\text{ m}$; $P = 140,06\text{ kN/ml}$; $M_0 = 619,80\text{ kN.m}$

Tableau VI.8. Ferrailage des nervures suivant x-x.

	$M_u(\text{kNm})$	M	A	$Z(\text{cm})$	$A_s^{cal}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{adp}(\text{cm}^2)$
Travée	526,837	0,091	0,58	97,64	15,50	8T16	16,08
Appuis	309,90	0,0540	0,034	98,63	9,02	4T14+4T14	12,32

- Sens (y-y) :

$L = 5.95\text{ m}$; $P = 140,06\text{ kN/ml}$, $M_0 = 619,8\text{ kNm}$

Tableau VI.9. Ferrailage des nervures suivant y-y.

	$M_u(\text{kNm})$	M	A	$Z(\text{cm})$	$A_s^{cal}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{adp}(\text{cm}^2)$
Travée	526,83	0,091	0,85	97,64	15,50	8T16	16,08
Appuis	309,9	0,0540	0,034	98,63	9,02	4T16+4T14	9,24

b.3. Vérifications nécessaires :

1. Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 5,43\text{cm}^2 < 09,24\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

2. Vérification des contraintes à l'ELS :

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e, \max(0,5f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{ij}})\right) = 201,63\text{MPa}$$

Tableau VI.10. Vérification des contraintes.

	<i>Sens</i>	<i>M_{ser}</i> (kNm)	<i>A_s</i> (cm ²)	<i>σ_{bc}</i> (MPa)	<i>σ_{bc}</i> (MPa)	<i>σ_s</i> (MPa)	<i>σ̄_s</i> (MPa)	<i>Vérification</i>
Travée	x-x	381,86	16,08	7,29	15	170,03	201,63	OK
	y-y							
Appuis	x-x	224,62	09,24	5,32	15	110,46	201,63	OK
	y-y							

3. Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1 f_{c28}; 4MPa) = 2,5MPa$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d}$$

$$T_u = \frac{P_u L}{2} = 416,6kN$$

$$\tau_u = \frac{416,6 \times 10^3}{500 \times 900} = 0,92MPa \leq \bar{\tau}_u = 2,5MPa \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

3. Armatures transversales :

- **BAEL 91 modifié 99 :**

$$* \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$$

$$* S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40cm) = 40cm$$

$$* \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4MPa \right) = 0,64MPa$$

- RPA99 version 2003 :

$$* \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0$$

$$* S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4}; 12\phi_t \right) = 25\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale}$$

$$* S_t \leq \frac{h}{2} = 50\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante}$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35}; \phi_t; \frac{b}{10} \right) = 2,85 \text{ cm} \text{ et } \phi_t \geq \frac{1}{3} \phi_{\text{max}} = 5,33\text{mm}$$

$f_c=400\text{MPa}$; $\tau_u=1,25 \text{ Mpa}$; $f_{t28}=2,1\text{Mpa}$; $b=50\text{cm}$; $d=90\text{cm}$

On trouve :

Tableau.VI.11. Espacement des armatures transversales.

	Section [cm ²]	Zone	S _t RPA99 [cm]	S _t BAEL91 [cm]	S _t choisit [cm]
Nervure Sens x-x	50 × 100	Courante	50	40	40
		Nodale	25		25
Nervure Sens y-y	50 × 100	Courante	50	40	40
		Nodale	25		25

Tableau VI.12. Choix des armatures transversales.

	Section [cm ²]	Zone	S _t [cm]	Ø _t	A _t calculée [cm ²]	A _t choisit [cm ²]	Choix des barres
Nervure Sens x-x	50 × 100	Courante	40	10	6	6,79	6T12
		Nodale	25		3,75	6,79	6T12
Nervure Sens y-y	50 × 100	Courante	40	10	6	6,79	6T12
		Nodale	25		3,75	6,79	6T12

Justification des armatures transversales

$$\frac{A_t \cdot f_c}{b \cdot S_t} \geq \min \left\{ \frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa} \right\} = 0,40 \text{ MPa}$$

- Zone courante 1,35 MPa > 0,40 MPa..... Vérifié.

- Zone nodale 2,17 MPa > 0,40 MPa Vérifié..

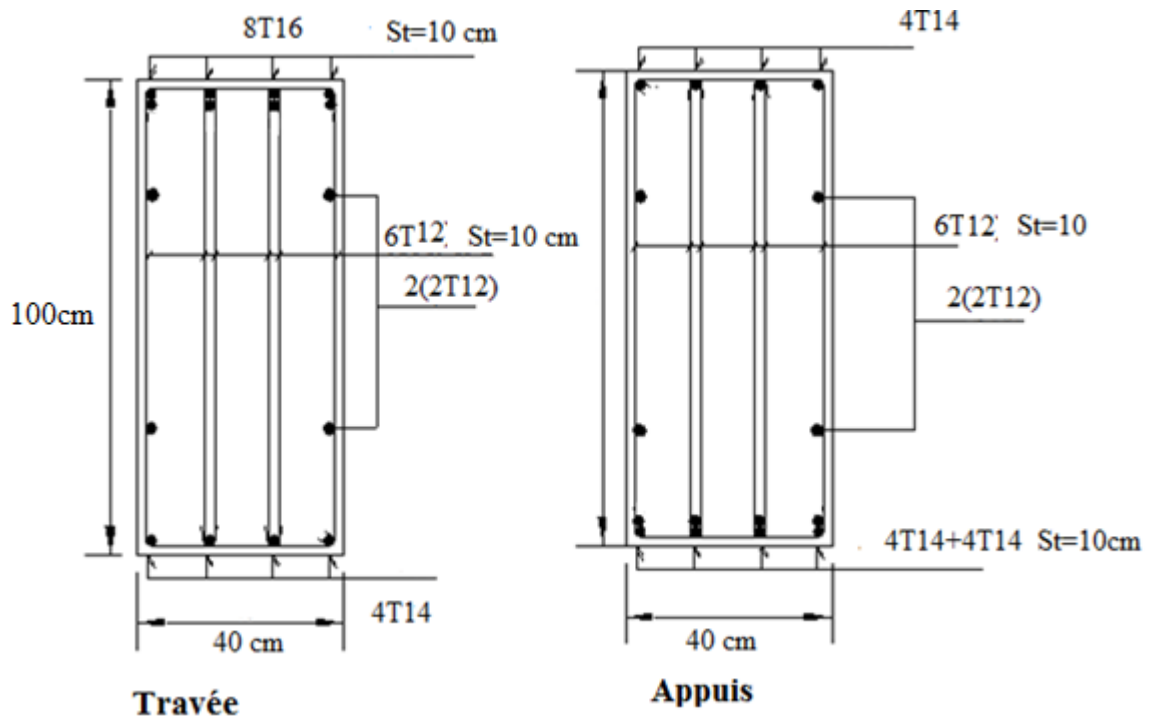


Figure VI.9. Ferrailage des nervures sens x-x.

