



République Algérienne Démocratique et Populaire

**Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche
Scientifique**

**Université « Djilali Bounaama » de Khemis Miliana
Faculté des Sciences et de la Technologie**

Mémoire Présenté

Pour l'obtention de diplôme

Master En « Génie civil »

Option :

Conception et calcul des constructions

Titre :

Conception et étude d'un hôtel R+5

Réalisé par :

- Kherchaoui Ali
- Harmali Abd el wahab

Encadré par :

Mr : Kouider Djeloul Omar

Année Universitaire 2015/2016

Remerciements



Avant tous nous tenons à remercier " Allah ".

A travers ce modeste travail, nous tenons à remercier vivement notre promoteur Mr: Kouider Djelloul Omar, pour l'intéressante documentation qu'il a mise à notre disposition, pour ses conseils précieux et pour toutes les commodités et aisances qu'il nous a apportées durant notre étude de ce projet.

Nos remerciements les plus vifs s'adressent aussi aux messieurs le président et les membres de jury d'avoir accepté d'examiner et d'évaluer notre travail.

Nous exprimons également notre gratitude à tous les professeurs et enseignants qui ont collaboré à notre formation depuis notre premier cycle d'étude jusqu'à la fin de notre cycle universitaire, sans omettre bien sur de remercier profondément tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à réalisation du présent travail.

Et enfin, que nos chers parents et familles, et bien avant tout, trouvent ici l'expression de nos remerciements les plus sincères et les plus profonds en reconnaissance de leurs sacrifices, aides, soutien et encouragement afin de nous assurer cette formation dans les meilleures conditions.

LISTE DES FIGURES ET DES TABLEAUX

Liste des Figures

Figure I.1 :	Diagramme contrainte -déformations a L'ELU.....	5
Figure I.2 :	Diagramme contrainte-déformations à L'ELS.....	5
Figure I.3 :	Diagramme contraint - déformation de l'acier.....	7
Figure II.1 :	plancher en corps creux.....	9
Figure II.2 :	plancher terrasse.....	11
Figure II.3 :	plancher courant.....	12
Figure II.4 :	la surface du poteau plus sollicité.....	14
Figure II.5 :	Coupe de voile en élévation.....	19
Figure III.1 :	Corps Creux.....	20
Figure III.2 :	Coupe verticale sur plancher en corps creux.....	21
Figure III.3 :	Schéma statique.....	23
Figure III. 4 :	Principe de calcul.....	25
Figure III. 5 :	Diagramme de moment fléchissant à ELU et à ELS.....	27
Figure III. 6 :	Diagramme d'efforts tranchant à ELU.....	28
Figure III. 7 :	Diagramme de moment fléchissant à ELU et à ELS.....	29
Figure III. 8 :	Diagramme d'efforts tranchant à ELU et à ELS.....	30
Figure III. 9 :	Ferraillage des poutrelles.....	37
Figure III.10 :	Coupe vertical du balcon.....	38
Figure III.11 :	Ferraillage des balcons.....	40

Figure III.12 :	Ferraillage de l'acrotère.....	45
Figure III.13 :	Dimensions de l'escalier.....	47
Figure III.14 :	Diagramme de moment fléchissant et l'effort tranchant à ELU et à ELS.....	50
Figure III.15 :	Ferraillage d'escaliers.....	55
Figure IV.1 :	Transmission des charges sur les éléments verticaux de contreventement.....	58
Figure IV.2 :	Le rôle du diaphragme.....	58
Figure IV.3 :	L'influence du diaphragme sur le déplacement des poteaux.....	58
Figure IV.4 :	Classification des diaphragmes.....	59
Figure IV. 5 :	Modèle initial.....	61
Figure IV. 6 :	les 03 premiers modes du Modèle initial.....	63
Figure IV. 7 :	les étapes du calcul sismique.....	65
Figure IV. 8 :	Méthodologie de calcul par la MMS.....	67
Figure IV. 9 :	Modèle 01.....	75
Figure IV.10 :	les 03 premiers modes du Modèle 01.....	78
Figure IV.11 :	Modèle 02.....	79
Figure IV.12 :	les 03 premiers modes du Modèle 02.....	82
Figure IV.13 :	Modèle 03.....	82
Figure IV.14 :	Les 03 premiers modes du Modèle 03.....	85
Figure V.1 :	Zone nodale.....	87
Figure V.2 :	Ferraillage des poteaux.....	97
Figure V.3 :	Disposition constructives.....	98

Figure V.4 :	Arrêt des barres.....	112
Figure V.5 :	Ferraillage des poutres porteuses.....	113
Figure V.6 :	Ferraillage des poutres non porteuses.....	114
Figure V.7 :	Schéma statique du voile.....	115
Figure V.8 :	Disposition des armatures verticales dans les voiles.....	116
Figure V.9 :	Diagramme de contrainte.....	118
Figure V.10 :	Voile dissymétrique	118
Figure V.11 :	La traction du partie P.....	119
Figure V.12 :	La traction du voté V.....	121
Figure V.13 :	Schéma de ferraillage du voile.....	122
Figure VII.1 :	Distribution des contraintes sous le radier.....	145
Figure VII.2 :	Ferraillage des nervures du sens porteur.....	152
Figure VII.3 :	Ferraillage des nervures du sens non porteur.....	153
Figure VII.4 :	Ferraillage du radier.....	153
Figure VII.5 :	Diagramme des moments.....	154
Figure VII.6 :	Ferraillage de débord.....	156

Liste des Tableaux

Tableau I.1 :	Propriétés mécaniques de béton.....	4
Tableau I.2 :	Propriétés mécaniques de l'acier.....	6
Tableau II.1:	Charge permanents (plancher- terrasse).....	10
Tableau II.2 :	Charge permanents (étage courant).....	11
Tableau II.3 :	Charge permanents (dalle pleine).....	12
Tableau II.4 :	Dimension de poteau central.....	18
Tableau III.1 :	Combinaison des charges sollicitant les plancher.....	22
Tableau III.2 :	Récapitulation des moments sur appuis et aux travées de la poutrelle à 13 travées(A).....	26
Tableau III.3 :	Récapitulation des moments sur appuis et aux travées.....	28
Tableau III.4 :	Récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée.....	31
Tableau III.5 :	Récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appuis.....	31
Tableau III.6 :	Récapitulatif pour la vérification à l'ELS.....	34
Tableau III.7 :	Récapitulatif du calcul de la flèche.....	35
Tableau III.8 :	Récapitulatif des charges des composants constituant le revêtement.	48
Tableau III.9 :	Récapitulatif des combinaisons de charges.....	49
Tableau III.10 :	Ferraillage de l'escalier.....	51
Tableau III.11 :	Vérification à l'ELS.....	53
Tableau III.12 :	Vérification de la flèche de l'escalier.....	54
Tableau IV.1 :	Dimensions des éléments verticaux.....	62
Tableau IV.2 :	Résultats de l'analyse modale du modèle initial.....	62
Tableau IV.3 :	Valeurs des pénalités.....	72

Tableau IV.4 :	Vérification des déplacements inter-étages pour le modèle initiale.....	75
Tableau IV.5 :	Dimensions des éléments verticaux pour le modèle 01.....	76
Tableau IV.6 :	Période et facteurs de participation massique du modèle 01.....	76
Tableau IV.7 :	Vérification des déplacements inter-étages du modèle 01.....	78
Tableau IV.8 :	Dimensions des éléments verticaux pour le modèle 02.....	79
Tableau IV.9 :	Période et facteur de participation massique du modèle 02.....	80
Tableau IV.10 :	vérification des déplacements inter-étages du modèle 02.....	81
Tableau IV.11 :	Dimensions des éléments verticaux pour le modèle 03.....	83
Tableau IV.12 :	Période et facteurs de participation massique du modèle 03.....	83
Tableau IV.13 :	Vérification des déplacements inter-étages du modèle 03.....	84
Tableau IV.14 :	Justification vis-à- vis de l'effet P- dans le sens x.....	86
Tableau IV.15 :	Justification vis-à- vis de l'effet P- dans le sens y.....	86
Tableau V.1 :	Ferraillages des poteaux situation durable ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$).....	90
Tableau V.2 :	Ferraillages des poteaux situation durable ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$).....	90
Tableau V.3 :	Ferraillages des poteaux situation accidentelle ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$).....	90
Tableau V.4 :	Ferraillages des poteaux situation accidentelle ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$).....	91
Tableau V.5 :	Ferraillages des poteaux situation accidentelle ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$).....	91
Tableau V.6 :	Ferraillages des poteaux situation accidentelle ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$).....	91
Tableau V.7 :	Choix des armatures des poteaux.....	92
Tableau V.8 :	Vérification des contraintes pour les poteaux ($N^{\text{ser}}_{\max}; M^{\text{ser}}_{\text{cor}}$).....	93
Tableau V.9 :	Vérification des contraintes pour les poteaux ($N^{\text{ser}}_{\text{cor}}; M^{\text{ser}}_{\max}$).....	93
Tableau V.10 :	Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.....	94

Tableau V.11 :	Espacements maximales selon RPA99 [1].....	96
Tableau V.12 :	Choix des armatures transversales pour les poteaux.....	96
Tableau V.13 :	Ferraillage des poutres porteuses (situation durable).....	100
Tableau V.14 :	Ferraillage des poutres porteuses (situation accidentelle).....	101
Tableau V.15 :	Ferraillage des poutres porteuses (situation accidentelle).....	101
Tableau V.16 :	Ferraillage des poutres non porteuses (situation durable).....	101
Tableau V.17 :	Ferraillage des poutres non porteuses (situation accidentelle).....	102
Tableau V.18 :	Ferraillage des poutres non porteuses (situation accidentelle)...	103
Tableau V.19 :	Choix des armatures pour les poutres porteuses.....	103
Tableau V.20 :	Choix des armatures pour les poutres non porteuses.....	104
Tableau V.21 :	Vérification de la condition de non fragilité.....	104
Tableau V.22 :	Vérification des poutres principales à l'ELS.....	105
Tableau V.23 :	Vérification des poutres non porteuses à l'ELS.....	106
Tableau V.24 :	Vérification de la contrainte de cisaillement.....	106
Tableau V.25 :	Calcul des armatures transversales.....	107
Tableau V.26 :	Vérification de la section d'armatures.....	108
Tableau V.27 :	Vérification de la compression de l'aire d'appui.....	109
Tableau V.28 :	Caractéristiques des voiles dissymétriques sens (X-X)	119
Tableau V.29 :	Caractéristiques des voiles dissymétriques sens (Y-Y).....	120
Tableau V.30 :	Ferraillage des voiles dissymétriques sens (X-X)	120
Tableau V.31 :	Ferraillage des voiles dissymétriques sens (Y-Y)	121
Tableau V.32 :	Choix de ferraillage des voiles sens (X-X).....	122

Tableau V.33 :	Choix de ferrailage des poteaux lié aux voiles (X-X).....	122
Tableau V.34 :	Choix de ferrailage des voiles sens (Y-Y).....	123
Tableau V.35 :	Choix de ferrailage des poteaux lié aux voiles (Y-Y).....	123
Tableau V.36 :	Vérification de la contrainte limite du béton.....	124
Tableau V.37 :	Vérification de l'effort tranchant des voiles.....	125
Tableau VI.1 :	Caractéristiques physiques du sol.....	134
Tableau VI. 2 :	Résultats de la classification des sols selon L.C.P.C.....	134
Tableau VI. 3 :	Limites d'Atterberg.....	135
Tableau VI. 4 :	caractéristique mécanique du sol.....	135
Tableau VI. 5 :	résultats de l'essai de compressibilité.....	136
Tableau VI. 6 :	résultats de l'analyse chimique.....	136
Tableau VII. 1 :	Sections des semelles filante (sens X-X).....	140
Tableau VII.2 :	Sections des semelles filantes (sens Y-Y).....	141
Tableau VII.3 :	Contraintes sous le radier à l'ELU.....	147
Tableau VII.4 :	Contraintes sous le radier à l'ELS.....	147
Tableau VII.5 :	Calcul des moments à l'ELU.....	149
Tableau VII.6 :	Calcul des moments à l'ELS.....	149
Tableau VII.7 :	ferrailage des panneaux du radier.....	150
Tableau VII.8 :	Vérification des contraintes.....	150
Tableau VII.9 :	Ferrailage des nervures (sens porteur).....	151
Tableau VII.10 :	Ferrailage des nervures (sens non porteur).....	151

Tableau VII.11 :	Vérification des contraintes.....	152
Tableau VII.12 :	Vérifications des contraintes du béton et d'acier.....	156

LISTE DES SYMBOLES

- A : Coefficient d'accélération de zone.
- A_s : Aire d'une section d'acier.
- A_t : Section d'armatures transversales.
- B : Aire d'une section de béton.
- ϕ : Diamètre des armatures, mode propre.
- $\{$: Angle de frottement.
- \bar{q} : Capacité portante admissible.
- Q : Charge d'exploitation.
- C_d : Coefficient dynamique.
- χ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.
- χ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.
- \dagger_s : Contrainte de traction de l'acier.
- \dagger_{bc} : Contrainte de compression du béton.
- $\bar{\dagger}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $\bar{\dagger}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.
- \dagger_u : Contrainte ultime de cisaillement.
- \ddagger : Contrainte tangentielle.
- s : Coefficient de pondération.
- \dagger_{sol} : Contrainte du sol.
- \dagger_m : Contrainte moyenne.
- G : Charge permanente.
- ϵ : 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_f : 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.
- u : 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

Sommaire

Introduction générale.....	1
----------------------------	---

Chapitre I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1 Introduction.....	2
I.1.1 présentation de structure	2
I.1.1.1 Caractéristiques géométriques.....	2
I.1.1.2 L'ossature.....	2
I.1.1.3 Classification des ouvrages selon leur importance	2
I.1.1.4 Classification selon la zone sismique	3
I.1.1.5 Les planchers.....	3
I.1.1.6 La maçonnerie	3
I.1.1.7 Revêtement	3
I.1.1.8 Escalier	3
I.2 Caractéristiques des matériaux	4
I.2.1 Le Béton	4
I.2.1.1 Propriétés mécaniques du béton	4
I.2.1.2 Les Contrainte Limites de calcul.....	4
I.2.1.3 Contraintes limites à l'état limite de service (ELS).....	5
I.2.2 Aciers.....	6
I.2.2.1 Les contraintes limite de calcul.....	7
I.2.2.2 Module d'Elasticité de l'Acier	8
I.2.2.3 Coefficient d'équivalence	8
I.3 Hypothèses de calcul	8

CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT

II.1.Introduction.....	9
II.2.Pré dimensionnement du plancher.....	9
II.3. Evaluation des charges.....	10
II.3.1 Plancher terrasse.....	10
II.3.2 Plancher étage courant.....	11
II.3.3 Plancher en dalle pleine.....	12
II.4 Pré dimensionnement des poutres	13
II.4.1 les poutres.....	13
II.4.2.Les poteaux.....	14
II.6. Les voiles.....	19

Chapitre III : CALCUL LES ELEMENTS SECONDAIRE

III.1.1 Introduction.....	20
III.1.2 Plancher à corps creux	20
III.1.3. Etude de plancher.....	20
III.1.3.1 Pré dimensionnement	20
III.1.3.2 Détermination de la largeur "b"	21
III.2 Les balcons.....	38
III.2.1 Introduction	38
III.2.2 Evaluation des charges.....	38
III.2.3 Combinaison des charges	38
III.2.4 Le Ferrailage.....	38
III.3 L'acrotère.....	41
III.3.1. introduction.....	41
III.4 Les escaliers.....	45

III.4.1. Introduction.....	45
III.4.2 Définition des éléments d'un escalier.....	46

Chapitre IV : ETUDE DYNAMIQUE EN ZONE SISMIQUE

IV.1 Introduction	56
IV.2 Etude de la structure en VLNA	56
IV.2 .1 Principe de la modélisation.....	56
IV.2 .2 Caractéristiques dynamiques propres.....	56
IV .3 Modélisation de la structure	57
IV .3.1 Modélisation de la rigidité.....	57
IV .3.1.1 Les planchers	57
IV .3.1.2 Les éléments de portique	60
IV .3.1.3 Les voiles.....	60
IV .3.2 Modélisation de la masse	61
IV .4 Résultat de l'analyse dynamique.....	61
IV.4.1 Les résultats à partir du fichier de sortie de l'ETABS	62
IV.4.2 Constatations	63
IV.5 Etude sismique.....	63
IV.5.1 Introduction	63
IV.5.2 Stratégie du calcul sismique	64
IV.5.3 Choix de la méthode de calcul	66
IV.5.4 Méthode dynamique modale spectrale.....	66
IV.5.5 Décomposition modale des équations du mouvement	68
IV.5.6 Détermination de la réponse physique.....	70
IV.5.7 Spectre de réponse	71
IV.5.8 Résultante des forces sismiques de calcul	72

IV.5.9 Vérification des déplacements latéraux inters étage	74
IV.6 Renforcement de l'ossature du bâtiment	75
IV.7 Justification vis-à-vis de l'effet P-	85
IV.8 Conclusions.....	86

Chapitre V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

V.1 Ferrailage des poteaux.....	87
V.2 Ferrailage des poutres.....	99
V.3 Ferrailage des voiles.....	115
V.3.1 Introduction.....	115
V.3.2 Recommandations de RPA99 (version 2003)	115
V.3.3 Calcul de ferrailage.....	117
V.3.3.1 Méthode de calcul.....	117
V.3.4.8 Exemple de calcul.....	118
V.3.4 Caractéristiques et ferrailage des voiles.....	123
V.3.4.1 Caractéristiques sens (X-X).....	123
V.3.4.2 Caractéristiques sens (Y-Y).....	123
V.3.4.3 Ferrailage des voiles sens (X-X).....	124
V.3.4.4 Ferrailage des voiles sens (Y-Y).....	124
V.3.4.5 Choix de ferrailage des voiles.....	125
V.3.4.6 Vérification de la contrainte limite du béton.....	127
V.3.4.7 Vérification de l'effort tranchant.....	128

Chapitre VI : ETUDE DU SOL

VI.1 Introduction.....	130
VI.2 Reconnaissance géotechnique.....	130
VI.2.1 Méthodes géophysique	130

VI.2.2 les sondages mécaniques.....	131
VI.3 capacité portante du sol	135
VI.4 Conclusion	136

Chapitre VII : ETUDE DES FONDATIONS

VII.1 Introduction	137
VII.2 Critères du choix du système de fondation	137
VII.3 Etude des fondations	137
VII.3.1 Introduction	137
VII.3.2 Le choix de type de fondation	138
VII.3.3 Semelles filantes	139
VII.4 Radier général	140

:

العمل المعالج في هذه المذكرة يهدف إلى دراسة غير منتظم القياسات ذات طابع
طوابق مع العلم أن السطح غير مستعمل، الواقعة بولاية عين بلدية المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية
(3) الجزائرية المضادة للزلازل سنة 1999 2003 (RPA v 2003).
هذا المشروع محقق بواسطة العارضات، الأعمدة والجدران المشكلة من الخرسانة المسلحة لضمان استقرار البناية ومقاومتها لكل
الحمولات العمودية والافقية، والتي قمنا بتحجيمها طبقا للمعايير والقوانين المعمول بها حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل
1999 2003 ومقياس الخرسانة المسلحة (BAEL) 1991 1999 فيما يخص الدراسة الحركية
والديناميكية تمت باستعمال برنامج الي ي
تسليح العناصر المقاومة (الأعمدة والعارضات) تم حسابها بالاستعانة ببرنامج السوكوتاك (SOCOTEC)
والعناصر الثانوية (كاسلام) تم حسابها يدويا.
وأخيرا أساس البناية يتكون من أساس عام والذي تم حسابه يدويا.

RESUME :

Le travail présenté dans ce mémoire est conçu pour étudier un hôtel de forme irrégulière en plan à usage d'habitation et administratif composée d'un rez de chaussée plus cinq étages sachant que la terrasse est inaccessible située à la wilaya d'Ain Defla, commune d'ELATTAF, classée en zone (III) selon le Règlement Parasismique Algérien 99 Version 2003 (RPA 99 V 2003).