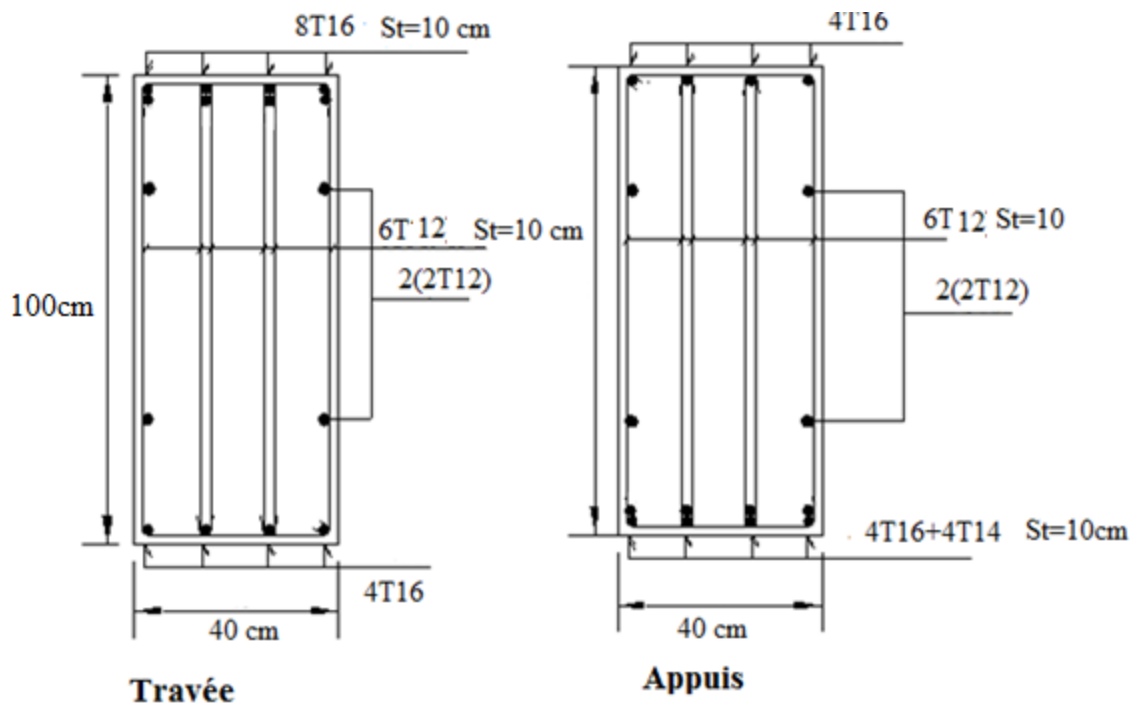


Figure VI.10. Ferrailage des nervures sens y-y.

VI.7.2.3 : Ferrailage des débords.

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur $L = 0,50$ m.

Le calcul du ferrailage sera fait pour une bande de 1 m à l'ELU.

❖ Evaluation des charges et surcharges

E.L.U : $q_u = 140,06$ KN/ml \longrightarrow Pour une bande de 1m.

E.L.S : $q_{ser} = 101,52$ KN/ml \longrightarrow Pour une bande de 1m.

❖ Calcul des sollicitations

La section dangereuse est située au niveau de l'encastrement.

$$\text{➤ E.L.U : } M_u = \frac{q_u \cdot L^2}{2} = 17,50 \text{ KN.m}$$

$$T_u = q_u \cdot L = 70,03 \text{ KN}$$

$$\text{➤ E.L.S : } M_{ser} = \frac{q_{ser} \cdot L^2}{2} = 12,69 \text{ KN.m}$$

$$T_{ser} = q_{ser} \cdot L = 50,76 \text{ KN}$$

❖ Calcul de ferrailage

Le ferrailage se fera pour une bande de 1m, avec : $b = 100$ cm, $h = 50$ cm, $d = 45$ cm

Les résultats de ferrailage sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau VI.13. Ferrailage du débord.

M_u (kNm)	μ	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
17,50	0,006	0,003	49,92	1,10	4T14	6,16

✓ Condition de non fragilité

• Armatures longitudinales : $A_s^{choisit} = 4T14 = 6,16 \text{ cm}^2$, esp = 15cm.

• Armatures transversales : $A_r = \frac{A_s}{4} = 1,54 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4T12 = 4,52 \text{ cm}^2$, esp = 12cm.

❖ Vérification des contraintes à l'ELS

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e, \max(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}})\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

Tableau VI.14. Vérification des contraintes du débord.

M_{ser} (kNm)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
12,69	8,28	274378,37	0,79	15	58,96	240	CV

VI.8. 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.

VI.8.1. 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.

Avec :

B : Section du voile.

• Armatures verticales

$$A_v = 0,1 \times \frac{e \times b}{100} = 0,1 \times \frac{20 \times 100}{100} = 2\text{cm}^2$$

$$A_v = 5T10 / ml = 3,93 \text{ Avec espacement : } s = 15 \text{ cm}$$

• Armatures horizontales

$$A_h = 0,1 \times \frac{e \times h}{100} = 0,1 \times \frac{20 \times 100}{100} = 2\text{cm}^2$$

$$A_h = 5T10 / ml = 3,93 \text{ Avec espacement : } s = 15 \text{ cm}$$

La Figure VI.11 présente le ferrailage du voile périphérique.