Ce projet est réalisé par des poutres, des poteaux et des voiles en béton armé pour assurer la stabilité de l'ouvrage et sa résistance à toutes les charges horizontales et verticales, et que nous avons pré dimensionner selon les normes et les lois en vigueur par le Règlement Parasismique Algérien 99 Version 2003 et le Béton Armé aux Etats Limites 91 Version 99. En ce qui concerne l'étude dynamique, elle a été faite par le logiciel disant ETABS VERSION 9.7.1. Le ferrailage des éléments résistants (poteaux et poutres) a été calculée à l'aide du programme SOCOTEC, bien que les voiles en béton armé et les éléments secondaires (tel que les escaliers) ont été calculés manuellement.

Et finalement la fondation de l'ouvrage est composée d'un radier général calculé manuellement.

ABSTRACT :

The work presented in this thesis is designed to study an irregularly shape hotel plan for residential and administrative located in the Wilaya of Ain Defla, common of ELATTAF, classified as an area of seismicity (III) according use consisting of a ground floor plus five floors knowing that the terrace is inaccessible to the Algerian Earthquake Settlement 1999 VERSION 2003.

This project is realize by beams, columns and reinforced concrete walls to ensure the stability of the structure and its resistance to all horizontal and vertical loads, that we have pre dimension to the standards and laws in force by the Algerian Earthquake Settlement 1999 VERSION 2003 and reinforced concrete boundary states 1991 VERSION 1999. As regards the dynamic study, it was made by the software called ETABS VERSION 9.7.1. The reinforcement of the résistance elements (beams, colomns) was calculated with the using of the program SOCOTEC, although reinforced concrete walls and the secondary elements (such as stairs) were calculated manually.

Finally, the foundation of the structure composed of a general strike manually calculated.

INTRODUCTION GENERALE

Introduction générale

Le fait de construire a été toujours un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. La construction des ouvrages a été depuis toujours, sujet de beaucoup de questions axées principalement sur le choix du type d'ouvrage et la détermination dans chaque cas de la structure la mieux adaptée parmi celles qui existent.

Il est donc, nécessaire d'une part de connaître l'éventail des solutions possibles avec leurs suggestions particulières, leurs limites, leur coût et d'autre part, de recenser et d'évaluer les contraintes le plus précisément possible, pour ne pas s'exposer à des imprévus pendant les exécutions. Ainsi pendant le service.

Le calcul de structure vise deux objectifs qui sont :

- ❖ Premièrement : la structure doit être en sécurité toute personne exige à ce que la structure qu'elle occupe soit en menace pas d'effondrement (sécurité adéquate)
- ❖ Deuxièmement : la structure doit être économique, que ce soit du point de vue cout de construction ou de maintenance dans le temps (économie adéquate).

Pour satisfaire les exigences énoncent ci-dessus, on doit choisir convenablement les matériaux, définir une conception, un dimensionnement et des détails constructifs approprié et spécifier des procédures de contrôles adaptées au projet considéré, au stade de la conception, de la construction et de l'exploitation. Pour ce faire, il faut impérativement respecter les normes et les règles en vigueur.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul le dimensionnement et le ferrailage des éléments secondaires et résistants d'un hôtel composé d'un rez de chaussée plus cinq étages (R+5) situé à la wilaya Ain defla, daïra d'El Attaf.

Pour cela nous avons réparti notre travail comme suit :

Après une introduction générale, le présent travail est divisé en sept chapitres : Le premier chapitre de notre travail est consacré à la présentation complète d'hôtel, et définition des différents éléments et le choix des matériaux à utilises. Le second chapitre est consacré à pré dimensionnement des éléments structuraux. Le troisième chapitre pour l'objet du calcul des éléments secondaire. Le quatrième chapitre consiste à l'étude dynamique en zone sismique. Le cinquième chapitre est le ferrailage des éléments résistants. Le sixième chapitre pour l'étude de sol .Le septième chapitre consiste à l'étude de fondation et enfin, une conclusion générale.

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1 Introduction

Dans ce présent chapitre on s'intéresse à la description d'un hôtel composé d'un rez de chaussée plus cinq étages (R+5) situé à la wilaya Ain defla, daïra d'El Attaf.

I.1.1 présentation de structure

I.1.1.1 Caractéristiques géométriques

Notre structure a une forme d'un assemblage entre forme concave et convexe, leur dimension est montrée comme suit :

➤ Dimensions en élévation

- Hauteur totale d'hôtel19,38 m
- Hauteur du rez-de-chaussée..... 04,08 m
- Hauteur de l'étage courant03,06 m
- Hauteur d'acrotère00,70 m

➤ Dimensions en plan

- Longueur totale en plan (suivant Y-Y')93,00 m
- Largueur totale en plan (suivant X-X').....14,00 m

I.1.1.2 L'ossature

L'ossature de notre hôtel est constituée par un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques.

I.1.1.3 Classification des ouvrages selon leur importance

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

Tout ouvrage qui relève du domaine d'application des présentes règles doit être classé dans l'un des quatre (4) groupes définis ci-après :

Groupe 1A : Ouvrages d'importance vitale

Groupe 1B : Ouvrages de grande importance

Groupe 2 : Ouvrages courants ou d'importance moyenne

Groupe 3 : Ouvrage de faible importance

Selon le règlement parasismique Algérien (R.P.A99 v2003) [1] notre structure est classé dans « groupe 1B » de grande importance.

I.1.1.4 Classification selon la zone sismique

Le territoire national est divisé en quatre (04) zones de séismicité croissante, définies sur la carte des zones de séismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune, soit :

Zone O : sismicité négligeable

Zone I : sismicité faible

Zone II : sismicité moyenne (IIa,IIb)

Zone III : sismicité élevée

Donc notre ouvrage est classé comme zone III (daïra d'El Attaf).

I.1.1.5 Les planchers

Vu la forme géométrique du projet nous avons opté deux types de planchers :

- ✓ Plancher à corps creux,
- ✓ Dalle pleine pour les balcons.

I.1.1.6 La maçonnerie

La maçonnerie est réalisée en briques creuses :

- ✓ Murs extérieurs : constitués d'un verre et d'une double paroi en briques (10cm et 15cm d'épaisseur, séparés par une lame d'air 5cm d'épaisseur.
- ✓ Murs intérieurs : constitués par une seule paroi de briques 10cm d'épaisseur.

I.1.1.7 Revêtement

Le revêtement de notre structure se fait avec des plusieurs matériaux :

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

I.1.1.8 Escalier

La structure contient deux types d'escaliers, escalier droit composé de deux volées et un palier de repos et escaliers hélicoïdale en métal.

I.2 Caractéristiques des matériaux

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé (BAEL91version99) [2] et tous Règlement applicables en Algérie (RPA99version2003) [1] et le (CBA93) [3].

I.2.1 Le Béton

Le béton est un matériau composé par le mélange, dans des proportions convenables de ciment, de granulats (sable et gravier), l'eau et éventuellement des adjuvants.

I.2.1.1 Propriétés mécaniques du béton

Les propriétés mécaniques du béton sont données par le Tableau I.1

Tableau I.1: Propriétés mécaniques de béton

<i>Résistance A la compression</i>	<i>Résistance à la traction</i>	<i>Module d'élasticité</i>		<i>Coefficient De Poisson</i>
		<i>Instantané</i>	<i>différé</i>	
jM 28 jours \bar{E} $f_{cj} = 0,685 f_{c28} \log(j+1)$ j=28jours \bar{E} $f_{cj} = f_{c28}$ j028jours \bar{E} $f_{cj} = 1.1 f_{c28}$ $f_{c28} = 25 \text{MPa}$	$f_{ij} = 0,6 + 0,06 \sqrt{f_{c28}}$ $f_{t28} = 2,1 \text{MPa}$	$E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3}$ $E_{ij} = 32164,20 \text{MPa}$	$E_{ij} = 3700 (f_{cj})^{1/3}$ $E_{ij} = 10721,40 \text{MPa}$	$\epsilon = \frac{\Delta L}{L}$ = 0,2 à l'ELS = 0 à l'ELU

I.2.1.2 Les Contrainte Limites de calcul

1. contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U) [2]

L'état limite ultime est défini généralement par la résistance mécanique au-delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage.

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

Avec : γ_b : Coefficient de sécurité, tel que :

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

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

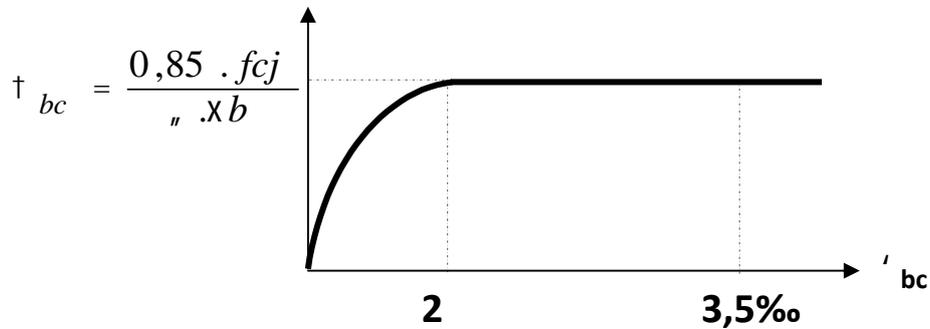


Figure I.1 : Diagramme contrainte -déformations a L'ELU.

I.2.1.3 Contraintes limites à l'état limite de service (ELS)

L'état limite de service est un état de chargement au-delà du quel 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 :

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

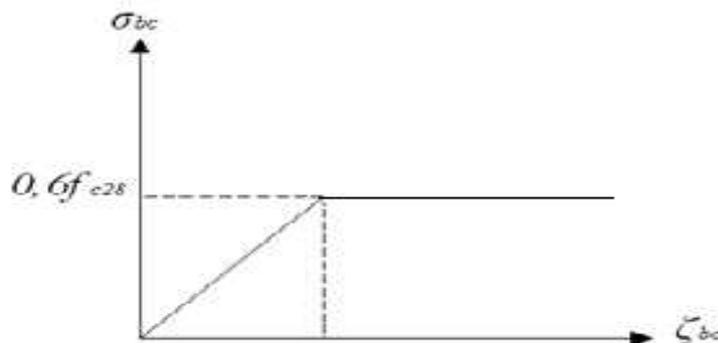


Figure I.2 : Diagramme contrainte-déformations à L'ELS.

I.2.2 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 I.2

Tableau I.2 : Propriétés mécaniques de l'acier

Aciers	Désignations	Limites d'élasticité	Diamètre nominaux	Utilisation
Rond lisses (RL)	F _e E22	215	6-8-10-12-14-	Armatures transversales
	F _e E24	235	16-20-25-32-40	
Haute adhérence (HA)	F _e E40	400	6-8-10-12-14- 16-20	Armatures longitudinales et transversales
Treillis soudés	TLE520	520	E _s 6	Emplois courants pour : radiers, et dallage.

I.2.2.1 Les contraintes limite de calcul

a. Contraintes de calcul pour les états limites ultimes « E.L.U »

Pour les états limites ultimes, les contraintes de calcul σ_s des armatures longitudinales sont données en fonction de déformation ϵ_s par la Figure I.3 :

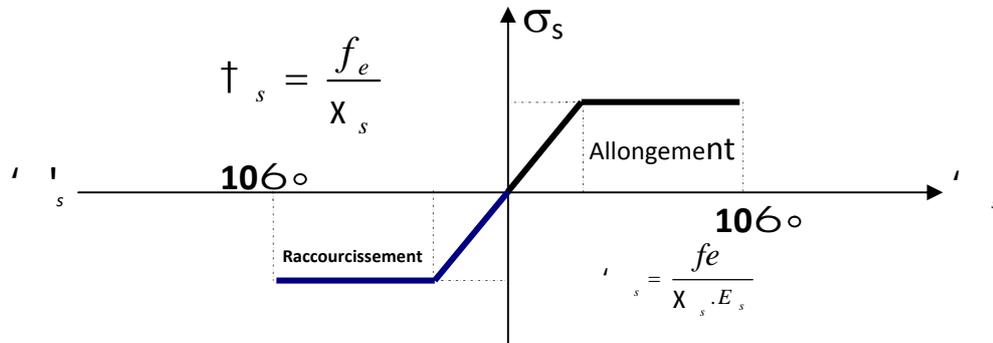


Figure I.3 : Diagramme contrainte - déformation de l'acier.

On adopte le diagramme contrainte –déformations suivant avec :

f_e : limite d'élasticité de l'acier

σ_s : Contrainte de l'acier

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier il a pour valeur

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,15 \text{ cas d'actions courantes} \\ 1,00 \text{ cas d'actions accidentelles} \end{array} \right.$$

ϵ_s : Allongement relatif de l'acier : $\epsilon_s = \frac{\Delta L}{L}$

b. Contraintes limite à l'état limite de service « E.L.S »

- Fissuration peu nuisible, pas de vérification

- Fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min(\frac{2}{3} f_e, 150y)$

- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \min(\frac{1}{2} f_e, 110y)$

Avec :

η : Coefficient de fissuration tels que

$\eta = 1,00$ pour des aciers ronds lisses

$\eta = 1,60$ pour des aciers de H.A

I.2.2.2 Module d'Elasticité de l'Acier

Le module d'élasticité de l'acier sera pris égale à : $E_s = 2 \cdot 10^5 \text{Mpa}$.

I.2.2.3 Coefficient d'équivalence

Le coefficient d'équivalence noté η est le rapport suivant :

$$\eta = \frac{E_s}{E_b} = 15$$

Avec :

η : coefficient d'équivalence.

E_s : module de déformation de l'acier.

E_b : module de déformation du béton

I.3 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 : $\sigma_s = \frac{f_e}{\chi_s}$

➤ Acier rond lisse

$$\begin{cases} \sigma_s = 204,34 \text{MPa} & \text{Situation durable} \\ \sigma_s = 235 \text{MPa} & \text{Situation accidentelle} \end{cases}$$

➤ Acier à haute adhérence

$$\begin{cases} \sigma_s = 348 \text{MPa} & \text{Situation durable} \\ \sigma_s = 400 \text{MPa} & \text{Situation accidentelle} \end{cases}$$

➤ Alignement de la rupture : $v_s = 10\%$.

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments

II.1.Introduction

Avant d'entamer tout calcul, il est plus pratique d'estimer l'ordre de grandeur des éléments de la structure, pour cela des règlements en vigueur, notamment le « RPA99 version 2003 » [1], mettent au point ce qui est nécessaire pour un pré dimensionnement à la fois sécuritaire et économique.

II.2.Pré dimensionnement du plancher

1- Plancher en corps creux

Lorsqu'on veut dimensionner le plancher en corps creux de la structure, on utilise les formules approchées suivantes

$$\frac{L}{25} \leq e \leq \frac{L}{20} \dots \dots \dots [2], \quad \text{Avec :}$$

e : épaisseur de dalle de compression + corps creux.

L : la distance maximale de la poutre $L_{\max} = 5.45$ m

$$\frac{545}{25} \leq e \leq \frac{545}{20} \quad \text{donc :} \quad 21.8 \text{ cm} \leq e \leq 27.25 \text{ cm}$$

On prend : $e_t = 24$ cm c.-à-d. $e = 20+4$

-hauteur de corps creux = 20 cm.

-hauteur de dalle de compression = 4 cm

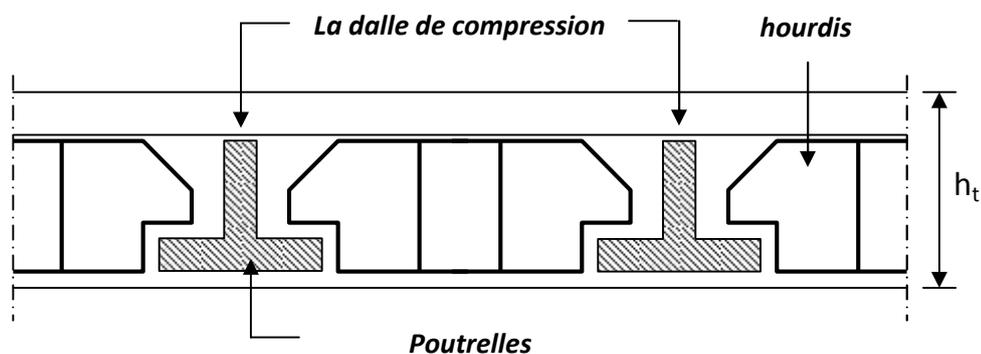


Figure II.1 : Plancher en corps creux.

2- Plancher en dalle pleine

Dans notre ouvrage, ce sont des dalles reposant sur trois cotés et ressemblant à des balcons, mais elles sont conçues pour être l'extension des bureaux vers l'extérieur de l'immeuble.

$$\frac{L}{35} \leq e \leq \frac{L}{25} \dots\dots\dots[2]$$

Avec :

e : Epaisseur de la dalle pleine.

L : La distance maximale de la poutre $L_{\max} = 5.45m$

$$15.57 \text{ cm} < e < 21.8 \text{ cm}$$

On prend $e = 20 \text{ cm}$

II.3. Evaluation des charges

Cette étape consiste à évaluer et déterminer les charges qui influent directement sur la résistance et la stabilité de notre ouvrage.

II.3.1 Plancher terrasse

a. Charges permanentes

Tableau II.1: Charge permanents (plancher- terrasse)

N°	Désignations	Epaisseur (cm)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfaciques (kN/m ²)
01	Protection en gravier roulé	5	17	0.85
02	Etanchéité multicouches 36s	2	0,6	0,12
03	Isolation thermique en polystyrène	4	4	0,16
04	Forme de pente en béton	10	22	2,20
05	Plancher à corps creux (20+4)	-	-	3.20
06	Enduit en plâtre	2	10	0,2
07	Polyane	-	-	0.01
				G_T = 6,74 kN/m²

b. Charge d'exploitation

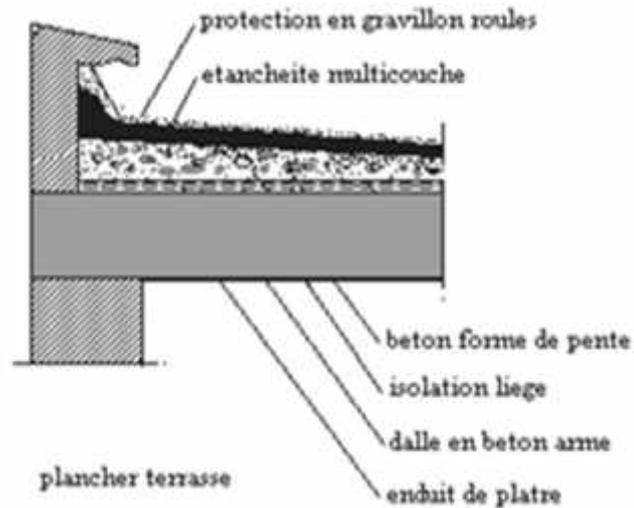
-Terrasse inaccessible $Q=1.00 \text{ kN/m}^2$ 

Figure II.2 : Plancher terrasse.

II.3.2 Plancher étage courant

a. Charges permanentes

Tableau II.2: Charge permanents (étage courant)

N°	Désignations	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
01	Carrelage	2	25	0,5
02	Mortier de pose 2	2	20	0,40
03	Plancher à corps creux (20+4)	/	/	3.20
04	Enduit en plâtre	2	10	0,20
05	Cloison de séparation	10	10	1.00
06	lit de sable	2	18	0.54
				$G_T = 5.84 \text{ kN/m}^2$

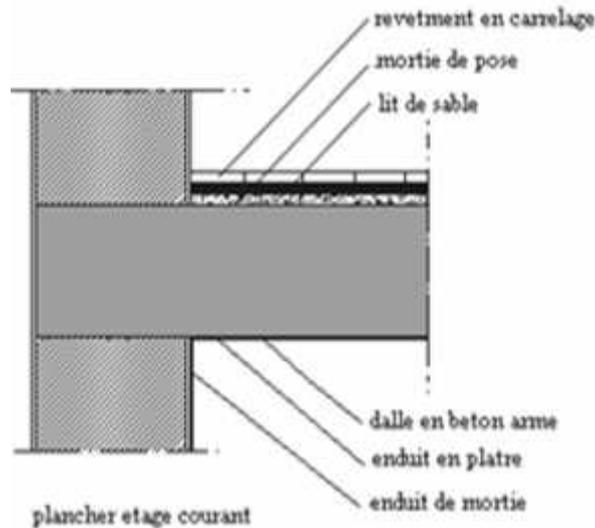
b. Charge d'exploitation-Usage habitation 1.5 KN/m^2 -Usage bureau 2.5 KN/m^2 

Figure II.3 : Plancher courant.