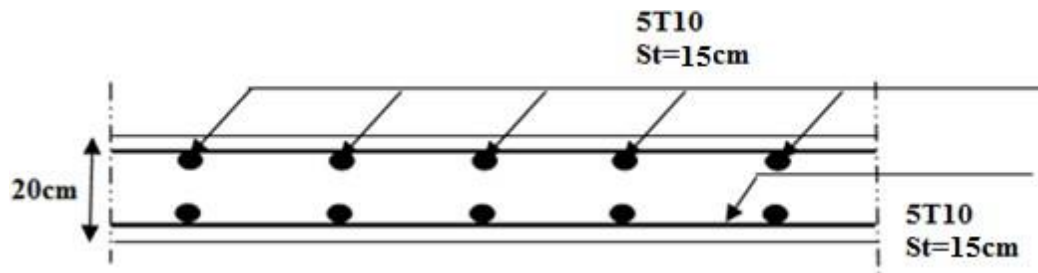


Figure VI.11. Ferrailage du voile périphérique

VI.8.2. Ferrailage de longrine :

D'après RPA99/modifié 2003, les points d'appuis d'un même bloc doivent être solidarités par un réseau bidirectionnel de longrines ou tout dispositif équivalent tendant à s'opposer aux déplacements relatifs de ses points d'appui dans le plan horizontal.

a). Dimensionnement de la longrine :

Pour les sites de catégories S_2 , S_3 on doit disposer des longrines de $(25 \times 30) \text{ cm}^2$. **RPA P98**

Donc choix $(30 \times 30) \text{ cm}^2$

Les longrines doivent être calculées sous un effort de traction donné par la formule suivante :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ kN}$$

Avec :

N : La valeur maximale des charges verticales.

α : Coefficient de la zone sismique et de la catégorie du site

(Pour une zone IIa et catégories on a $\alpha = 12$)

$$N = 2992,37 \text{ kN}$$

$$F = \frac{2992,37}{12} = 249,36 \geq 20 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{CV}$$

b). Calcul de ferrailage

La section d'armatures est donnée par la formule suivante :

$$\sigma = \frac{F}{A_s} \Rightarrow A_s = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{249,36}{348} = 7,17 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = B \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = (30 \times 30) \cdot \frac{2,1}{400} = 4,725 \text{ cm}^2$$

- Condition exigée par RPA99 (version 2003) :

$$A_{\min} = 0,6\% \times b \times h = 0,006 \times 30 \times 30 = 5,4 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_s = 6T14 = 9,24 \text{ cm}^2$

c). Vérifications a l'ELS

On doit vérifier la relation suivante :

$$A_s \geq \frac{F}{\sigma_s}$$

$$\overline{\sigma_s} = \zeta = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max(0.5 f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}}) \right\} \dots \dots \dots \eta = 1,6$$

$$\overline{\sigma_s} = \min \{ 266,67 \text{ MPa}, \max(200 \text{ MPa}; 201,63 \text{ MPa}) \}$$

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

$$F = \frac{N}{\alpha} = \frac{2169,64}{12} = 180,80 \text{ KN}$$

$$A_s \geq \frac{F}{\sigma_s} = \frac{180,80}{201,63} = 8,96 \text{ cm}^2$$

Donc les armatures calculées à l'ELU sont convenables.

d). Armatures transversales

Les armatures transversales ne jouent aucun rôle dans la résistance de la pièce, ce sont de simples cadres de montages destinés à maintenir les aciers dans leurs positions, leur espacement est définie par RPA99/Version 2003 par :

$$S_t = \min(20 \text{ cm}; 1,5 \phi_t)$$

$$\phi = 8 \text{ mm}$$

On prend : $\phi_t = 12 \text{ mm} \quad S_t \leq \min(20; 21) \text{ cm} = 20 \text{ cm}$

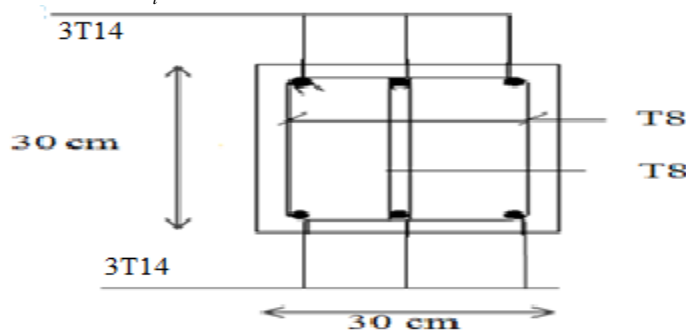


Figure VI.12.Ferrailage longrine.

Conclusion

Générale

Conclusion

Ce projet de fin d'étude nous a permis de mettre en exergue les connaissances théoriques acquises pendant la durée des études universitaires pour analyser et étudier un projet de bâtiment réel. Nous avons compris combien qu'il est important de bien analyser une structure avant de la calculer. L'analyse de la structure d'un ouvrage est une étape très importante qui permet de faire une bonne conception parasismique au moindre coût.

L'objectif primordial étant bien sûr, la protection des vies humaines lors d'un séisme majeur.

D'après l'étude qu'on a faite, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dans le début du projet pour éviter tous les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans coût important.

Finalement cette étude, nous a permis de concrétiser l'apprentissage théorique cycle de formation de l'ingénieur et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul par exemple logiciel à savoir (ETABS, SCOTEC) les conceptions et les règlements (RPA, 99 version 2003, BAEL, 91, CBA, DTR) régissant le domaine étudié.

Notons qu'enfin ce projet qui présente pour nous une première expérience et nous a été très bénéfique puisque l'utilisation de l'outil informatique a permis d'économiser beaucoup de temps, mais la maîtrise du logiciel reste une technique et étape très importante qui demande les connaissances de certaines notions de base des sciences de l'ingénieur.