III.3.3 Plancher en dalle pleine

Tableau II.3: Charge permanents (dalle pleine)

N°	Désignations	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
01	Carrelage	2	25	0,5
02	Mortier de pose 2	2	20	0,40
03	Plancher en dalle pleine	20	25	5.00
04	Enduit en plâtre	2	10	0,20
05	lit de sable	2	18	0.54
				$G_T = 6.64 \text{ kN/m}^2$

c. Charge d'exploitationPour les balcons ($Q=3.5\text{KN/m}^2$)

II.4 Pré dimensionnement des poutres

Le système des portiques est constitué des éléments horizontaux (les poutres) et des éléments verticaux (les poteaux).

II.4.1 les poutres

a. Les poutres principales : (porteuses)

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

$$0.3h \leq b \leq 0.7h$$

Avec :

h : la hauteur de la section

b : la largeur de la section

On a ; L = 7.2m

$$720/15 \leq h \leq 720/10$$

$$48 \leq h \leq 72$$

On prend : **h = 60cm**

$$0.3h \leq b \leq 0.6h \dots\dots\dots 18 \leq b \leq 36$$

On prend : **b=35cm**

- Vérification selon RPA 99 version 2003 [1], (zone sismique III)

Les dimensions des poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

b = 20 cm => b = 35cm > 20cmverifier

h = 30 cm => h = 60cm > 30cm.....verifier

h/b = 4 => h/b = 1.71 < 4.....vérifier

Donc : la section de la poutre principale 35×60 cm²

b. poutres secondaires (non porteuses)

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

$$0.3h \leq b \leq 0.7h$$

On a: L = 5.93 m

593/15 h 593/10

39.53 cm h 59.3cm

On prend : **h=50 cm**

Détermination de la largeur « b »

$h = 50\text{cm} : 0.3h \leq b \leq 0.7h \rightarrow 15\text{cm} \leq b \leq 35\text{cm}$

On prend : **b=35 cm**

Vérification selon le « RPA 99 version 2003 » « 1 » (zone sismique III)

Les dimensions des poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$b \geq 20\text{ cm} \rightarrow b = 30\text{cm} > 20\text{cm} \dots\dots\dots$ vérifier

$h \geq 30\text{cm} \rightarrow h = 45\text{cm} > 30\text{cm} \dots\dots\dots$ vérifier

$h/b \leq 4 \rightarrow h/b = 1.5 < 4 \dots\dots\dots$ vérifier

II.4.2.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.

b. Etape de pré dimensionnement (calcul)

1. Calcul de la surface reprise par poteau central.

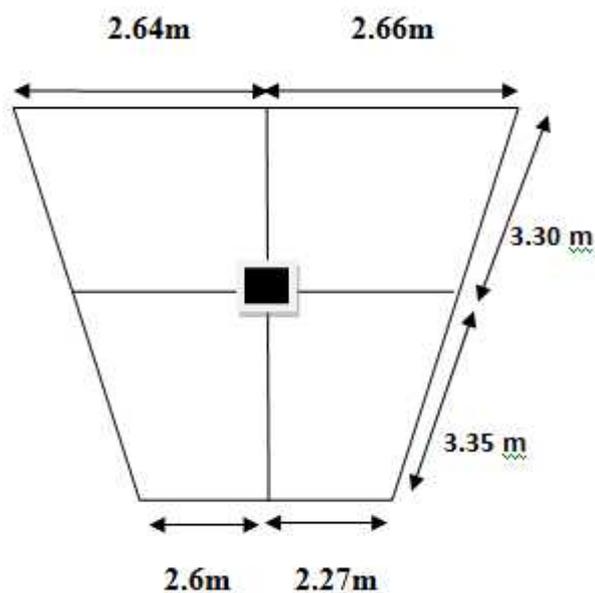


Figure II.4 : la surface du poteau plus sollicité.

D'après le plan d'architecte on prend la dimension de poteau (60×60)

$$S=(5.3+4.53)*(6.65)*(1/2)=32.68 \text{ m}^2$$

2. évaluation de l'effort normale ultime de la compression a chaque niveau :

Détermination des charges

Charges permanente

Niveau1

Poids plancher terrasse $G_{PT}=6.74 \times 32.68 = 220.263 \text{ KN}$

Poids des poutres principales $G_{PP}=0.35 \times (0.6-0.24) \times 6.65 \times 25 = 20.947 \text{ KN}$

Poids des poutres secondaires $G_{PS}=0.35 \times (0.5-0.24) \times (5-0.35) \times 25 = 10.578 \text{ KN}$

Poids du poteau $PP = (0.6 \times 0.6) \times 25 \times (3.06-0.6) = 22.14 \text{ KN}$

$$G_1 = 273.928 \text{ KN}$$

Niveau2 :

Poids revenant 1^{ere} étage : $G_1 = 273.928 \text{ KN}$

Poids plancher courant $G_{pc} = 5.84 \times 32.68 = 190.851 \text{ KN}$

Poids des poutres principales $G_{PP} = 0.35 \times (0.6-0.24) \times 6.65 \times 25 = 20.947 \text{ KN}$

Poids des poutres secondaires $G_{PS} = 0.35 \times (0.5-0.24) \times (5-0.35) \times 25 = 10.578 \text{ KN}$

Poids propre du poteau $PP = (0.6 \times 0.6) \times 25 \times (3.06-0.6) = 22.14 \text{ KN}$

$$g_1 = 244.516 \text{ KN}$$

D'où : $G_2 = G_1 + g_1 = 273.928 + 244.516 = 518.444 \text{ kN}$

Niveau3 :

Poids revenant 2^{eme} étage : $G_2 = 518.444 \text{ KN}$

Poids plancher courant $G_{pc} = 5.84 \times 32.68 = 190.851 \text{ KN}$

Poids des poutres principales $G_{PP} = 0.35 \times (0.6-0.24) \times 6.65 \times 25 = 20.947 \text{ KN}$

Poids des poutres secondaires $G_{PS} = 0.35 \times (0.5-0.24) \times (5-0.35) \times 25 = 10.578 \text{ KN}$

Poids propre du poteau $PP = (0.6 \times 0.6) \times 25 \times (3.06-0.6) = 22.14 \text{ KN}$

$$g_2 = 244.516 \text{ KN}$$

$$G_3 = G_1 + G_2 + g_2 = 518.444 + 244.516 = 792.96 \text{ kN}$$

Niveau 4 :

Poids revenant 3^{eme} étage $G_3 = 792.96 \text{ KN}$

Poids plancher courant $G_{pc} = 5.84 \times 32.68 = 190.851 \text{ KN}$

Poids des poutres principales $G_{PP} = 0.35 \times (0.6 - 0.24) \times 6.65 \times 25 = 20.947 \text{ KN}$

Poids des poutres secondaires $G_{PS} = 0.35 \times (0.5 - 0.24) \times (5 - 0.35) \times 25 = 10.578 \text{ KN}$

Poids propre du poteau $PP = (0.6 \times 0.6) \times 25 \times (3.06 - 0.6) = 22.14 \text{ KN}$

$$g_3 = 244.516 \text{ KN}$$

$$G_4 = G_1 + G_2 + G_3 + g_3 = 255.286 + 795.27 = 1007.476 \text{ kN}$$

Niveau 5 :

Poids revenant 4^{eme} étage $g_4 = 1007.476 \text{ kN}$

Poids plancher courant $G_{pc} = 5.84 \times 32.68 = 190.851 \text{ KN}$

Poids des poutres principales $G_{PP} = 0.35 \times (0.6 - 0.24) \times 6.65 \times 25 = 20.947 \text{ KN}$

Poids des poutres secondaires $G_{PS} = 0.35 \times (0.5 - 0.24) \times (5 - 0.35) \times 25 = 10.578 \text{ KN}$

Poids propre du poteau $PP = (0.6 \times 0.6) \times 25 \times (3.06 - 0.6) = 22.14 \text{ KN}$

$$g_5 = 244.516 \text{ KN}$$

$$G_5 = G_1 + G_2 + G_3 + G_4 + g_5 = 244.516 + 1007.476 = 1251.992 \text{ kN}$$

Niveau 6 :

Poids revenant 5^{eme} étage $g_5 = 1251.992 \text{ kN}$

Poids plancher courant $G_{pc} = 5.84 \times 32.68 = 190.851 \text{ KN}$

Poids des poutres principales $G_{PP} = 0.35 \times (0.6 - 0.24) \times 6.65 \times 25 = 20.947 \text{ KN}$

Poids des poutres secondaires $G_{PS} = 0.35 \times (0.5 - 0.24) \times (5 - 0.35) \times 25 = 10.578 \text{ KN}$

Poids propre du poteau $PP = (0.6 \times 0.6) \times 25 \times (4.08 - 0.6) = 31.32 \text{ KN}$

$$g_6 = 253.696 \text{ KN}$$

$$G_6 = G_1 + G_2 + G_3 + G_4 + G_5 + g_6 = 1251.992 + 253.696 = 1505.688 \text{ kN}$$

Nota : poteau central majore entre 10% et 15% (B.A.E.L) [2]

$$G = 1505.668 + (1505.688 * 0.15) = 1731.541 \text{ KN}$$

Charge exploitation

Plancher terrasse ($Q_0 = 1 \text{ KN/m}$)

Plancher courant ($Q_1 = 1,5 \text{ KN /m}$)

Plancher courant ($Q_2 = 2,5 \text{ KN /m}$)

$$S = 32.68 \text{ m}^2$$

Plancher terrasse : $N_1 = Q_0 = 1 \text{ KN/m}$

$$N_1 = 1 * (32.68) = 32.68 \text{ KN/m}$$

Plancher courant : $N_2 = Q_0 + Q_1$

$$N_2 = 32.68 + (1.5 * 32.68) = 81.7 \text{ KN/m}$$

$$N_3 = Q_0 + 0.95 * (Q_1 + Q_2)$$

$$N_3 = 32.68 + 0.95 * (81.7 + 130.72) = 234.479 \text{ KN/m}$$

$$N_4 = Q_0 + 0.90 * (Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

$$N_4 = 32.68 + 0.90 * (81.7 + 130.72 + 179.74) = 385.624 \text{ KN/m}$$

$$N_5 = Q_0 + 0.85 * (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$$

$$N_5 = 32.68 + 0.85 * (81.7 + 130.72 + 179.74 + 261.44) = 588.24 \text{ KN/m}$$

$$N_6 = Q_0 + 0.80 * (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$$

$$N_6 = 32.68 + 0.80 * (81.7 + 130.72 + 179.74 + 261.44 + 343.14) = 830.072 \text{ KN/m}$$

Justification du poteau

$$N_u \leq \left(\frac{B_r f_{c28}}{0.9 b} + A \frac{f_e}{s} \right) \dots \dots \dots [2]$$

Avec :

f_{c28} : limite élastique de l'acier, $f_e = 400\text{MPa}$; $\gamma_s = 1.15$; $\gamma_b = 1.5$

A : section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul $A = \frac{B}{1000}$

B_r : section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie.

α : Coefficient fonction de l'élançement mécanique λ qui prend les valeurs :

$$\left\{ \begin{array}{l} = \frac{0.85}{1 + 0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad \text{pour } \lambda \leq 50 \\ = 0.6 \cdot \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \quad \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

Pour limiter l'élançement des poteaux , on prend $\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0,708$

D'après la formule (1) on trouve que $B_r = 0,064 N_u$

Vérification de la Sollicitations normales

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.30$$

Remarque : on vas augmenté les sections des quelques poteaux pour la condition de sollicitation normale sera vérifiée

Tableau II.4 : Dimension de poteau central

Niveau X	N_G (KN)	N_Q (KN)	N_u (KN)	B_r (cm^2)	$a = b$ (cm)	RPA (cm^2)	le choix	Vérification de v
Niveau 1	273.928	32.68	418.822	276.422	18.62	30*30	35*35	0.186
Niveau 2	518.444	81.7	642.344	423.947	22.58	30*30	40*40	0.285
Niveau 3	792.96	234.479	1422.214	938.661	32.63	30*30	45*45	0.280
Niveau 4	1007.476	385.624	1938.52	1279.428	37.76	30*30	55*55	0.256

Niveau 5	1251.992	588.24	2572.549	1697.882	43.20	30*30	60*60	0.285
Niveau 6	1505.688	830.072	3277.786	2163.339	48.51	30*30	70*70	0.267

II.6. Les voiles

Les voiles sont considérés comme des éléments satisfaisants la condition de règlement parasismique Algérien 99 version 2003 [1] : $L \geq 4a$

Avec :

-L : La longueur du voile.

-a : L'épaisseur du voile.

Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

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

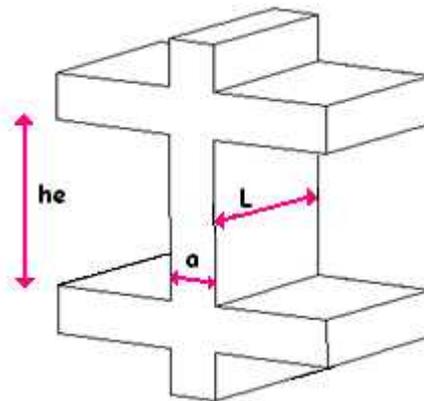


Figure II.5: Coupe de voile en élévation

On a : $h_e = 3.48 \text{ m}$ $a = 3.48/20 = 0.174$ pour le RDC,

$h_e = 2.46 \text{ m}$ $a = 2.46/20 = 0.123$ pour les étages courants.

On prend $a = 20\text{cm}$

Chapitre III : Calcul les éléments secondaire

III.1.1 Introduction

Les planchers 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.

III.1.2 Plancher à corps creux

Ce type de plancher est constitué d'éléments porteurs (poutrelle) et éléments de remplissage (corps creux), le tout surmonté d'une dalle de compression.

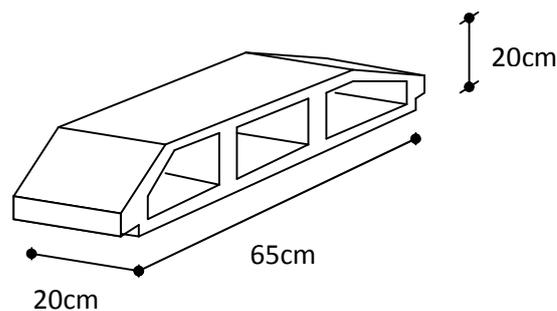


Figure III.1 : Corps Creux.

III.1.3. Etude de plancher

III.1.3.1 Pré dimensionnement

Les poutrelles sont des poutres de section en T associées à des planchers, ils seront calculés en deux phases :

1^{ère} phase : avant le coulage du béton, la poutrelle est supposée simplement appuyées, elle est soumise a son poids propre et elle travaille iso statiquement, le moment fléchissant maximal en travée est $M_0 = ql^2/8$.

Dans cet phase la poutrelle se trouve incapable de prendre cette sollicitation d'ou la nécessité d'un étaieiment a mi travée pour diminuer la flèche.

2^{ème} phase : Dans cette phase la poutrelle prend corps avec la dalle de compression elle travaille hyper statiquement sur des appuis continus et par conséquent création des moments au niveau des appuis continus d'ou un soulagement pour la poutrelle, ce soulagement est traduit par diminution du moment en mi-travée.

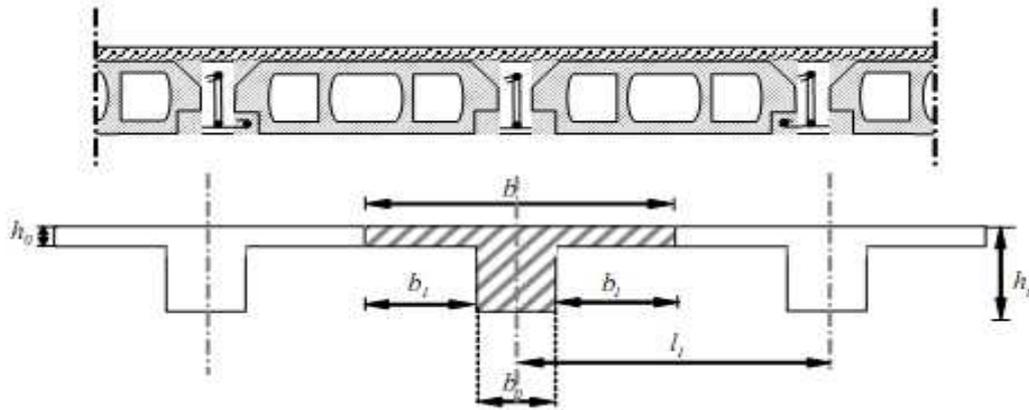


Figure III.2 : Coupe verticale sur plancher en corps creux.

Notre plancher en corps creux : $h_t = 24\text{cm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} 20\text{ cm} : \text{corps creux} \\ 04\text{ cm} : \text{dalle de compression.} \end{array} \right.$$

Donc on à des poutrelles de :

$$h_t = 24\text{ cm}$$

$$b_0 = 12\text{ cm}$$

$$h_0 = 04\text{ cm}$$

III.1.3.2 Détermination de la largeur "b"

$$b_x(\text{ou } b_1) \quad [4]$$

$$\text{Soit : } b_x = 65\text{ cm}$$

a. En 1^{ère} phase :

Evaluation des charges :

Charge permanente :

$$\checkmark \quad \text{Poids propre de la poutrelle : } 0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12\text{kN/ml}$$

$$\checkmark \quad \text{Poids propre du corps creux : } 0,65 \times 0,24 \times 14 = 2,184\text{kN/ml}$$

$$G = 0,12 + 2,184 = 2,304\text{ KN/ml}$$

Charge d'exploitation

C'est une charge localisée au centre de chaque portée entre étais dont l'intensité est la plus grande des deux valeurs 1 KN et 0,5 KN par mètre de portée entre étais [3].

$$Q = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 1\text{kN} \\ 0,65 \times 2,5 = 1,625\text{kN/m} = 2,27\text{ KN.} \end{array} \right.$$

Calcul des efforts

$$M_u = 1,35M_G + 1,5M_Q$$

$$M_G = G \cdot l^2/8 = 1,78 \text{ KN/ml}$$

$$M_Q = Q \cdot l/4 = 2,58 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = 1,35(1,78) + 1,5(2,58) = 6,27 \text{ KN/ml}$$

$$\mu = 4,29 \gg \mu_r = 0,392$$

Puisque la section du béton est trop faible, il est pratiquement impossible d'y placer des armatures supérieures ; alors on prévoit des étaieiment verticaux aux mi-travées des portées afin que les poutrelles résistent aux charges d'avant coulage.

b. En 2^{ème} phase

Après le coulage de l'hourdis en place sur les entrevous, la poutrelle travaille comme une poutre en T.

-Evaluation des charges**-Plancher terrasse**

$$G = 6,74 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 1,0 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_u^t = 1,35(6,74) + 1,50(1,0) = 10,59 \text{ kN/ml}$$

-Plancher courant

$$G = 5,84 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 2,5 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_u^c = 1,35(5,84) + 1,50(2,5) = 11,63 \text{ kN/m}$$

Tableau III.1 : Combinaison des charges sollicitant les planchers

	G (kN/ml)	Q (kN/ml)	q _u kN/m	q _{ser} kN/m	
Plancher terrasse	6,74×0,65 =4,38	1×0,65 = 0,65	6,88	5,03	
Plancher courant	5,84×0,65 =3,796	1,5×0,65 = 0,95	6,54	4,74	
Plancher courant	5,84×0,65 =3,79	2,5×0,65=1,62	7,54	5,41	Max

Les poutrelles du plancher courant sont sensiblement les plus sollicitées.

Nous avons (02) types de poutrelles :

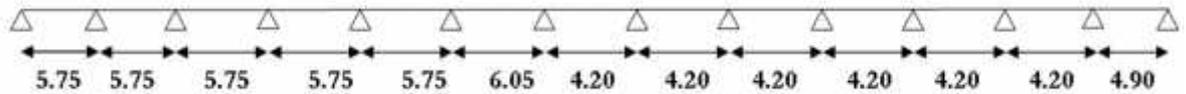
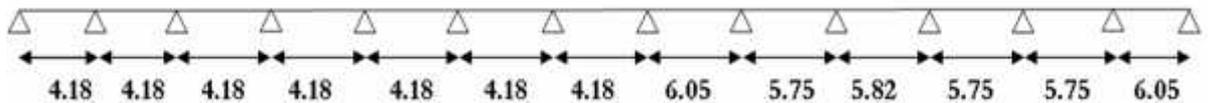
Poutrelles à (13) travées (A)**Poutrelles à (13) travées (B)**

Figure III.3 : Schéma statique.

Méthode forfaitaire applicable aux planchers à charge d'exploitation modérée

L'étude par les méthodes classiques de la Résistance des Matériaux serait très longue et pratiquement inextricable, et ne serait valable que pour une exécution rigoureusement conforme aux hypothèses de calcul.

Domaine d'application

Compte tenu de ce qui précède, on peut donc choisir arbitrairement, mais toutefois entre certaines limites, les valeurs des moments sur appuis et en travées. Cette méthode forfaitaire s'applique essentiellement aux éléments fléchis (poutres ou dalles calculées en flexion dans un seul sens) des planchers des constructions courantes, c'est-à-dire ceux dans lesquels les charges d'exploitations et les charges permanentes sont :

$$q = 2g \text{ ou } q = 5 \text{ KN/m}^2.$$

Conditions d'application de la méthode

- 1- les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différents travées en continuité.
- 2- les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.
- 3- la fissuration ne compromet pas la tenue du béton armé ni celle de ses revêtements.
- 4- $q = 2g \text{ ou } q = 5 \text{ kN/m}^2$.

Soit :

M_0 la valeur maximale du moment isostatique (moment fléchissant dans la travée indépendante de même portée libre que la travée étudiée et soumise aux mêmes charges).

M_w, M_e respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite.

M_t le moment maximale dans la travée étudiée.

le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et des charges d'exploitation : $\alpha = \frac{q}{g+q}$.

Les valeurs de M_t , M_w et M_e prises en compte dans les calculs de la travée considérée doivent satisfaire aux conditions suivantes :

1. $M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \text{Max}[(1+0,3); 1,05M_0]$
2. $M_t \geq \frac{1+0,3}{2} M_0$ dans une travée intermédiaire.
3. $M_t \geq \frac{1+0,3}{2} M_0$ dans une travée de rive.
4. $M_e \geq 0,60 M_0$ et $M_w \geq 0,60 M_0$ sur l'appui intermédiaire d'une poutre à deux travées.
 $M_e \geq 0,50 M_0$ et $M_w \geq 0,50 M_0$ sur les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
 $M_e \geq 0,40 M_0$ et $M_w \geq 0,40 M_0$ sur les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées

De part et d'autre de chaque appui intermédiaire, on retient la plus grande des valeurs absolues des moments évalués à gauche et à droite de l'appui considéré.

Si les calculs font intervenir un moment d'encastrement sur un appui de rive, cet appui doit être constitué (section et ancrage des armatures) pour équilibrer le moment pris en compte.

L'effort tranchant

$$T_w = \frac{pl}{2} + \frac{M_w - M_e}{L}$$

$$T_e = -\frac{pl}{2} + \frac{M_w - M_e}{L}$$

Méthode dite CAQUOT applicable aux planchers à charge d'exploitation élevée

Principe du calcul

Les différentes valeurs du moment sur un appui sont déterminées en prenant seulement en compte les travées adjacentes. La poutre continue est remplacée par une succession de poutres à deux travées dont les moments sont nuls sur les appuis extrêmes.

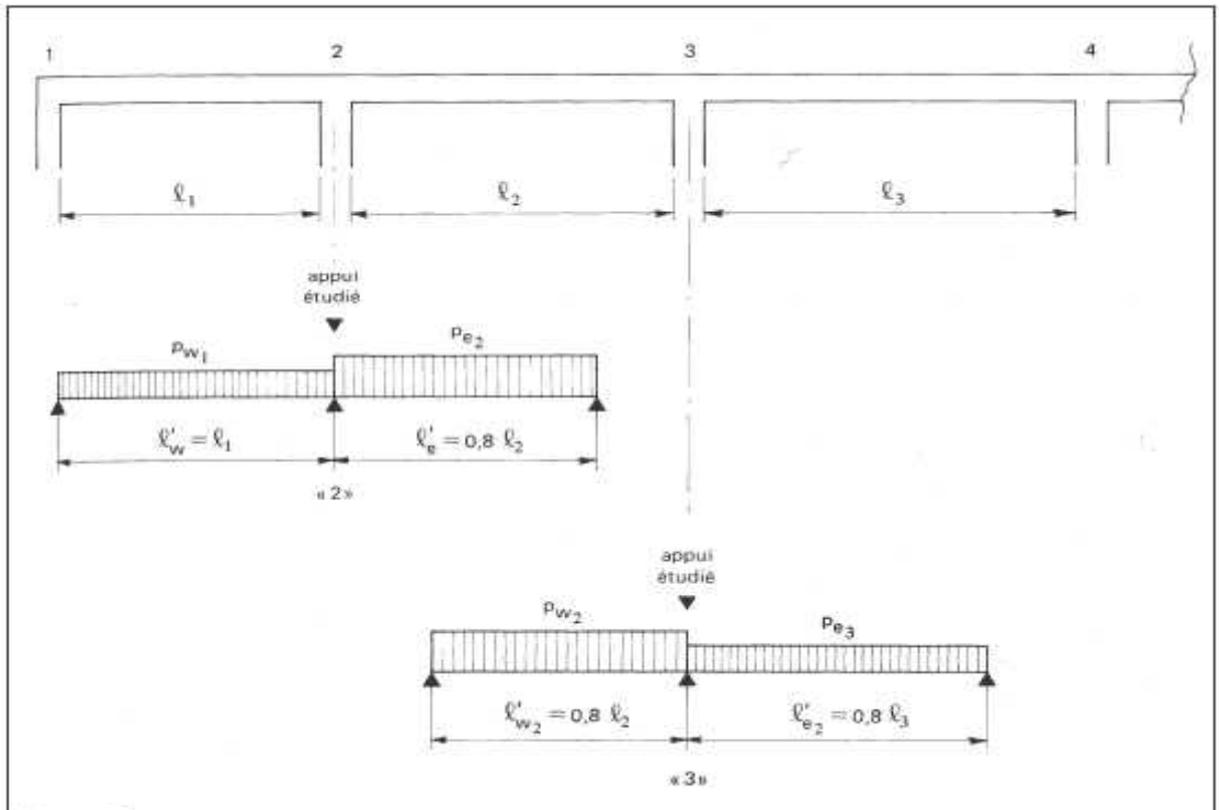


Figure III.4 : Principe de calcul.

Principe de la méthode CAQUOT

Dans ce schéma, les portées réelles sont remplacées par des portées fictives. Lorsque les deux travées aboutissant à l'appui étudié ont le même moment d'inertie et que les charges sont uniformément réparties, l'expression du moment sur l'appui considéré est :

$$M = - \frac{p_w l_w^3 + p_e l_e^3}{8,5(l_w + l_e)}$$

On commence par déterminer, pour chaque appui, les valeurs du moment de flexion (négatif)

Les valeurs des moments en travée s'obtiennent ensuite en traçant la courbe des moments isostatiques de la travée indépendante complète, d'abord avec les charges permanentes seules, puis avec les charges permanentes et les charges variables.

Type : à (13) travées (A)

Méthode : Caquot

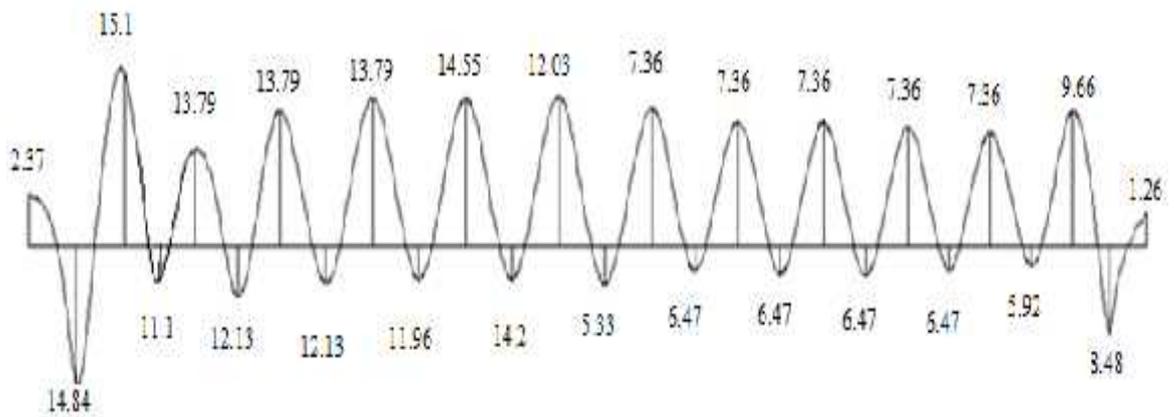
Justification : la 3^{ème} hypothèse n'est pas vérifiée

Tableau III.2 : Récapitulation des moments sur appuis et aux travées de la poutrelle à 13 travées(A)

Appui	M _{app} (kN.m)		Trav	(m)	(m)	M _{Tra} (kN.m)		ELU	
	ELU	ELS				ELU	ELS		
						T _w	T _e		
1	-2.37	-1.67	1-2	5.75	5.75	14.84	11.16	13.25	-19.02
2	-15.1	-12.82	2-3	5.75	4.60	11.1	7.68	17.2	-16.45
3	-13.79	-9.77	3-4	5.75	4.60	12.13	8.47	16.45	-16.45
4	-13.79	-9.77	4-5	5.75	4.60	12.13	8.47	16.45	-16.45
5	-13.79	-9.77	5-6	5.75	4.60	11.96	8.33	16.39	-16.59
6	-14.55	-10.30	6-7	6.05	4.84	14.2	9.97	17.4	-16.83
7	-12.03	-8.52	7-8	4.20	3.36	5.33	3.64	13.13	-11.46
8	-7.36	-5.21	8-9	4.20	3.36	6.47	4.52	12.02	-12.02
9	-7.36	-5.21	9-10	4.20	3.36	6.47	4.52	12.02	-12.02
10	-7.36	-5.21	10-11	4.20	3.36	6.47	4.52	12.02	-12.02

11	-7.36	-5.21	11-12	4.20	3.36	6.47	4.52	12.02	-12.02
12	-7.36	-5.21	12-13	4.20	3.36	5.92	4.10	11.75	-12.75
13	-9.66	-6.84	13-14	4.90	4.90	8.45	5.95	13.93	-9.68
14	-1.26	-0.89							

**Diagrammes des moments fléchissant
ELU**



ELS

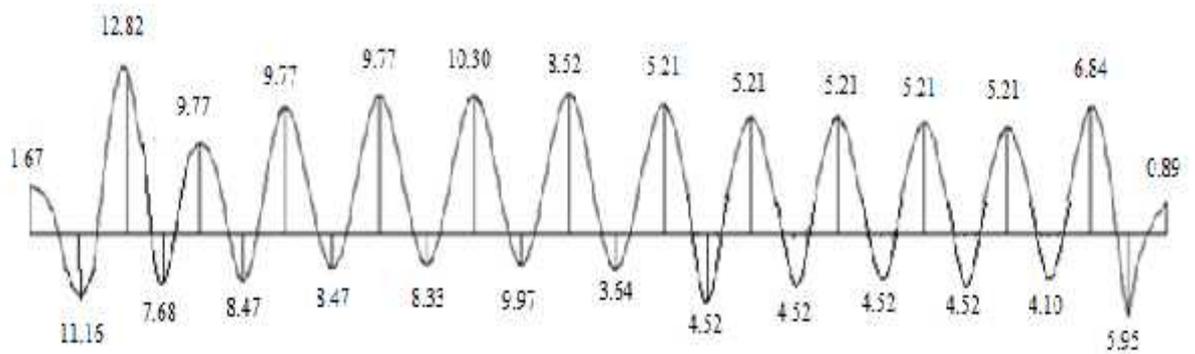


Figure III.5: Diagramme de moment fléchissant à ELU et à ELS.

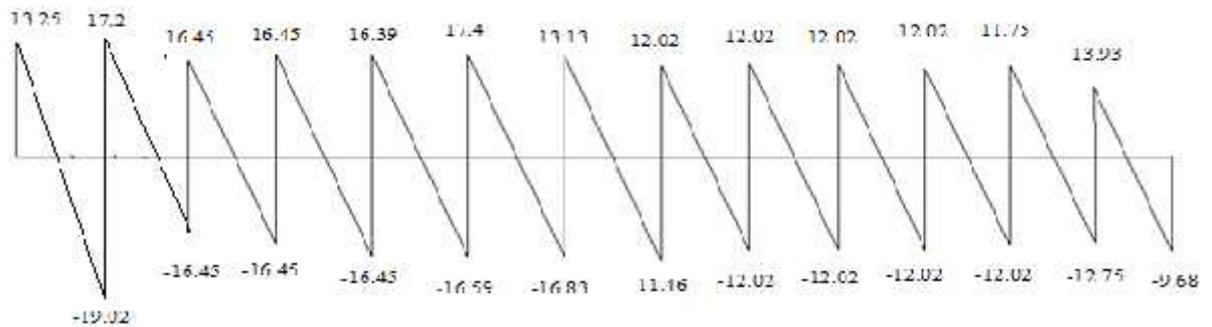
Diagrammes des efforts tranchant**ELU**

Figure III.6 : Diagramme d'efforts tranchant à ELU.

Type : à (13) travées (B)**Méthode :** Caquot**Justification :** la 3^{ème} hypothèse n'est pas vérifiée

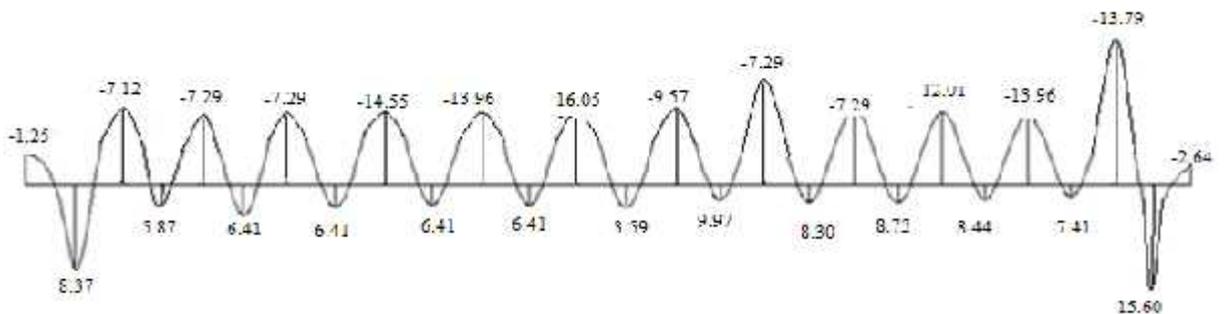
Tableau III.3 : Récapitulation des moments sur appuis et aux travées

Appui	M _{app} (kN.m)		Trav	(m)	(m)	M _{Tra} (kN.m)		ELU	
	ELU	ELS				ELU	ELS	T _w	T _e
2	-9.57	-6.78	2-3	4.18	3.34	5.87	4.06	12.51	-11.70
3	-7.29	-5.16	3-4	4.18	3.34	6.41	4.47	11.96	-11.96
4	-7.29	-5.16	4-5	4.18	3.34	6.41	4.47	11.96	-11.96
5	-7.29	-5.16	5-6	4.18	3.34	6.41	4.47	11.96	-11.96
6	-7.29	-5.16	6-7	4.18	3.34	6.41	4.47	11.96	-11.96
7	-7.29	-5.16	7-8	4.18	3.34	3.59	3.59	11.4	-13.09
8	-12.01	-8.50	8-9	6.05	4.84	9.97	9.97	16.83	-17.40

9	-14.55	-10.30	9-10	5.75	4.60	8.30	8.30	16.57	-16.42
10	-13.96	-9.89	10-11	5.82	4.65	8.73	8.73	16.64	-16.64
11	-13.96	-9.89	11-12	5.75	4.60	8.44	8.44	16.48	-16.44
12	-13.79	-9.77	12-13	5.75	4.60	7.41	7.41	15.97	-17.45
13	-16.05	-13.82	13-14	6.05	6.05	15.60	12.40	19.98	-13.97
14	-2.64	-1.86							

Diagrammes des moments fléchissant

ELU



ELS

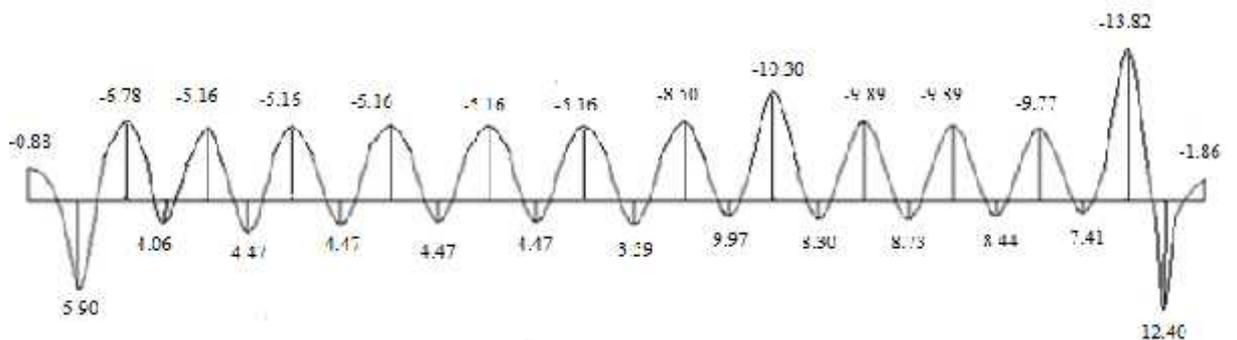


Figure III.7 : Diagramme de moment fléchissant à ELU et à ELS.

Diagrammes des efforts tranchant

ELU

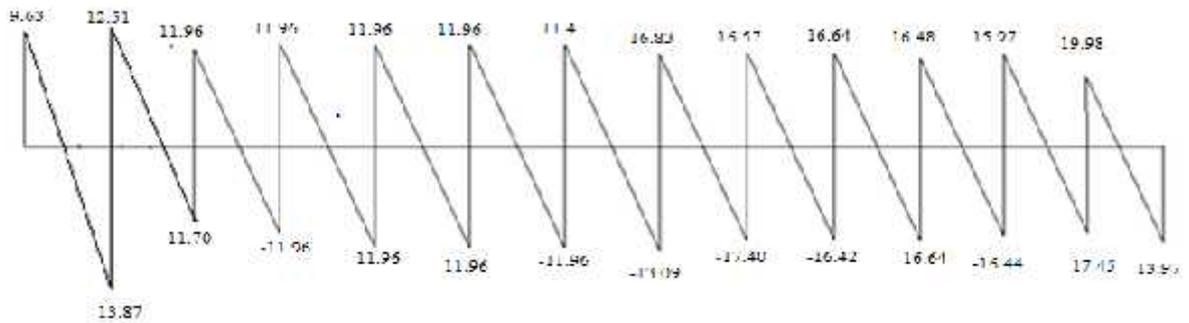


Figure III.8 : Diagramme d'efforts tranchant à ELU et à ELS.

Calcul du ferrailage

On considère pour le ferrailage le type de poutrelle le plus défavorable c'est-à-dire qui a le moment le plus grand en travée et sur appuis, et le calcul se fait à l'ELU en flexion simple.

Les efforts maximaux sur appuis et en travée sont :

$$\text{E.L.U} : M_{tu}^{\max} = 15,60 \text{ KNm}$$

$$M_{au}^{\max} = 16,05 \text{ KNm}$$

$$T_u^{\max} = 19,98 \text{ KN}$$

$$\text{E.L.S} : M_{tser}^{\max} = 12,40 \text{ KNm}$$

$$M_{aser}^{\max} = 13,82 \text{ KNm}$$

Ferrailage en travée

$h=20\text{cm}$; $h_0=4\text{cm}$; $b=65\text{cm}$; $b_0=12\text{cm}$; $d=0,9h=18\text{cm}$; $b_c=14,17\text{MPa}$; $f_e=400\text{MPa}$;
 $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$

Le calcul des sections en forme de "Té" s'effectue différemment selon que l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

- Si $M_u < M_{tab}$: l'axe neutre est dans la table de compression.
- Si $M_u > M_{tab}$: l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

$$M_{tab} = bh_0 \uparrow_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 75,526 \text{ kNm}$$

On a : $M_{tu} < M_{tab}$

Alors : l'axe neutre est dans la table de compression.

Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, on conduit le calcul comme si la section était rectangulaire de largeur constante égale à la largeur de la table « b ».

Donc, la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire (bxh) en flexion simple.

D'après l'organigramme donnant le ferrailage d'une section soumise à la flexion, on aura :

Tableau III.4: récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée

M_{tu} (kNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A_s' (cm ²)		Z(cm)	$\mu < 0,186$	s	s (MPa)	A_s (cm ²)
15.60	0,052	Oui	0	0,066	17,52	Oui	10‰	348	2,55

Condition de non fragilité

$$A_s^{\min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \text{Max} \{1,41 \text{ cm}^2 ; 2,55 \text{ cm}^2\} = 2,55 \text{ cm}^2$$

Choix : 3T12 ($A_s = 3,39 \text{ cm}^2$)

Ferrailage sur appuis

$$\text{On a: } M_{au}^{\max} = 16.05 \text{ kNm} < M_{tab} = 75,526 \text{ kNm}$$

⇒ L'axe neutre est dans la table de compression, et la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire ($b_0 x h$) en flexion simple.

Tableau III.5: récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appuis

M_{tu} (kNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A_s' (cm ²)		Z(cm)	$\mu < 0,186$	s	s (MPa)	A_s (cm ²)
16.05	0,291	Oui	0	0,441	14,82	Non	10‰	348	3,11

Condition de non fragilité

$$A_s^{\min} \geq 0,23b_0d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,27 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \text{Max} \{0,27 \text{ cm}^2 ; 3,11 \text{ cm}^2\} = 3,11 \text{ cm}^2$$

Choix : 1T14+1T16 ($A_s = 3,55 \text{ cm}^2$)

Vérifications**Effort tranchant**

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire : $T_u^{\max} = 19,98 \text{ kN}$.

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \tau_u$

Tel que :

$$\tau_u = \text{Min} \left\{ 0,2 \frac{f_{cj}}{\chi_b}; 5 \text{MPa} \right\} = 3,33 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Fissuration peu nuisible}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 d} = 0,925 \text{MPa} < \tau_u \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Au voisinage des appuis

- **Appuis de rives**

- **Vérification de la compression du béton [1]**

$$\tau_b = \frac{T_u}{0,9 b_0 d} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\chi_b}$$

Avec : $T_u = 13,97 \text{ kN}$ (appuis de rive)

$$\tau_b = \frac{13,97 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 180} = 0,71 \text{MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\chi_b} = 6,67 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **Vérification des armatures longitudinales [1]**

$$A_s = 3,55 \text{cm}^2 \geq \frac{T_u}{\frac{f_e}{\chi_s}} = 0,56 \text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **Appuis intermédiaires**

- **Vérification de la contrainte de compression [1]**

$$\tau_b = \frac{T_u^{\max}}{0,9 b_0 d} = \frac{19,98 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 180} = 1,02 \text{MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\chi_b} = 6,67 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **Vérification des armatures longitudinales [1] :**

$$A_s = 3,55 \text{cm}^2 \geq \frac{T_u^{\max} - \frac{M_{ua}}{0,9d}}{\tau_s} = -2,34 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Vérification à l'E.L.S

La fissuration étant peu nuisible, donc pas de vérification à faire à l'état de l'ouverture des fissures, et elle se limite à celle concernant l'état de compression du béton.

Vérification des contraintes du béton [1]

Soit « y » la distance du centre de gravité de la section homogène (par lequel passe l'axe neutre) à la fibre la plus comprimé.

La section étant soumise à un moment M_{ser} , la contrainte à une distance « y » de l'axe neutre :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

D'après l'organigramme de la vérification d'une section rectangulaire à l'ELS, on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$

Détermination de l'axe neutre

On suppose que l'axe neutre se trouve dans la table de compression :

$$\frac{b}{2} y^2 + n(A_s + A'_s)y - n(A_s.d + A'_s.c') = 0$$

$$\text{Avec : } n = \frac{E_s}{E_b} = 15 ; b=65\text{cm(travée)} ; b_0=12\text{cm(appuis)} ; c=c'=2\text{cm}$$

y : Est solution de l'équation du deuxième degré suivante, puis on calcule le moment d'inertie :

- Si $y < h_0 \Rightarrow$ l'hypothèse est vérifiée
- Si $y > h_0 \Rightarrow$ la distance « y » et le moment d'inertie « I » se Calculent par les formules

qui suivent :

$$\begin{cases} \frac{b}{2} y^2 - (b - b_0) \cdot \frac{(y - h_0)^2}{2} + yA'_s \cdot (y - c') - y \cdot A_s \cdot (d - y) = 0 \\ I = \frac{b}{3} y^3 - (b - b_0) \frac{(y - h_0)^3}{3} + y \cdot A'_s \cdot (y - c')^2 + y \cdot A_s \cdot (d - y)^2. \end{cases}$$

Tableau III.6 : Récapitulatif pour la vérification à l'ELS

	$M_{ser}(kNm)$	$A_s(cm^2)$	$A'_s(cm^2)$	$Y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	Vérification
Travée	12.40	2.89	0	4.28	9858.47	5.38	Vérifiée
Appuis	13.82	2.58	0	4.07	8970.27	6.27	Vérifiée

Vérification de la flèche

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

Les conditions à vérifier : [4]

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$

Avec :

$h=20cm$; $b_0=12cm$; $d=18,0cm$; $L=5,45m$; $M_{tser}=10,94kNm$; $M_0=41,43kNm$;
 $A_s=3,11cm^2$; $f_e=400MPa$.

Alors:

- $\frac{h}{L} = 0,0366 < 0,0625 \dots \dots \dots non\ vérifiée$
- $\frac{A_s}{b_0 d} = 0,0133 < 0,0105 \dots \dots \dots non\ vérifiée$
- $\frac{h}{L} = 0,0366 < 0,047 \dots \dots \dots non\ vérifiée$

Puisque les trois conditions ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de calculer la flèche.

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$ [1].

Tel que : $\bar{f} = \frac{L}{1000} + 0,5 = 0,545cm$ ($L > 5m$)

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longue durée.

- Position de l'axe neutre « y_1 » [2]

$$y_1 = \frac{bh_0 \frac{h_0}{2} + (h-h_0)b_0 \left(\frac{h-h_0}{2} + h_0 \right) + 15A_s d}{bh_0 + (h-h_0)b_0 + 15A_s}$$

- Moment d'inertie de la section totale homogène « I_0 » [2]

$$I_0 = \frac{b}{3} y_1^3 + \frac{b_0}{3} (h-y_1)^3 - \frac{(b-b_0)}{3} (y_1-h_0)^3 + 15A_s (d-y_1)^2$$

- Calcul des moments d'inerties fictifs [3]

$$I_{fi} = \frac{I_0}{1 + \gamma_i} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \gamma_v}$$

Avec :

$$\gamma_i = \frac{0,05 f_{t28}}{u \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots \dots \dots \text{Pour la déformation instantanée.}$$

$$\gamma_v = \frac{0,02 f_{t28}}{u \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots \dots \dots \text{Pour la déformation différée.}$$

$$u = \frac{A_s}{b_0 d} : \text{Pourcentage des armatures.}$$

$$\gamma = 1 - \frac{1,75 f_{c28}}{4u \tau_s + f_{t28}}$$

τ_s : Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée.

$$\tau_s = \frac{M_{ser}}{A_s d}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III.7: Récapitulatif du calcul de la flèche

M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	Y_1 (cm)		s (MPa)	i	v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
12.40	2.89	5.84	0.01 3	238.36	3.09	1.23	0.70	26373,16	9171.82	1717.49

- Calcul des modules de déformation

$$E_i = 11000(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 32164,20MPa$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721,40MPa$$

- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées

$$f_i = \frac{M_{ser}l^2}{10E_i I_{fi}} = 1,248cm \quad (L = 5,45m)$$

- Calcul de la flèche due aux déformations différées

$$f_v = \frac{M_{ser}l^2}{10E_v I_{fv}} = 2,001cm$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 0.753cm < \bar{f} = 1,01cm \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

d. Calcul des armatures transversales et l'espacement

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance FeE24 (fe=235MPa)

Selon [1]

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{f_u - 0,3f_{yt} K}{0,8fe} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage}) \\ \bullet S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40cm) \\ \bullet \frac{A_t fe}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{f_u}{2}; 0,4MPa\right) \end{array} \right.$$

Selon [2]

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0 \\ \bullet S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12w_t\right) \dots \dots \dots \text{Zone nodale} \\ \bullet S_t \leq \frac{h}{2} \dots \dots \dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Avec :

$$w_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; w_t; \frac{b}{10}\right)$$

\varnothing_1 : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

\varnothing_t $\text{Min}(0,57\text{cm} ; 1,2\text{cm} ; 0,65\text{cm})=0,57\text{cm}$

On adopte : $\varnothing_t=6\text{mm}$

Donc :

- Selon [1]

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 1,46.10^{-2} \text{ cm} \\ \bullet S_t \leq 16,2\text{cm} \\ \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 2,19.10^{-2} \text{ cm} \end{array} \right.$$

- Selon [2]

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \\ \bullet S_t \leq 5\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ \bullet S_t \leq 10\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Choix des armatures

On adopte : $A_t=2\varnothing 6=0,57\text{cm}^2$

Choix des espacements

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \Rightarrow S_t \leq 15,83\text{cm}$$

Donc : $\left\{ \begin{array}{l} S_t = 5\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t = 10\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$

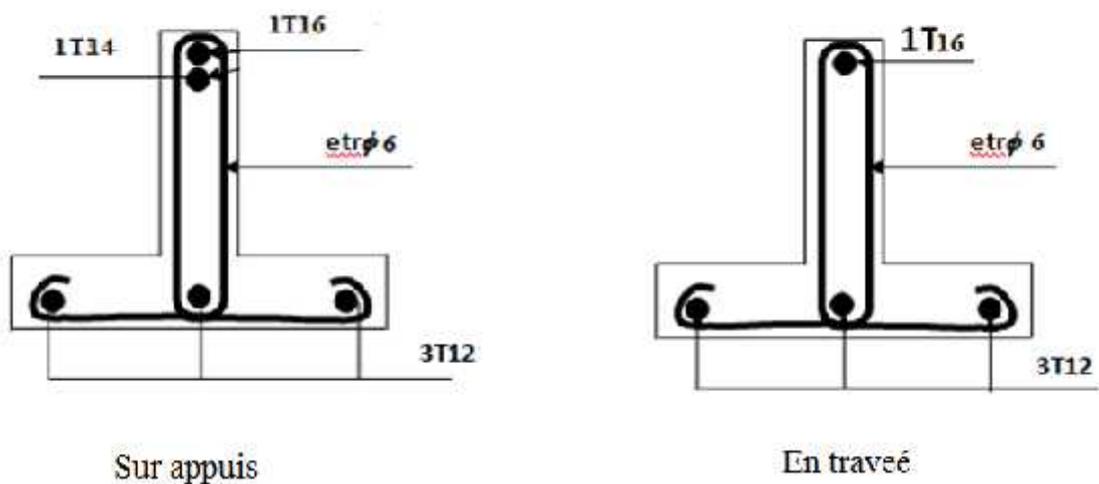


Figure III.9 : Ferrailage des poutrelles.

III.2 Les balcons

III.2.1 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 encasturé 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 due à l'effort appliqué sur le garde-corps.

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

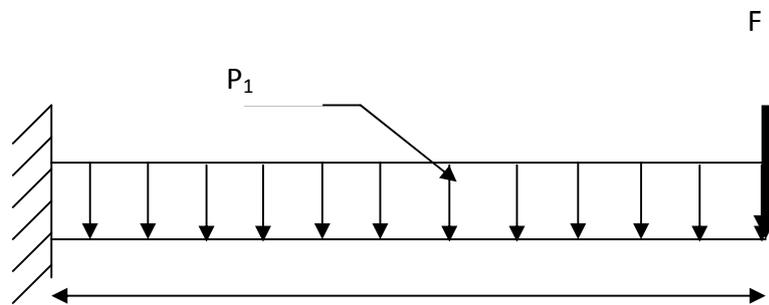


Figure III.10 : Coupe vertical du balcon.

III.2.2 Evaluation des charges

$$G = 6.64 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$$

III.2.3 Combinaison des charges

$$N_{\text{ser}} = (G + Q) \hat{L} = 12.16 \text{ KN/ml}$$

$$N_u = (1.35 \hat{G} + 1.5 \hat{Q}) \hat{L} = 17.05 \text{ KN}$$

$$M_{\text{ser}} = N_{\text{ser}} \hat{L}^2 / 2 = 7.30 \text{ KN.m}$$

$$M_{u_{\text{max}}} = N_u \hat{L}^2 / 2 = 10.23 \text{ KN.m}$$

III.2.4 Le Ferrailage

La fissuration est considérée comme préjudiciable car le balcon est exposé aux intempéries, (variation de température, l'eau, neige, etc. ...). Le calcul effectuera donc à l'ELS et l'ELU.

a. état limite de résistance (ELU)**On a :**

$$M_{u_{\max}} = 10.23 \text{ KN.m}$$

$$N_u = 17.05 \text{ KN}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

Acier type FeE400

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\chi_b} \Leftrightarrow f_{bu} = 14.17 \text{ Mpa}$$

$$d = 0.9 h \Rightarrow d = 0.18 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} \Rightarrow \mu = 0.022$$

 $\mu < \mu_c = 0.186 \Rightarrow$ pas d'armatures comprimées

 \Rightarrow Domaine 1, $\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$, $\epsilon_s = 10 \%$.

$$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) \Rightarrow \alpha = 0.027$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.178 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \sigma_s} = 1.65 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} > \frac{0.23 b_o d f_{t28}}{f_e} = 2.41 \text{ cm}^2$$

Donc $A_s > \max(A_{ult}, A_{\min})$ D'où : $A_s = 2.41 \text{ cm}^2$

- **Choix des barres**

5T10 = 3.93 cm² avec un espacement de 22 cm

- **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 0,98\text{cm}^2$$

4T 8 = 2,01 cm² espacées de 25cm.

- **Vérification au cisaillement**

On doit vérifier : $\tau_u < \tau_u'$

$$\tau_u = \frac{Vu_{\max}}{b_o d}$$

$$V_u = 17.05 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0,094 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u' = \min (0.15 f_{c28} / \gamma b, 4 \text{ MPa}) = 3.26 \text{ Mpa}$$

$\tau_u < \tau_u'$: pas de risque de cisaillement, Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Sa nous donne une nappe inférieur au niveau des appuis,

Chois des armatures : 4T8 (2.01cm²)

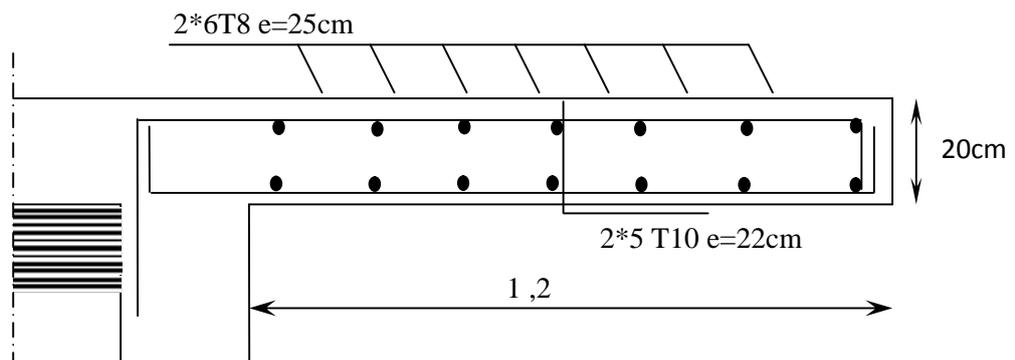


Figure III.11 : Ferrailage des balcons.

III.3 L'acrotère

III.3.1. introduction

L'acrotère est un élément non structural, 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 propre sous forme d'un effort normal vertical.
- Une force horizontale due à une main courante $Q=1\text{kN/ml}$.

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

- Largeur $b=100\text{cm}$
- Hauteur $H=70\text{cm}$
- Epaisseur $e=10\text{cm}$

Evaluation des charges

a- Charges permanentes

Poids propre :

$$G1 = 25 \times S$$

S : surface latérale de l'acrotère.

$$S = 0,7 \times 0,1 + 0,07 \times 0,12 + (0,03 \times 0,12) / 2 = 0,08 \text{ m}^2$$

$$G1 = 0,0802 \times 25 = 2,00 \text{ KN/ml.}$$

Enduit en ciment (2cm)

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

U : périmètre de la section de l'acrotère

$$U = 1,71\text{m}$$

$$G2 = 18 \times 0,02 \times 1,71 = 0,62 \text{ KN/ml.}$$

$$\mathbf{G = 2,62 \text{ KN/ml}}$$

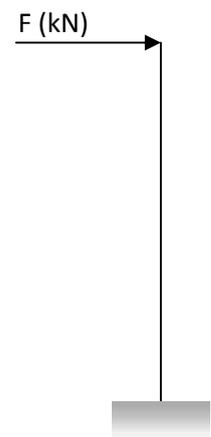
b- Charges d'exploitation

c- $Q=1 \text{ kN/ml}$

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)

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

W_p : Poids de l'acrotère.

$$F_p = 4 \times 0,3 \times 0,8 \times 2,62 \quad F_p = 2,52 \text{ kN/ml} > 1,5Q = 1,5 \text{ kN/ml.}$$

Détermination des efforts

ELU

Effort normal : $N_u = 1,35 \times W_p = 1,35 \times 2,62 = 3,54 \text{ kN.}$

Moment d'encastrement : $M_u = 1,5 \times F_p \times h = 2,64 \text{ kN.m}$

Effort tranchant : $T_u = 1,5 \times F_p = 3,78 \text{ kN.}$

ELS

Effort normal : $N_s = W_p = 2,62 \text{ kN.}$

Moment d'encastrement $M_s = F_p \times h = 1,76 \text{ kN.m}$

Effort tranchant : $T_s = F_p = 2,52 \text{ kN.}$

Ferraillage de la section

Le calcul du ferraillage se fait pour une bande de 1 m de largeur, la section plane à étudier sera de $100 \times 10 \text{ cm}^2$.

ELU

Données

$$b = 100 \text{ cm, } h = 10 \text{ cm, } d = 7,5 \text{ cm et } c = c' = 25 \text{ cm}$$

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

$$f_e = 400 \text{ MPa, } \sigma_b = 14,2 \text{ MPa, } \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

Calcul de l'excentricité e

$$e = M_u / N_u = (2,20 \times 10^2) / 3,54 \Rightarrow e = 74,57 \text{ cm}$$

$$\psi_1 = \frac{N_u}{b \cdot h \cdot f_{bc}} = \frac{3,54 \times 10^3}{1000 \times 100 \times 14,20} = 0,0025 < 0,81$$

$$\psi_1 = 0,0025 \quad \Rightarrow \quad \psi_1 = 0,1666 \quad \text{enc} = \psi_1 \times h = 1,66 \text{ cm}$$

$$e = 74,57 \text{ cm} > \text{enc} = 1,66 \text{ cm}$$

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section du béton.

Section partiellement comprimée

$$e_a = d - h/2 + e = 77,97 \text{ cm}$$

$$M_{as} = N_u \times e_a = 3,54 \times 0,779 = 2,75 \text{ kN.m}$$

Calcul de la section en F.S avec $M_f = M_{as}$

$$M_f = 2,75 \text{ kN.m} \quad \mu = 0,027 < \mu_r = 0,392 \quad A_{sf} = 0$$

$$= 0,0342 \quad Z = 7,397 \text{ cm} \quad A_{sf} = 0,90 \text{ cm}^2$$

$$A_{sr} = A_{sf} - N_{u/s} = 0,88 \text{ cm}^2$$

Ferrailage minimale

$$A_{\min} = \frac{B}{1000} = \frac{10 \times 100}{1000} = 1 \text{ cm}^2$$

$$C_{nf} : A_s = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e = 0,90 \text{ cm}^2$$

On adoptera : $A_1 = A_2 = 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2$.