Annexes

Annexe

ORGANIGRAMME -1-

Section rectangulaire a l'E.L.U en flexion simple

Cas général

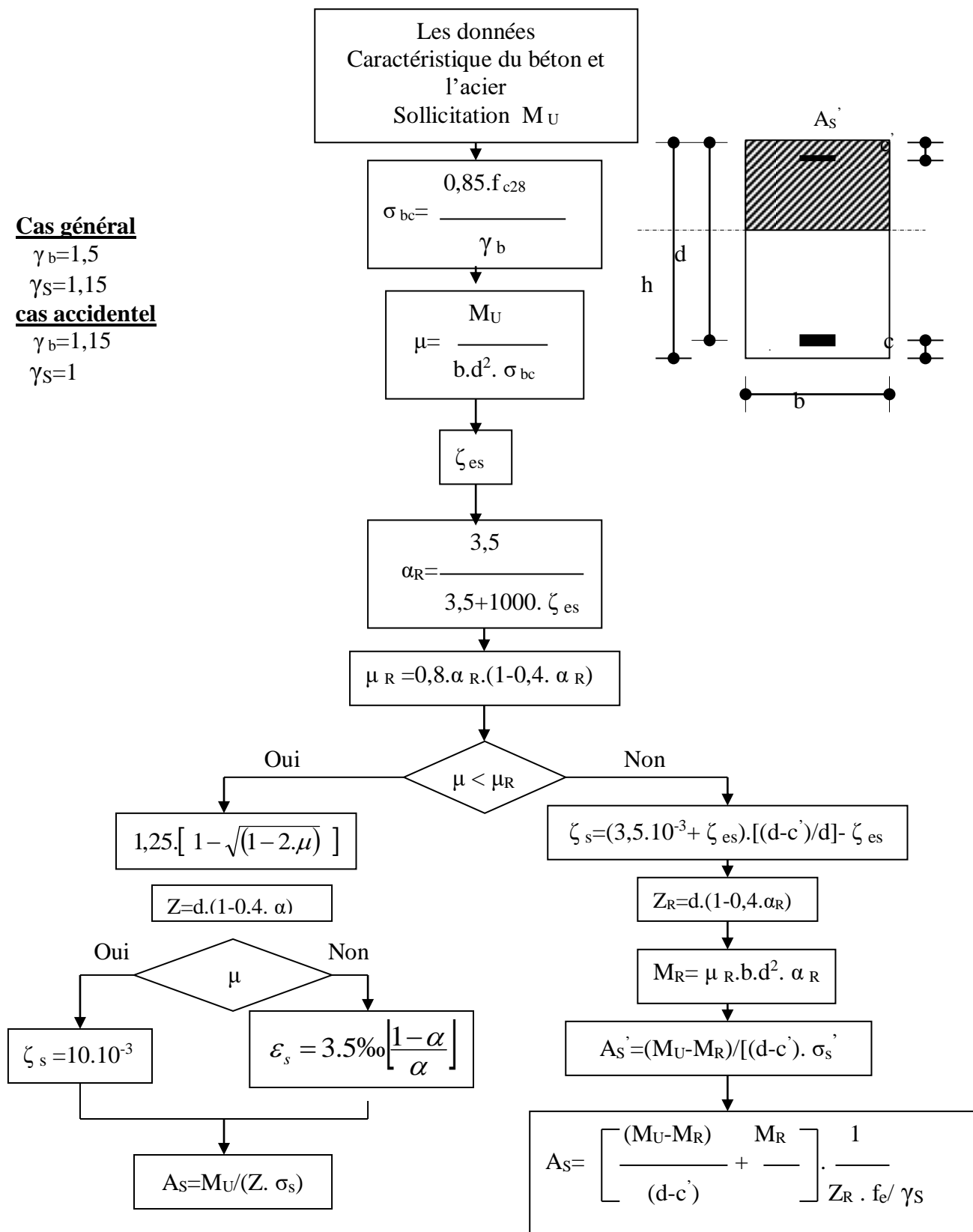
$$\gamma_b = 1,5$$

$$\gamma_s = 1,15$$

cas accidentel

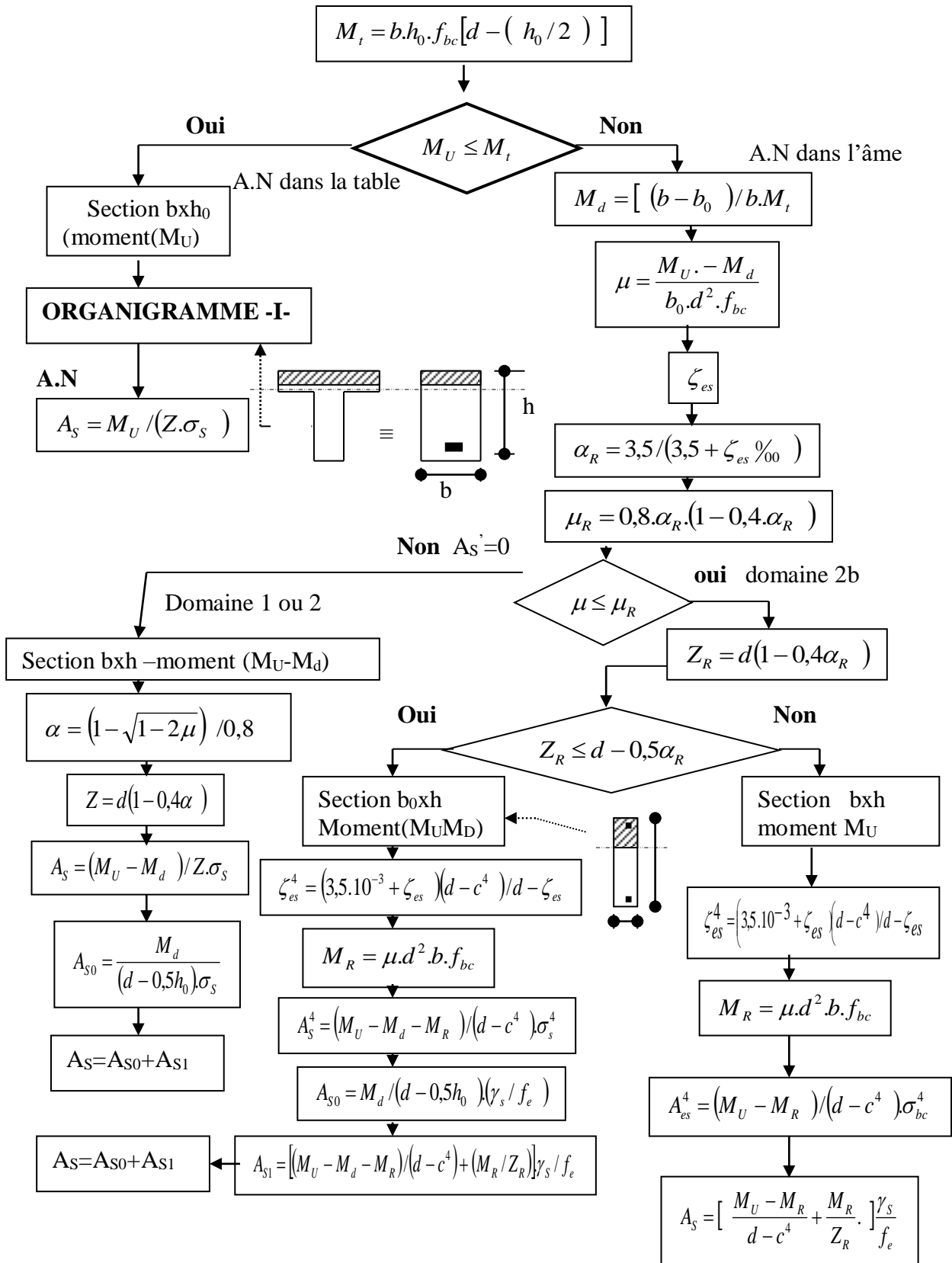
$$\gamma_b = 1,15$$

$$\gamma_s = 1$$



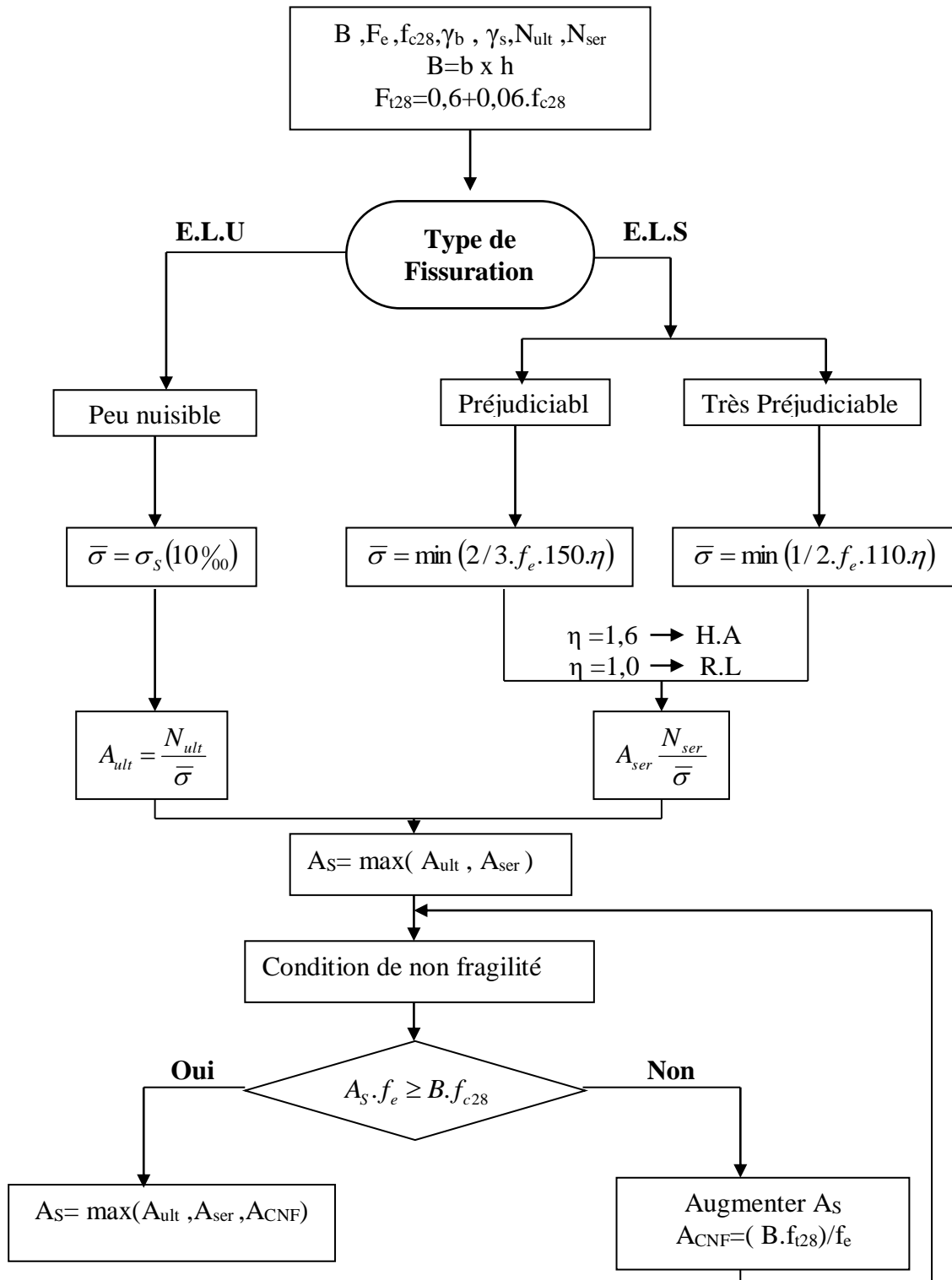
Organigramme -2-

Calcul d'une section en -TE- a l'E.L.U en flexion simple