Armatures de répartition

Ce sont des armatures de montage.

$$A_r = A_s / 4 = 0,79 \text{ cm}^2 ; \text{ Soit } A_r = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

Espacement

$$S_h = 100/4 \sim 25 \text{ cm}$$

$$S_v = 70/4 \sim 25 \text{ cm}.$$

ELS

$$\text{IL faut vérifier que } \begin{aligned} \sigma_{bc}^{max} &\leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{s2} &\leq \bar{\sigma}_s \end{aligned}$$

ELS/ contraintes limites

$$\text{Contrainte limite de compression du béton } \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28}$$

Contraint limite de traction de l'acier :

$$\text{Fissuration préjudiciable } \bar{\sigma}_s = \xi = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max(0,5 f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \right\}$$

Avec :

$$\eta = 1,6 \text{ pour les barres HA avec } \phi \geq 6 \text{ mm}$$

$$\text{Or : } \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \xi = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400, \max(0,5 \times 400, 201,63) \right\} = 201,63 \text{ MP} .$$

Calcul de l'excentricité e

$$e = M_{ser} / N_{ser} = (1,76 \times 10^2) / 2,62 = 67,17 \text{ cm} ; \quad c = e - h/2 = 66,82 \text{ cm}$$

Calcul de Y1

On cherche d'abord la racine Y_c de l'équation : $Y_c^3 + p \cdot Y_c + q = 0$

Avec :

$$p = -3c^2 + \frac{90 \cdot A_1}{b} (c + c_1) + \frac{90 \cdot A_2}{b} (c + d)$$

$$q = 2c^3 - \frac{90 \cdot A_1}{b} (c + c_1)^2 - \frac{90 \cdot A_2}{b} (c + d)^2$$

$$\Delta = q^2 + 4 \left(\frac{p}{3} \right)^3$$

A.N :

$$p = -3(66.82)^2 + \frac{90 \times 3,14}{100} (66.82 + 2,5) + \frac{90 \times 3,14}{100} (66.82 + 7,5)$$

$$p = -12988.81 \text{ cm}^2$$

$$q = 2(66.82)^3 - \frac{90 \times 3,14}{100} (66.82 + 2,5)^2 - \frac{90 \times 3,14}{100} (66.82 + 7,5)^2$$

$$q = 567501.9169 \text{ cm}^3$$

$$\Delta = (567501.916)^2 + 4 \left(\frac{-12988.81}{3} \right)^3$$

$$\Delta = -2.583 \times 10^9 \text{ cm}^6$$

$$\Delta < 0 \rightarrow \varphi = \text{Arccos} \left[\frac{q}{2} \left(\frac{-p}{3} \right)^{\frac{-3}{2}} \right] \quad \text{avec } \varphi \text{ en radians}$$

$$\varphi = \text{Arccos} \left[\frac{567501.9169}{2} \left(\frac{12988.81}{3} \right)^{\frac{-3}{2}} \right] = 0,0893$$

$$y_c = -2 \sqrt{\frac{-p}{3}} \cos \left[\frac{2\pi}{3} + \frac{\varphi}{3} \right]$$

$$y_c = -2 \sqrt{\frac{12988.81}{3}} \cos \left[\frac{2\pi}{3} + \frac{0,0893}{3} \right] = 69.04 \text{ cm}$$

D'où :

$$y_1 = y_c - c \rightarrow y_1 = 2.22 \text{ cm}$$

Finalement :

$$\sigma_{bc}^{\max} = \frac{N_{ser} \cdot y_1}{\frac{b \cdot y_1^2}{2} + 15 \cdot A_1 (y_1 - c_1) - 15 \cdot A_2 (d - y_1)}$$

$$\sigma_{bc}^{\max} = \frac{262 \times 2,22 \times 10^{-1}}{\frac{100 \times 2,22^2}{2} + 15 \times 3,14 (2,22 - 2,5) - 15 \times 3,14 (7,5 - 2,22)} = -3.763 \text{ Mpa} < \frac{15000}{1000} = 15 \text{ MPa}$$

Ok

$$s_1 = 15 \cdot b_{c\max} \cdot \frac{y_1 - c_1}{y_1}$$

$$\sigma_{s1} = 15 \times -3.763 \times \frac{2,22-2,5}{2,22} = 7.119 \text{ MP}$$

$$\sigma_{s2} = 15 \cdot \sigma_{bcmax} \cdot \frac{d-y_1}{y_1}$$

$$\sigma_{s2} = 15 \times -3.763 \times \frac{7,5-2,22}{2,22} = -134.24 \text{ MP} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MP} \quad \text{Ok}$$

Les contraintes à l'ELS sont vérifiées.

Vérification de la contrainte de cisaillement dans le béton

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min\{0,1f_{c28} ; 4 \text{ MP} \} = 2,5 \text{ MP} \quad [4]$$

$$\tau_u = \frac{3,15 \times 10^3}{75 \times 10^3} = 0,042 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa} \quad \text{vérifiée.}$$

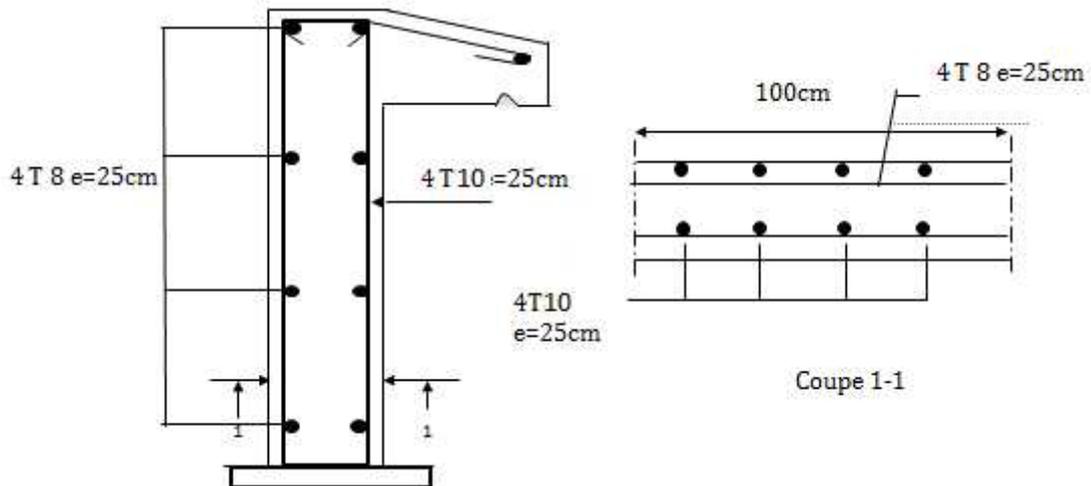


Figure III.12 : Ferrailage de l'acrotère.

III.4 Les escaliers

III.4.1. Introduction

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, afin de permettre de se déplacer à pied d'un niveau à un autre, un escalier sert donc à monter et descendre, la montée et la descente doivent se faire aussi aisément que possible et sans danger.

Dans Notre structure il y a deux types d'escaliers : droit à deux volées, et un escalier tournant (balancé).

III.4.2 Définition des éléments d'un escalier

La volée : c'est la partie d'escalier comportant une suite ininterrompue de marches égales et située entre deux paliers successifs, une volée ne doit pas comporter plus de 20 à 22 marches et moins de 3 marches.

Le palier : c'est la partie horizontale d'un escalier, arrêtant la suite des marches au droit

d'un étage, ou entre les étages, pour assurer l'accès à chaque niveau intermédiaire (palier d'arrivée ou palier intermédiaire).

La paillasse : c'est la dalle en pente supportant les marches d'une volée.

Le jour : c'est la largeur en plan du vide entre deux volées parallèles.

La marche : c'est la surface délimitée par la foulée et l'emmarchement.

La contre marche : c'est la partie verticale prenant place entre deux marches.

L'emmarchement : c'est la largeur utile d'une volée, elle est fonction de la destination de l'escalier.

Le collet : c'est le nom donné au bord limitant l'escalier du côté jour.

La foulée : c'est la distance horizontale comprise entre chaque contre marche.

La ligne de foulée : c'est la projection en plan du trajet suivi par une personne empruntant l'escalier, pour les escaliers dont la largeur de l'emmarchement n'excède pas 110 m, la ligne de foulée se trouve au milieu de l'émarche

h : Hauteur de la marche.

g : Largeur de la marche.

L : Longueur horizontale de la paillasse.

H : Hauteur verticale de la paillasse.

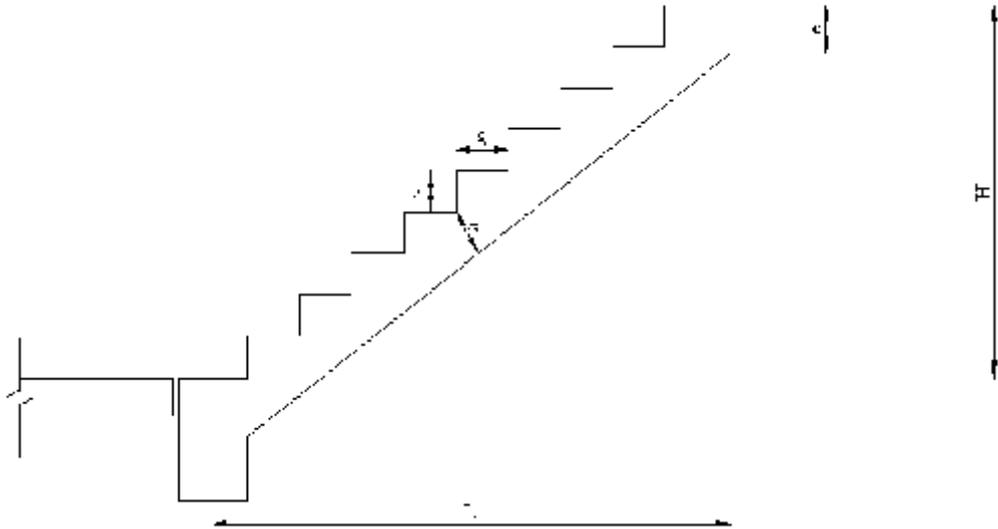


Figure III.13 : Dimensions de l'escalier.

Epaisseur de la paillasse et du palier

L'épaisseur de la paillasse et du palier est fonction de la longueur

L (entre appui) = 3,75 m

$$\frac{L}{35} \leq h \leq \frac{L}{30} \rightarrow \frac{375}{35} \leq h \leq \frac{375}{30}$$

$$10.71 \leq h \leq 12.5$$

On choisit $e_{\text{palier}} = e_{\text{paillasse}} = 15 \text{ cm}$.

Et ce pour faciliter le coffrage.

Dimensionnement des marches

Pour les dimensions des marches (g) et contre marches (h), on utilise la formule de « Blondel » :

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

Avec :

$$H = n \cdot h \quad \text{et} \quad L = (n-1) \cdot g$$

g : largeur d'une marche.

h : hauteur d'une contre marche.

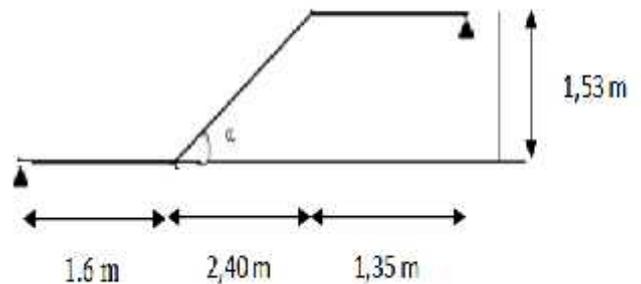
n : nombre des contre marches

$n-1$: nombre des marches

$$H = 1,53 \text{ m}$$

$$L = 2,40 \text{ m} \quad \alpha = \text{Arctg}(H/L) = 32.51^\circ$$

On prend : $g+2.h = 64 \text{ cm}$



$$2\left(\frac{H}{n}\right) + \frac{L}{n-1} = 64$$

$$2 \cdot H \cdot (n-1) + L \cdot n = 64 \cdot n \cdot (n-1)$$

$$64n^2 - (64 + 2H + L) \cdot n + 2H = 0$$

Avec :

$$2H + L = 546 \text{ cm}$$

$$2H = 306 \text{ cm}$$

$$64n^2 - 610n + 306 = 0$$

$$= (610)^2 - 4(64) \cdot (306)$$

$$= 293764 \quad = 542$$

$$n_1 = 0,53$$

$$n_2 = 9$$

on prend $n = 9$

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

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{9-1} = 30 \text{ cm}$$

$$g + 2h = 64 \text{ cm ok}$$

Principe de calcul

L'ensemble se calcule comme une dalle d'épaisseur e_p travaillant dans un seul sens.

Es aciers en chapeaux permettant de reprendre un moment égal à $0,15 M_0$ seront réalisés [5].

Evaluation des charges

Charges permanentes

Epaisseur moyenne de la paillasse

$$e_{\text{moy}} = e_p + (h \cdot \cos \alpha) / 2 \quad [5]$$

$$e_{\text{moy}} = 15 + (17 \cdot \cos 32,51^\circ) / 2$$

$$e_{\text{moy}} = 22 \text{ cm}$$

G revêtements

Tableau III.8 : Récapitulatif des charges des composants constituant le revêtement

N°	Composantes	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Carrelage	0,02	20	0,40
2	lit de sable	0,03	18	0,54
3	Mortier de pose	0,02	20	0,40
4	Enduit de ciment	0,02	18	0,36
				1,7

Poids propre de la paillasse

$$G_v = \frac{\gamma_b}{\cos\alpha} \cdot e + G_{rev}$$

$$G_p = \gamma_b \cdot e_1 + G_{rev}$$

Avec :

e : épaisseur moyenne de la paillasse

e₁ : épaisseur du palier (=15cm).

Alors :

$$G_v = 8,22 \text{ kN/m}^2$$

$$G_p = 5,45 \text{ kN/m}^2$$

Charges d'exploitation

$$Q_b = 2,5 \text{ kN/m}^2$$

Combinaison des charges

Tableau III.9 : Récapitulatif des combinaisons de charges

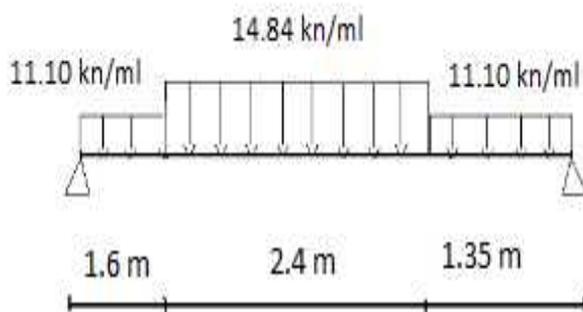
Position	G KN/ml	Q KN/ml	E.L.U	E.L.S
			KN/ml	KN/ml
Palier	5,45	2,5	11,10	7,95
Paillasse	8,22	2,5	14,84	10,72

Type : (à 03 volées)

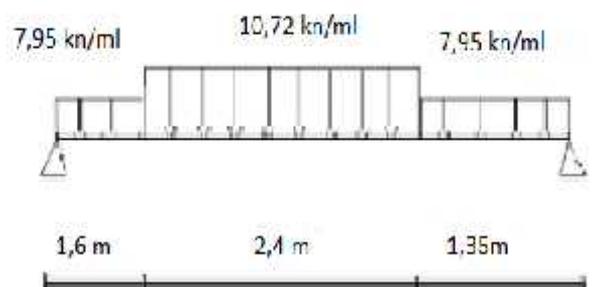
Volée 01

Schémas statiques

ELU



ELS



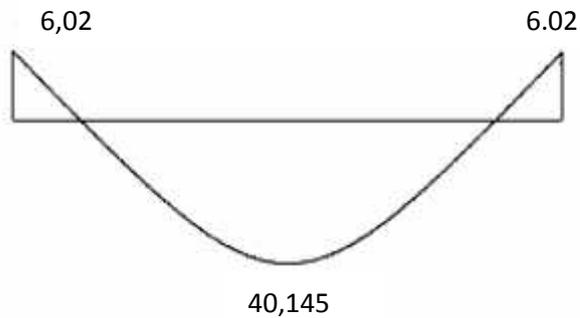
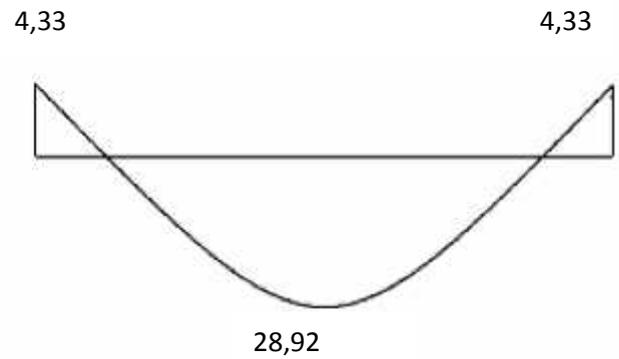
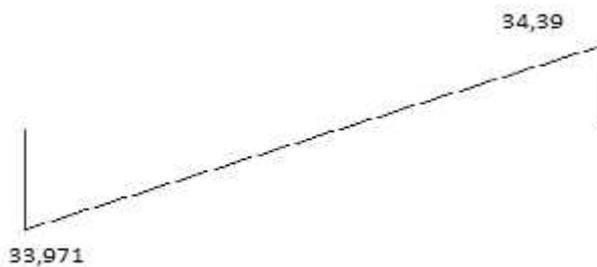
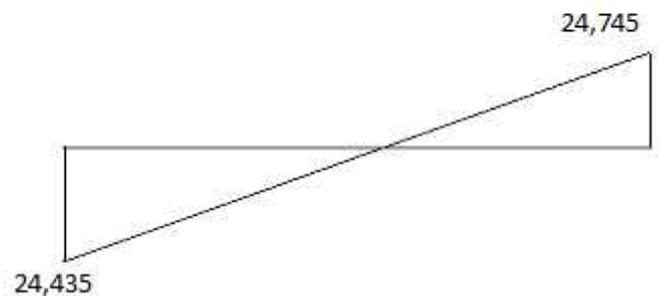
Diagrammes des efforts**Moments fléchissant****ELU****ELS****Efforts tranchant****ELU****ELS**

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

Calcul du ferrailage

- Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension (b x h)

Tel que : $b=100\text{cm}$; $h=15\text{cm}$

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

$f_{c28} = 25\text{MPa}$; $f_{bc} = 14,17\text{MPa}$; $f_{t28} = 2,10\text{MPa}$; $x_b = 1,5$; $d=0,9h=13,5$

$\tau_s = 348\text{MPa}$; $x_s = 1,15$; $f_e=400\text{MPa}$

Tableau III.10: Ferrailage de l'escalier

	M_u (KNm)	η	$\eta < \eta_R$	A'_s (cm ²)	r	Z (cm)	A_s^{cal} / ml (cm ²)	Choix	A_s^{adp} / ml (cm ²)
Travée	40,145	0,155	Oui	0	0,211	12,36	9,33	7T14	10,78
Appuis	6,02	0,023	Oui	0	0,029	13,34	1,28	4T8	2,01

Espacement

- En travée : $esp \leq \frac{100}{7} = 14,28cm$

On prend : esp=15cm

- Sur appui : $esp \leq \frac{100}{4} = 25cm$

On prend : esp=25cm

Armature de répartition

- En travée : $A_r \geq \frac{A_s}{4} = 1,54cm$

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

- Sur appui : $A_r \geq \frac{A_s}{4} = 0,5cm$

Le choix est de 4T8=2,01cm² avec S_t=20cm

Condition de non fragilité

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,63cm^2$$

En travée : $A_s = 10,78cm^2 > A_s^{\min} = 1,63cm^2$ vérifiée

Sur appui : $A_s = 2,01cm^2 > A_s^{\min} = 1,63cm^2$ vérifiée

Vérification**Effort tranchant**

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

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

$$\dagger = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{34,39 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,254 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

• **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.

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

$$T_u - \frac{M_u}{0,9d} = 34,39 \cdot 10^3 - \frac{6,02 \cdot 10^6}{0,9 \times 135} = -15157,32 \text{KN} < 0$$

Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

• **Vérification des armatures transversales**

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

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

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.

Vérification des contraintes du béton

- Position de l'axe neutre

$$\frac{b}{2} y^2 + n(A_s + A'_s)y - n(A_s \cdot d + A'_s \cdot c') = 0$$

- Moment d'inertie

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

Avec :

$$n=15 ; c'=2\text{cm} ; d=13,5\text{cm} ; b=100\text{cm} ; A'_s=0$$

On doit vérifier que:

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

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous

Vérification à l'ELS

Tableau III.11: Vérification à l'ELS

	$M_{ser}(\text{KNm})$	$A_s (\text{cm}^2)$	$Y (\text{cm})$	$I (\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc} (\text{MPa})$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
Travée	28,92	10,78	5.185	15826.3	9,47	Vérifiée
Appui	4,33	2,01	2.56	4167.7	2,65	Vérifiée

Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{15}{535} = 0,0280 \geq 0,0625 \quad \text{non vérifiée} \\ \frac{10,78}{100 \times 13,5} = 0,0079 \leq 0,0105 \quad \text{vérifiée} \\ 0,0280 \geq \frac{28,92}{10 \times 31,98} = 0,0904 \quad \text{non vérifiée} \end{array} \right.$$

Deux conditions ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche

$$\text{Flèche totale : } \Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f} \quad [2].$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = \frac{L}{500} \end{cases}$$

• **Moment d'inertie de la section homogène I_0**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 + 15A'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2$$

$$\begin{cases} I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \}_i \mu \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \}_v \mu \end{cases} \quad \text{Moment d'inertie fictive.}$$

Avec :

$$\begin{cases} \}_i = \frac{0,05 f_{t28}}{u \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \\ \}_v = \frac{0,02 f_{t28}}{u \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \end{cases} ; \begin{cases} u = \frac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4u \dagger_s + f_{t28}} \\ \dagger_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \end{cases}$$

$E_i=32164,20\text{MPa}$; $E_v=10721,40\text{MPa}$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III.12 : Vérification de la flèche de l'escalier

M_{ser} (KNm)	A_s (cm ²)	u	\dagger_s (MPa)	$\}_i$	$\}_v$	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
28,92	10,78	0,00798	198,721	3,08	1,235	0,564	33946.2	11642.37	20009.07

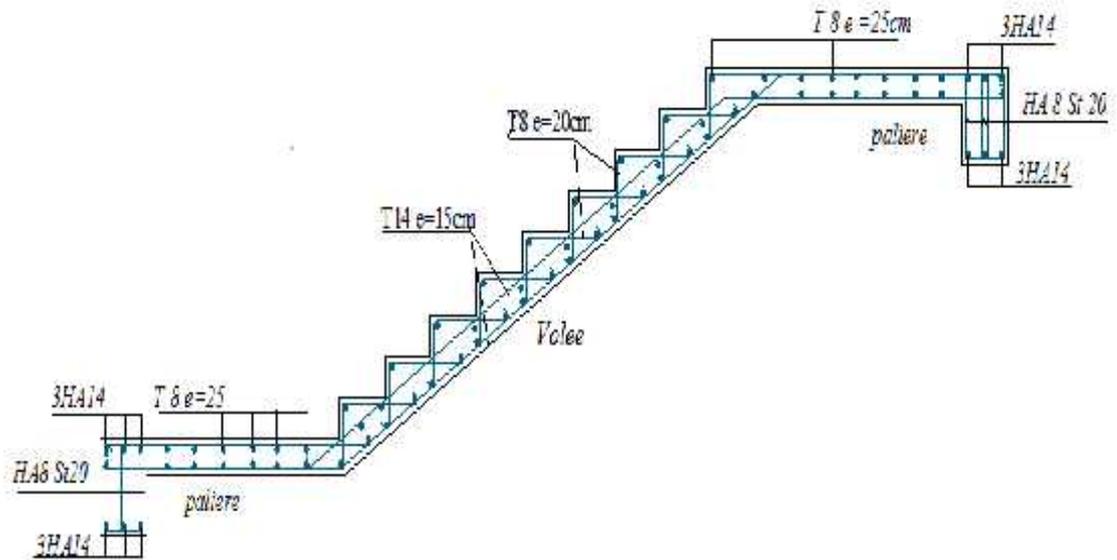


Figure III.15 : Ferrailage d'escaliers.

Chapitre IV : Etude dynamique en zone sismique

IV.1 Introduction

L'objectif principal de la réglementation parasismique est la sauvegarde des vies humaines pour une secousse donnée. La construction peut alors subir des dommages irréparables, mais elle ne doit pas s'effondrer sur ses occupants.

En cas de secousse plus modérée, l'application des règles parasismiques doit permettre de limiter les destructions et, voire, les pertes économiques.

IV.2 Etude de la structure en VLNA

IV.2 .1 Principe de la modélisation

On peut considérer comme oscillateur multiple toute structure à comportement élastique linéaire, modélisée à l'aide de barres ou d'éléments finis et comportant une masse associée à chacun des nœuds, les masses réparties sur les barres sont dans ce cas supposées concentrées sur les nœuds les plus voisins.

Dans un but de simplification, le dessin des figures est généralement effectué pour une console verticale uniquement.

Le modèle ainsi représenté et possédant un nombre fini de DDL doit refléter les paramètres du système original ayant un nombre infini de DDL et qui sont : La masse, la rigidité.

IV.2 .2 Caractéristiques dynamiques propres

L'étude des oscillations libres de notre structure modélisée et supposée non amortie, donne une bonne approximation du mouvement réel et fournit tous les éléments nécessaires pour le calcul des oscillations forcées.

L'équation du mouvement d'un système se déplaçant librement sans amortissement est :

$$[M]\{\ddot{X}(t)\} + [K]\{X(t)\} = \{0\} \dots\dots\dots (1)$$

Avec :

$\{\ddot{X}\}; \{X\}$: Vecteur des accélérations et vecteur des déplacements respectivement de la structure.

[M] : matrice masse de la structure.

[K] : matrice de rigidité de la structure.

Une solution particulière est donnée par l'expression :

$$\{X(t)\} = \{A\}\sin(\tilde{S}t + \{ \}) \dots\dots\dots (2)$$

Où :

$\{A\}$: Vecteur des amplitudes.

: Fréquence de vibration.

: Angle de déphasage.

Les accélérations en VLNA sont données :

$$\{\ddot{X}(t)\} = -\tilde{S}^2\{A\}\sin(\tilde{S}t + \{\}) \dots\dots\dots (3)$$

En reportant les équations (2) et (3) dans l'équation (1), on aura :

$$[[K] - \tilde{S}^2[M]]\{A\}\sin(\tilde{S}t + \{\}) = \{0\} \dots\dots\dots (4)$$

L'équation (4) doit être vérifiée quelque soit le temps (t), donc pour toutes les valeurs de la fonction sinus ce qui donne :

$$[[K] - \tilde{S}^2[M]]\{A\} = \{0\} \dots\dots\dots (5)$$

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 :

$$\det[[K] - \tilde{S}^2[M]] = 0 \quad \text{« équation caractéristique »} \dots\dots\dots (6)$$

En développant cette équation. On obtient une équation polynomiale de degré (2n) en ().

Les (n) solutions ($\omega_1^2, \omega_2^2, \dots, \omega_n^2$) sont les carrés des pulsations des (n) modes de vibration possible.

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 {A} ou forme modale.

IV .3 Modélisation de la structure

L'équation du mouvement de la structure a plusieurs inconnus, l'analyse de notre structure serait impossible sans l'aide de l'outil informatique.

Pour ce faire nous avons opté pour le logiciel de calcul ETABS (version 9.7.1).

IV .3.1 Modélisation de la rigidité

On considère que notre structure à p nœuds et comporte au total n DDL numérotés de 1 à n, dans le cas général il existe six DDL par nœud, le nombre n a donc pour valeur : $n=6.p$.

IV .3.1.1 Les planchers

a- Définition du diaphragme

Tout plan horizontal (plancher) ou incliné (versant de toiture) capable de transmettre les charges horizontales aux éléments verticaux de contreventement est appelé *diaphragme*.

b- Son rôle

1. Transmettre les charges sur les éléments verticaux du contreventement sous-jacents.

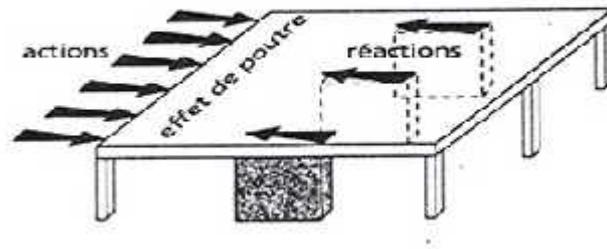


Figure IV.1 : Transmission des charges sur les éléments verticaux de contreventement.

2. Raidir le niveau.

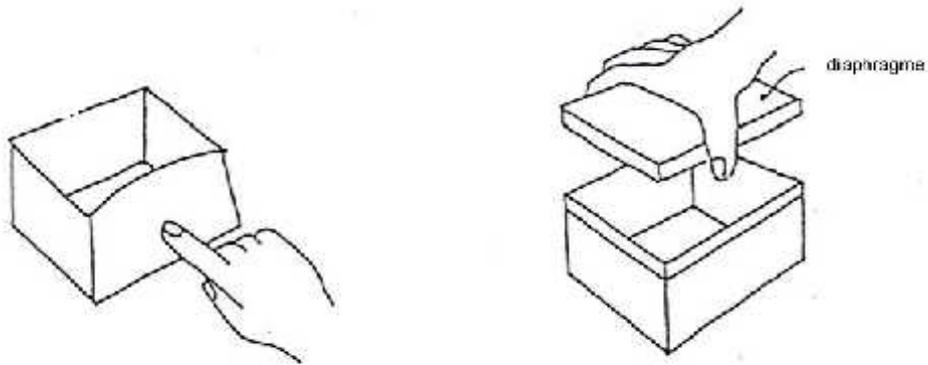


Figure IV.2 : Le rôle du diaphragme.

3. Coupler les éléments porteurs verticaux (même déplacement en tête des éléments d'une file).

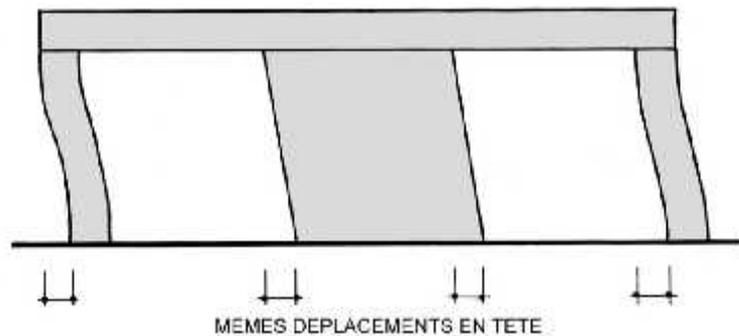


Figure IV.3 : L'influence du diaphragme sur le déplacement des poteaux.

c- Classification des diaphragmes en fonction de leur rigidité

Si $a < 0.5b$ Diaphragme rigide

Si $0.5b < a < 2b$ Diaphragme semi-rigide

Si $a > 2b$ Diaphragme flexible

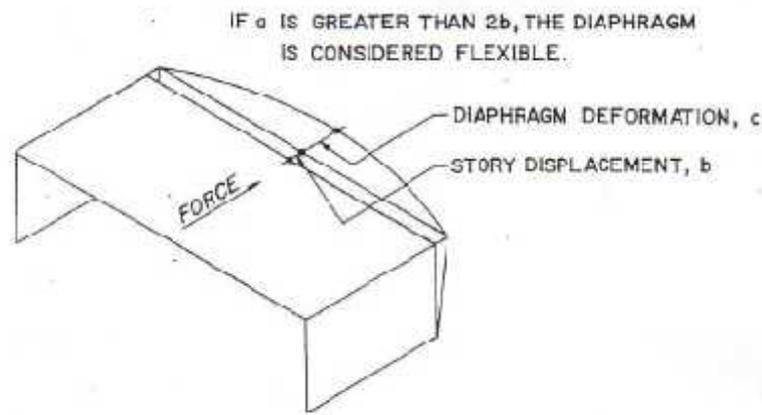


Figure IV.4 : Classification des diaphragmes.

d-Quel type de diaphragme doit-on utiliser ?

-les diaphragmes rigides sont préférables aux diaphragmes flexibles, car ils distribuent les charges horizontales sur les éléments verticaux en fonction de leur rigidité latérale.

-Leur rotation sous charges horizontales entraîne une torsion d'ensemble du niveau sous-jacent.

-les diaphragmes flexibles distribuent les charges horizontales sur les éléments verticaux en fonction des masses qu'ils portent en tête, correspondant aux aires des planchers dont ils reçoivent la charge.

Ils n'imposent aucune torsion au niveau sous-jacent. Celui-ci subit des déformations différentielles en fonction des charges et de la déformabilité de chaque file porteuse.

La rigidité d'un diaphragme dépend

- du type de l'ouvrage : les planchers en béton armé constituent en général des diaphragmes rigides, les charpentes des diaphragmes flexibles

- de sa forme en plan : les diaphragmes longs et étroits sont flexibles.

D'après les informations ci-dessus, nous concluons que nous devons modéliser les planchers de notre structure par des **diaphragmes rigides**.

Les planchers ont été modélisés par des éléments de membrane, et étant donné qu'ils sont en corps creux, on devait choisir l'option (use one spécial way) pour montrer le sens des poutrelles.

IV .3.1.2 Les éléments de portique

Les poteaux et les poutres de la structure ont été modélisés par des éléments de portique (frame éléments).

IV .3.1.3 Les voiles

Les voiles ont été réalisés par des éléments coque (Wall éléments) à 04 nœuds.

A-Leur rôle

- Assurer la stabilité des ouvrages vis-à-vis des charges horizontales
- Raidir la structure.

b-Nombre d'éléments de contreventement vertical

Contreventement isostatique

Minimum 3 éléments verticaux de contreventement par niveau, disposés de manière à ne pas être tous parallèles ou tous concourants.

Contreventement hyperstatique (à préférer)

Plus de 3 éléments verticaux de contreventement par niveau, disposés de manière qu'il existe au moins 3 éléments non parallèles et non concourants.

c- Conception du contreventement vertical

- Disposer les éléments de contreventement d'une manière symétrique dans chaque direction afin de limiter la torsion d'ensemble.
- Eloigner les éléments verticaux parallèles afin de disposer d'un grand bras de levier du couple résistant à la torsion.
- Maximiser la largeur des éléments verticaux afin de diminuer la déformabilité horizontale.
- Superposer les éléments verticaux, afin de créer des consoles verticales de section constante ou élargies vers le bas.

IV .3.2 Modélisation de la masse

- Les balcons et les escaliers ont été modélisés par des éléments de coque (shell éléments).
- La masse de l'acrotère a été distribuée sur la périphérie du plancher terrasse.
- Les masses des murs extérieurs ont été distribuées sur les périmètres des étages courants.
- En choisissant l'option (Mass source / from loads), ETABS calcule tout seul les masses des planchers et la masse totale de la structure à partir des charges permanentes et d'exploitation sollicitant la structure, et ce en utilisant la formule $(G+ Q)$ imposée par les RPA99 v2003.

$T_q = 0,2$

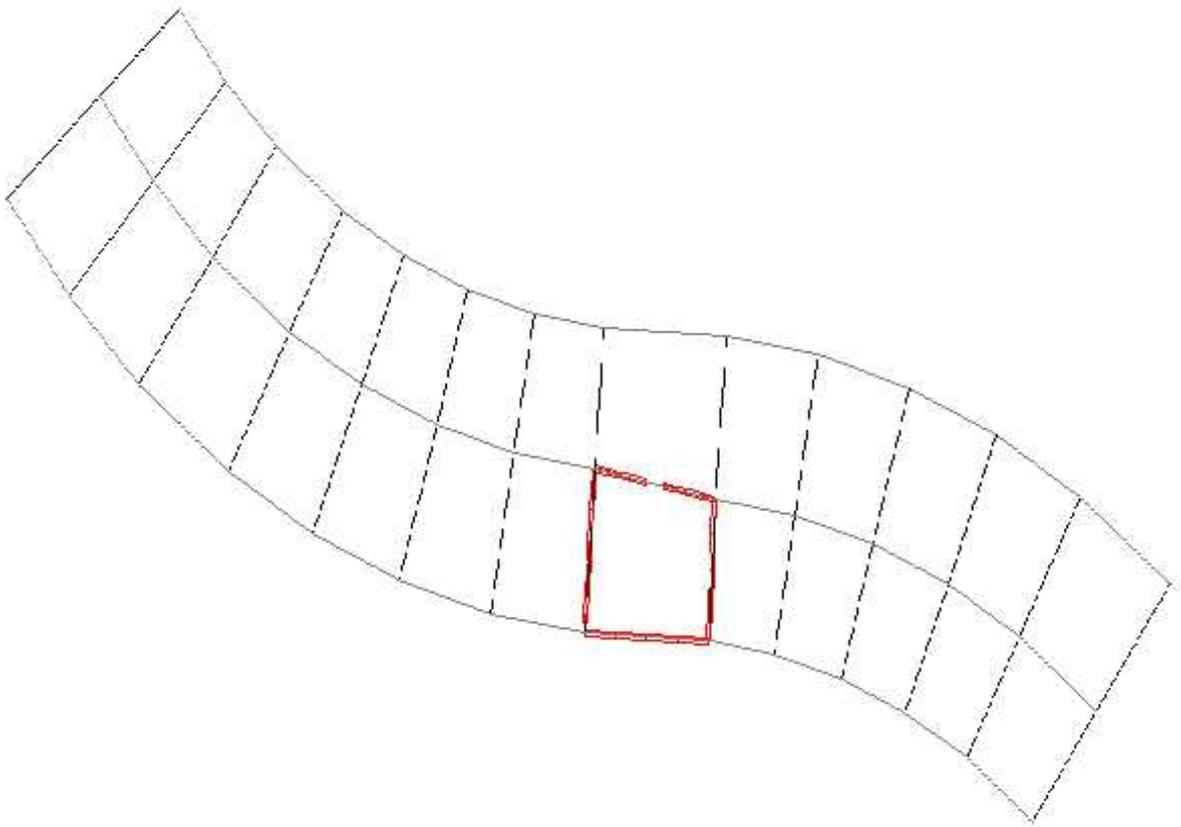
IV .4 Résultat de l'analyse dynamique

Figure IV. 5 : Modèle initial.

Tableau IV.1 : Dimensions des éléments verticaux

Etages	Elément	Section Epaisseur (cm)
4 ^{ème} / 5 ^{ème} .	Poteau	45x45
	Voile	20
3 ^{ème}	Poteau	50x50
	Voile	20
1 ^{er} / 2 ^{ème} .	Poteau	60 x60
	Voile	20
RDC	Poteau	70x70
	Voile	20

IV.4.1 Les résultats à partir du fichier de sortie de l'ETABS

Tableau IV.2 : résultats de l'analyse modale du modèle initial

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0,794525	11,8844	2,8922	0	11,8844	2,8922	0
2	0,421037	6,1018	64,071	0	17,9862	66,9631	0
3	0,401068	52,3434	3,4177	0	70,3295	70,3809	0
4	0,276379	3,9202	0,601	0	74,2498	70,9819	0
5	0,160547	0,2873	0,2401	0	74,5371	71,222	0
6	0,119498	15,5544	2,0535	0	90,0915	73,2755	0
7	0,114515	1,1327	18,4628	0	91,2242	91,7382	0

Remarque

Ce modèle initial ne comporte que les voiles de la cage d'escalier.

IV.4.2 Constatations

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T = 0,794$ s.
- La participation massique dépasse le seuil des 90 % à partir du 7^{ème}.
- Le mode 01 est un mode de rotation
- Le mode 02 est un mode de translation parallèlement à l'axe principal XX.
- Le mode 03 est un mode de translation parallèlement à l'axe principal YY.

La figure ci-après montre les 03 premiers modes que prend la structure lors des VLNA.