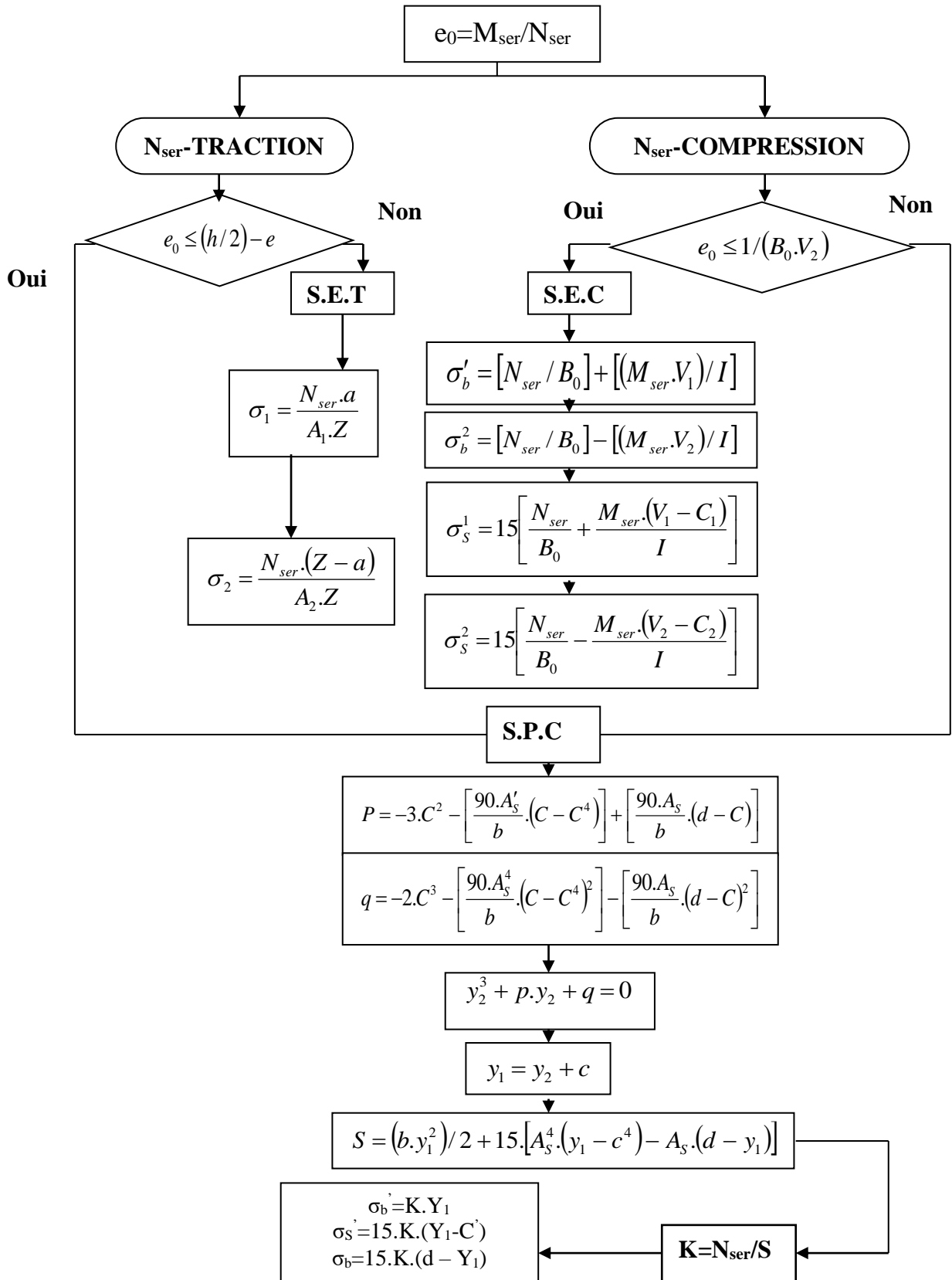
ORGANIGRAMME -3-

Traction simple



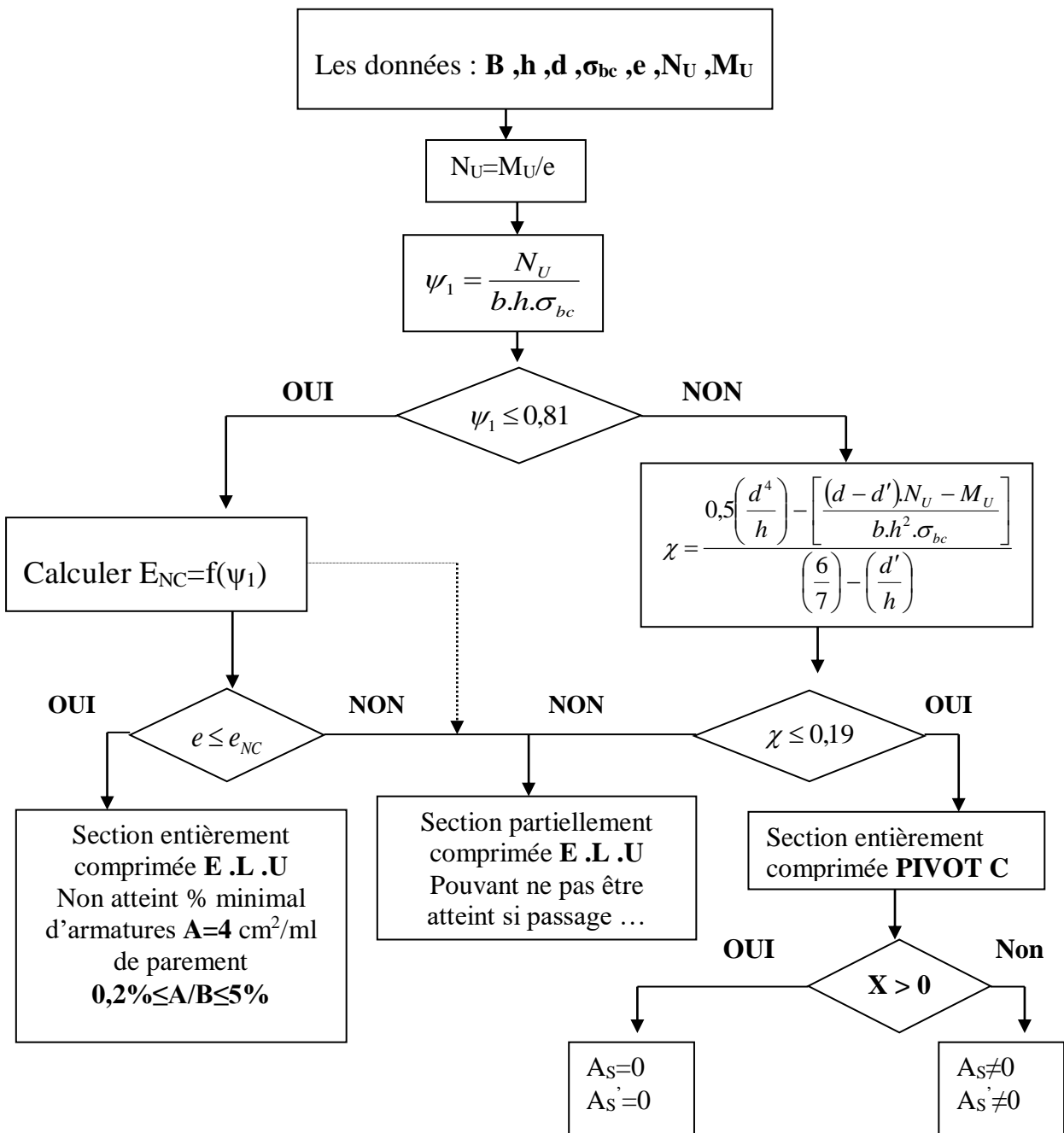
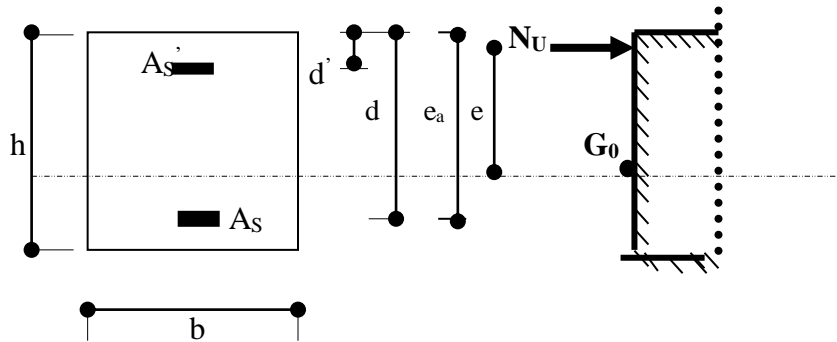
ORGANIGRAMME-4-

Flexion composee à E.L.



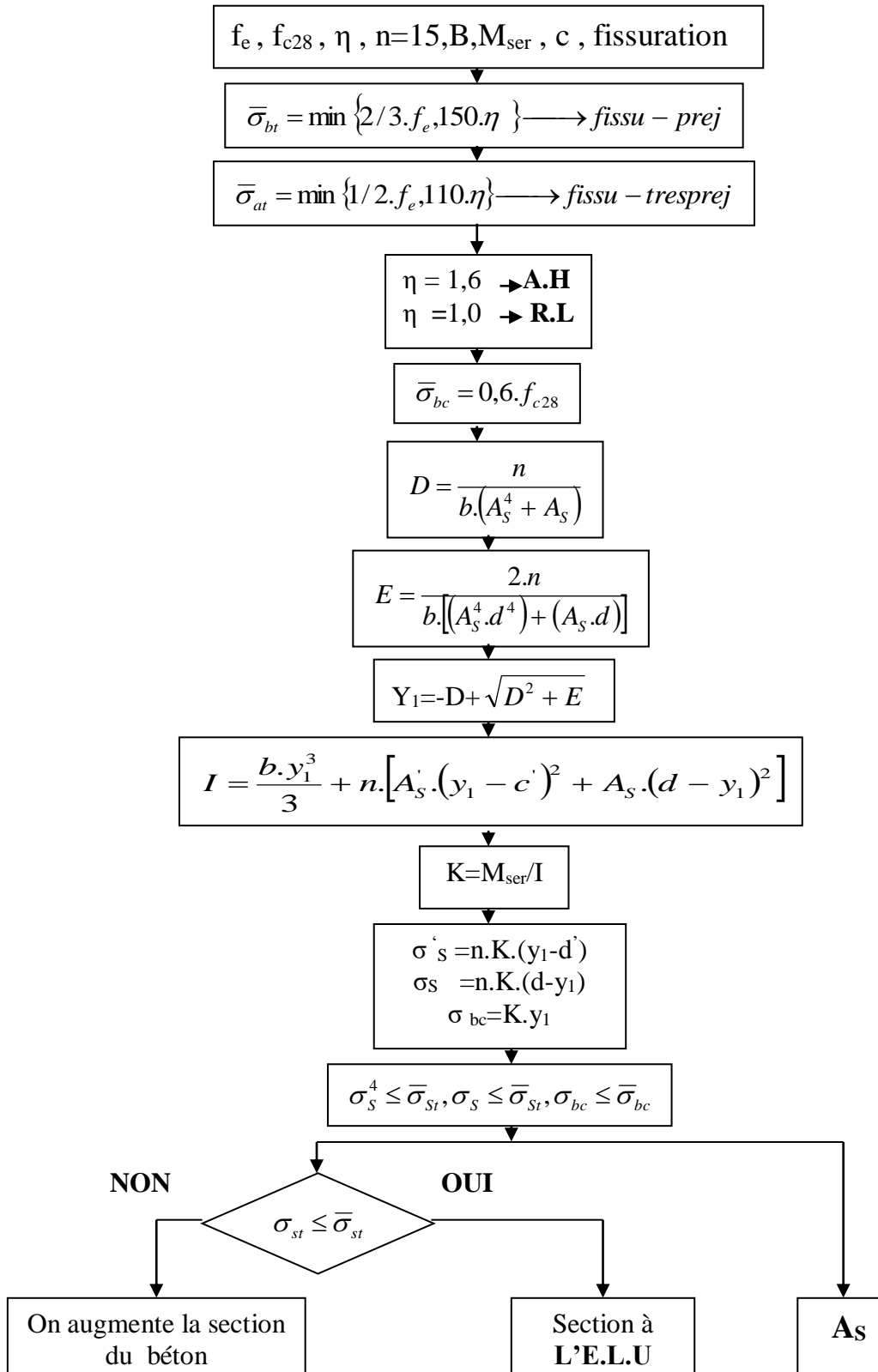
Organigramme -5-

Calcul d'une section rectangulaire A P.E.L.U en flexion composee



Organigramme -6-

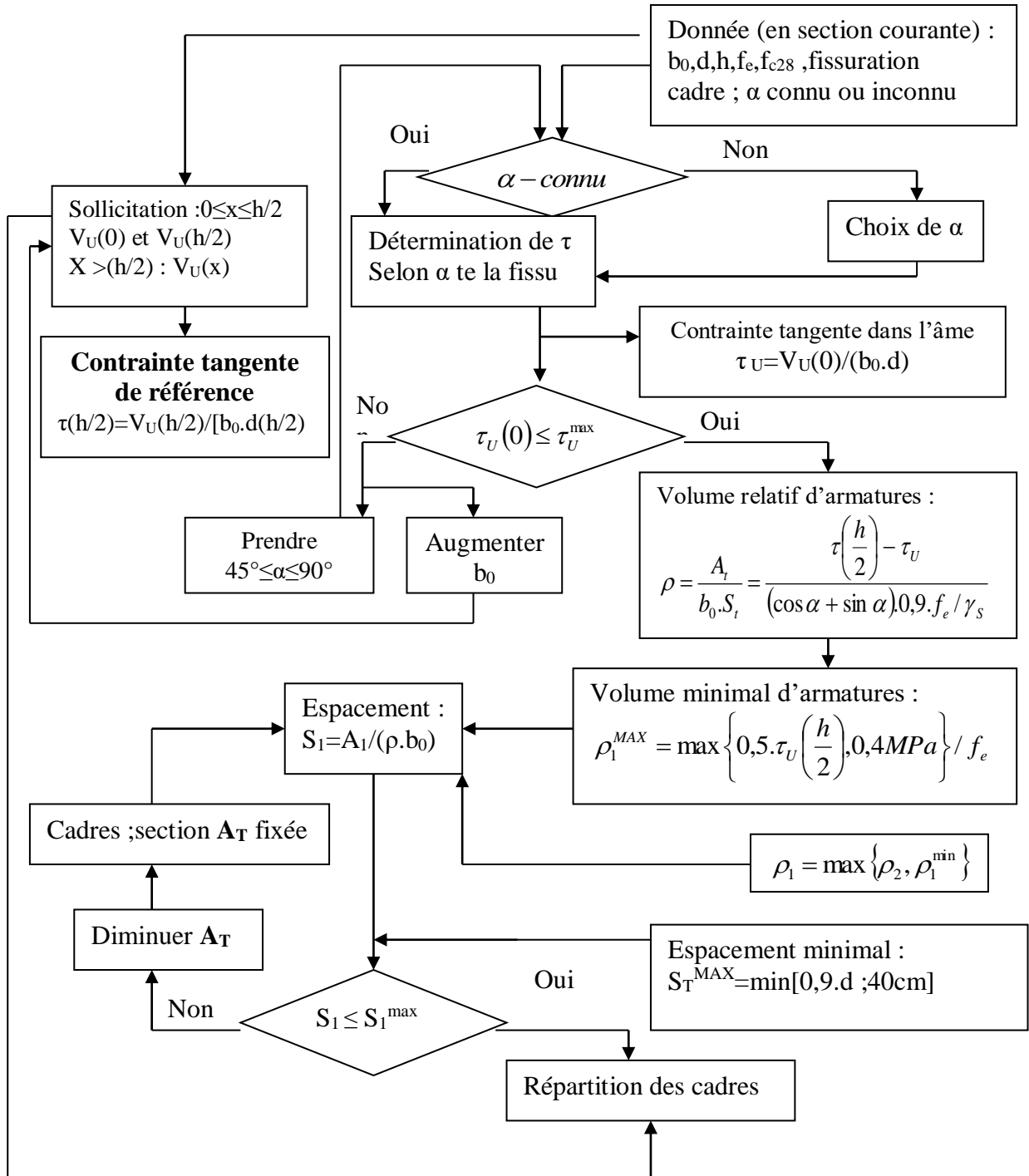
Verification d'une section rectangulaire à -l'E.L.U-



Organigramme -7-

Calcul des armatures d' une poutre soumise

A l'effort tranchant



Références et Bibliographie

- [1]-Règlement Parasismiques Algérien **RPA99 modifié en 2003**, Alger
- [2]- Béton Arme à l'état limite **BAEL 91 Modifié 99**, France, février 2000
- [3]-Règles de Conception et de calcul des ouvrages en béton armé (**CBA.93**), Alger.1993
- [4]- Charges permanentes et charges d'exploitations **DTR. BC 2.2**, Alger
- [5]- Cherait, Y. (2006). Calcul des ouvrages en béton armé, règles CBA 93 et RPA 2003. OPU, Alger
- [6]- **Henry Thonier**, Conception et calcul des structures de bâtiment (tom1et tome2), (2001).
- [7]- **Anile K CHOPRA**, Berkeley, Ed4, (2001). Dynamics of structures: theory and applications to earthquake engineering. Prentice-Hall
- [8]- **LAMIRAULT Jacques** et **RENAUD Henri**. Béton armé : guide de calcul : bâtiment et génie civil. Foucher, 1993.
- [9]- **DAVIDOVICI Victor**. Béton armé (Formulaire du béton armé.vol2). Dunod, 1974.
- [10]-Cours de Béton Arme **Olivier Gagliardini**
- [11]-Calcul pratique des ossatures de bâtiments en béton armé. **Albert Fuentes**.
- [12]-Recueil de problèmes de la dynamique des structures. **N.Nacer, A. Hadj Arab**
- [13]-**CAPRA Alain** et **DAVIDOVICI Victor**. Calcul dynamique des structures en zone sismique. Eyrolles, 1982.
- [14]-ETABS 9.7.0 (Extended Three Dimensional Analysis of Building System version 9.7.0)
- [15]-SOCOTEC
- [16]-AutoCAD 2011
- [17]-Microsoft Office