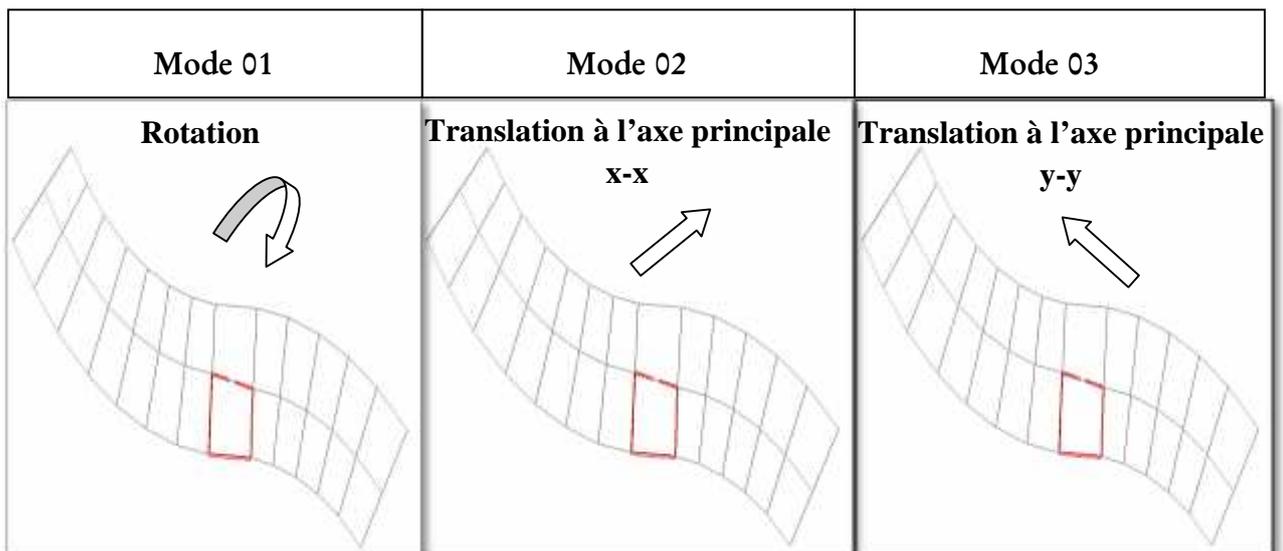


Figure IV.6 : Les 03 premiers modes du Modèle initial.

IV.5 Etude sismique**IV.5.1 Introduction**

Les secousses qui agissent sur un bâtiment provoquent des contraintes et déformations qu'il faut contrôler en comprenant bien le comportement des Éléments de la construction, ainsi le calcul de ces derniers vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrés lors du séisme, dans le cadre de notre projet, le calcul de ces efforts a été conduit par le logiciel de calcul ETABS (ver 9.7.1).

Ce logiciel utilise une approche dynamique (par opposition à l'approche statique équivalente) basé sur le principe de la superposition modale.

IV.5.2 Stratégie du calcul sismique

Le choix de la méthode de calcul et la maîtrise de la modélisation de la structure doivent donc avoir pour objectif une approche aussi fidèle que possible du comportement réel de l'ouvrage considéré, compte tenu non seulement du type d'ossature, mais aussi des caractéristiques du matériau constitutif et les caractéristiques mécaniques.

- la détermination de la réponse de la structure peut se faire par trois méthodes de calcul dont le choix est fonction à la fois du type de la structure et de la nature de l'excitation dynamique, il s'agit donc de s'orienter vers l'une ou l'autre des méthodes suivantes :

➤ Analyse temporelle (transitoire) :

À partir des accélérogrammes, elle donne la valeur de la réponse de la structure en fonction du temps, l'analyse transitoire est en fait une analyse modale pour laquelle l'accélération de chaque mode est déterminée en fonction du temps par l'intégrale de Duhamel de l'accélérogramme.

➤ calcul dynamique, analyse modale spectrale :

Il s'agit de mettre en évidence les modes propres du mouvement libre et d'introduire le spectre de dimensionnement qui fournit la valeur de la réponse maximale à un instant donné.

➤ Calcul statique équivalent :

Le calcul statique équivalent implique la substitution au calcul dynamique des équivalents statiques qui sont censés produire les mêmes effets. Le calcul statique peut être considéré comme dérivant de l'analyse modale par les simplifications suivantes :

- le mode fondamental est seul pris en compte.
- La déformée du mode fondamentale est arbitrairement assimilée à une droite pour les structure à portique et à une parabole pour les structures en voiles.

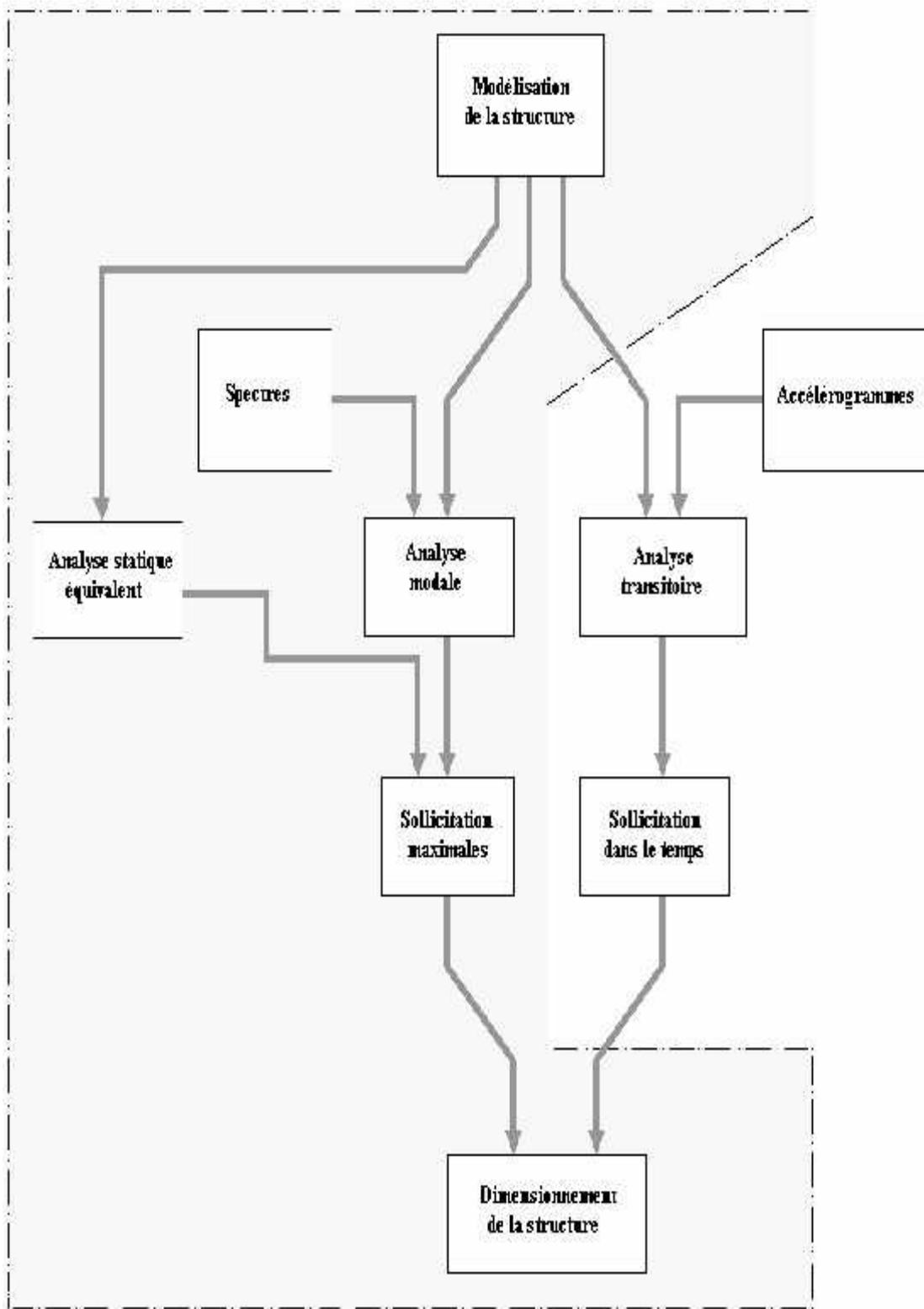


Figure IV.7 : Les étapes du calcul sismique.

IV.5.3 Choix de la méthode de calcul

- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire [1].

- les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas vérifiées vu son irrégularité en plan et sa hauteur qui dépasse les 17 m.

- Alors, la méthode que nous pouvons utiliser dans le cadre de notre projet de fin étude est la méthode d'analyse modale spectrale qui, d'après [1] peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

IV.5.4 Méthode dynamique modale spectrale**Introduction**

Il y a lieu de rappeler que la direction d'un séisme est aléatoire et que par conséquent il convient d'analyser une structure sous les deux composantes horizontales orthogonales d'un séisme agissant suivant les deux directions principales de celle-ci.

Objectifs de l'analyse spectrale

L'analyse spectrale permet d'avoir :

- 1) **Pour chaque mode propre** : la période, les facteurs des participations massique.
- 2) **Pour chaque direction** : déplacements, réactions et efforts correspondants à chacun des modes propres, ainsi que les efforts et les déplacements quadratiques.

Les calculs spectraux se font suivant les étapes du schéma ci-après :

IV.5.5 Décomposition modale des équations du mouvement

Soit un système structural linéaire, à masse concentrée ayant plusieurs degrés de liberté et dont la base repose sur plusieurs supports. Ce système est soumis à une excitation sismique de translation (dans une seule direction) de nature uniforme. Les équations couplées du mouvement peuvent s'écrire sous la forme matricielle suivante :

$$[M]\{\ddot{x}\} + [c]\{\dot{x}\} + [K]\{x\} = \{P(t)\}.....(7)$$

Si la structure étudiée est un bâtiment à plusieurs étages pour lequel les déplacements de la structure sont mesurés parallèlement au mouvement du sol alors $\{P(t)\}$ peut s'écrire :

$$\{P(t)\} = \{R\}^T [M] \ddot{U}_g(t).....(8)$$

Où :

$\ddot{U}_g(t)$: Est l'accélération du sol.

$\{R\}$: Est une vectrice colonne unitaire.

$[M], [c]$ et $[K]$: Sont les matrices masse, amortissement et rigidité respectivement.

$\{\ddot{x}\}, \{\dot{x}\}$ et $\{x\}$: Sont les vecteurs accélérations absolues, vitesses et déplacements

relatifs respectivement.

L'équation (7) représente un système d'équations différentielles couplées. Elle peut être résolue directement par l'intégration directe des équations couplées. Cependant lors de l'analyse de la réponse sismique des structures linéaires, il semble plus efficace de transformer le système d'équation en un système de coordonnées normales en vue de découpler les équations différentielles du mouvement.

En effet, pratiquement, il a été démontré que ce type d'excitation de support tend à exciter particulièrement les quelques premiers modes de vibration. Subséquemment, une approximation satisfaisante de la réponse sismique de système ayant un nombre élevé de degré de liberté peut être obtenue en excluant de l'analyse modale un certain nombre de modes.

Il est donc certain que la technique de superposition modale reste un moyen performant permettant d'approcher au mieux les solutions du système d'équation différentielles données par (7).

Elle nécessite l'introduction de la transformation suivante :

$$\{x\} = [w]\{y\} \dots \dots \dots (9)$$

Où :

$[w]$: Est la matrice de transformation et $\{y\}$ est identique au vecteur des coordonnées normales.

Dans ce cas la substitution de l'équation (9) dans l'équation (7) et la pré multiplication par $[w]^T$ permet d'écrire :

$$([w]^T [M] [w]) \ddot{y} + ([w]^T [c] [w]) \dot{y} + ([w]^T [K] [w]) y = -[w]^T \{R\}^T [M] \ddot{U}_g(t)$$

Supposons à présent que la structure est amortie de manière classique cette hypothèse permet de découpler les équations de mouvement en une série d'équations modales indépendantes et cela en utilisant les vecteurs et valeurs propres réels correspondants au système non amorti. L'application des propriétés d'orthogonalité permet alors d'écrire :

$$\ddot{Y}_K + (2\zeta_K W_K) \dot{Y}_K + W_K^2 Y_K = -\chi_K \ddot{U}_g(t) \dots \dots \dots (10)$$

Où :

Y_K : Est la $k^{i\text{ème}}$ coordonné modale.

$$\zeta_K : \text{Est le facteur d'amortissement modale donné par : } 2\zeta_K W_K = \frac{\{w\}_K^T [c] \{w\}_K}{\{w\}_K^T [M] \{w\}_K}$$

$$W_K : \text{Est la fréquence angulaire propre (modale) donnée par : } W_K^2 = \frac{\{w\}_K^T [K] \{w\}_K}{\{w\}_K^T [M] \{w\}_K}$$

χ_K : Est le facteur de participation du mode K est donné par :

$$\chi_K = \frac{\{w\}_K^T [M] \{w\}_K \{R\}}{\{w\}_K^T [M] \{w\}_K} = \frac{L_K}{M_K} = \frac{L_K}{M_K}$$

La définition de L_K est analogue à celle de χ_K .

$\{w\}_K$: Est le vecteur propre du $k^{i\text{ème}}$ mode de vibration.

L'équation (10) est analogue à l'équation d'équilibre gouvernante d'un oscillateur à un degré de liberté. Sa résolution peut se faire soit par intégration numérique (intégral de Duhamel), ce qui nécessite la connaissance de l'exacte évolution temporelle du chargement $\ddot{U}_g(t)$, soit par la méthode du spectre de réponse, ce qui implique la connaissance du spectre de réponse de l'excitation mais qui fournit uniquement la

réponse modale maximale, c'est à dire, $\max (Y_K)$. Dans notre cas l'excitation sismique est définie par son spectre de réponse.

IV.5.6 Détermination de la réponse physique

En effet, les réponses modales maximales représentent les ordonnées du spectre de réponse caractérisant un mouvement sismique donné. De ce fait, pour chaque mode individuel de la structure, la réponse maximale peut être obtenue directement par simple lecture à partir du spectre de réponse, ce qui s'écrit par exemple pour le vecteur déplacement relatif maximum associé au mode " K " comme suit :

$$\{X_K, \max\} = \{W\}_K \chi_K S_d(\zeta_K, \zeta_K)$$

Où : $S_d(\zeta_K, \zeta_K)$: Représente le déplacement spectrale correspondant à l'amortissement et à la période du k^{ième} mode de vibration.

Par ailleurs, la réponse physique (par opposition à modale) maximale de la structure ne peut être approchée par simple addition des réponses modales maximales, car ces derniers ne sont pas nécessairement toutes atteints au même instant. Par conséquent, la superposition (S.A.V sum of absolute values) des réponses modales (maximales) fournit incontestablement une limite supérieure de la réponse et de manière générale sur estime le maximum escompté de manière significative. Il apparaît donc plus raisonnable, de combiner de manière judicieuse les réponses modales. La plus simple des méthodes de combinaison modale fréquemment utilisée est sans doute, La S.R.S.S (square root of sum of square).

Par exemple pour le vecteur déplacement, elle s'écrit :

$$\{x\}_{\max} = \sqrt{\{x_1, \max\}^2 + \{x_2, \max\}^2 + \dots + \{x_n, \max\}^2} = \sqrt{\sum_{i=1}^n \{x_i, \max\}^2}$$

Où : n : Représente le nombre de mode considéré dans l'analyse, alors que les termes sous la racine carrée représentent le carré des vecteurs déplacements relatifs maximum associé à chaque mode.

Néanmoins, la S.R.S.S bien que plus raffinée que la S.A.V, peut mener à une sous estimations de la réponse. Pour palier ses aspects négatifs d'autres règles de combinaisons plus élaborées ont été développés. Elles se basent sur la théorie des

vibrations aléatoires et tiennent compte de l'inter corrélation modale par l'introduction dans la combinaison de coefficient de corrélation inters modaux. A titre d'exemple nous pouvons citer la règle de combinaison dite C.Q.C (complète quadratique combinaison) qui est justement utilisée par **ETABS** pour déterminer la réponse de la structure vis-à-vis d'une composante de l'excitation sismique.

Par ailleurs, pour la détermination de la réponse totale due à plusieurs composantes de l'excitation sismique (appliquées simultanément à la structure). **ETABS** combine les réponses sismiques individuelles (dû à chaque composante du séisme) selon la règle S.R.S.S.

IV.5.7 Spectre de réponse

Le règlement recommande le spectre de réponse de calcul donné par la fonction suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5y \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5y(1,25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5y(1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5y(1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{cases}$$

Avec :

g : Accélération de la pesanteur

A : Coefficient d'accélération de zone.

Pour notre cas :

- L'ouvrage est du " groupe 1b " (bâtiment à usage administratif et habitation dont la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m).

Le structure sera implanté à **El Attaf** (zone III).

Donc : *A*=0,3.

: Facteur de correction d'amortissement (quant l'amortissement est différent de 5%).

$$y = \sqrt{\frac{7}{(2 + \zeta)}} \geq 0,7 \Rightarrow y = 0,8819$$

: Pourcentage d'amortissement critique (=7%).

R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.

$R=5$ (Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles (4.b)).

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (site 2 : $T_1=0,15s$ et $T_2=0,50s$).

Q : Facteur de qualité ($Q = 1 \pm \sum_1^6 P_q = 1,30$).

Tableau IV.3 : Valeurs des pénalités

critère q	P_q			
	suivant x		suivant y	
	Observé	Non observé	Observé	Non observé
1 conditions minimales sur les files de contreventement	-	0,05	-	0,05
2 Redondances en plan	-	0,05	-	0,05
3 Régularité en plan	-	0,05	-	0,05
4 Régularité en élévation	0	-	0	-
5 Contrôle de la qualité des matériaux	-	0,05	-	0,05
6 Contrôle de la qualité de l'exécution	-	0,10	-	0,10
		0,30		0,30

IV-5-8. Résultante des forces sismiques de calcul

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente.

Si $V_t < 0,8V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces,

déplacements, moments,.....) dans le rapport $r = \frac{0,8V}{V_t}$.

- **Efforts tranchant à la base dans les 02 sens globaux fournis par ETABS**

$$V_{tx} = 5764,16 \text{ kN},$$

$$V_{ty} = 6877,28 \text{ kN}.$$

- **Efforts tranchant à la base dans les 02 sens globaux calculés par la MSE**

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales selon la formule :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$$

Avec :

W : poids totale de la structure

Q : facteur de qualité

R : coefficient de comportement global de la structure

A : coefficient d'accélération de zone.

Dans notre cas :

$$W = 5907,502 \text{ KN (calculs automatiques).}$$

$$A = 0,30 \text{ (groupe 1 B, zone III).}$$

$$Q = Q_x = Q_y = 1,30$$

$$R = 5$$

D : Facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure T .

Plusieurs formules empirique pour le calcul de la période fondamentale sont proposées par le "RPA99 version 2003", nous choisirons la formule la plus pénalisante; soit :

$$T_N = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{L}}$$

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

Où :

h_N : La hauteur, mesurée en mètre, à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

L : La dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.

$$\text{On a : } h_N = 19,38 \text{ m}$$

Sens x-x : $L_x = 14,00m \Rightarrow T_x = 0,466s$

Selon y-y : $L_y = 93,00m \Rightarrow T_y = 0,180s$

Site 03 $\begin{cases} T_1 = 0,15s \\ T_2 = 0,50s \end{cases}$

$(T_x \text{ et } T_y) < T_2 = 0,5 \Rightarrow D = 2,5y$

Alors : $D_x = D_y = 2,20$.

A.N

$V_x = V_y = \frac{0,3 \cdot (2,20) \cdot (1,30)}{5} 5907,502$

$V_x = V_y = 10137,72 \text{ kN}$

$\begin{cases} V_{tx} = 5764,16kN < 0,8V_x = 8109,80kN \\ V_{ty} = 6877,26kN < 0,8V_y = 8109,80kN \end{cases}$

Alors :

$\begin{cases} r_x = \frac{0,8V_x}{V_{tx}} = 1,4 \\ r_y = \frac{0,8V_y}{V_{ty}} = 1,17 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} r_x = 1,4 \\ r_y = 1,17 \end{cases}$

Remarque

D'après l'RPA99 v2003, on doit multiplier les valeurs des déplacements latéraux inter-étages de la structure par le coefficient r_x (ou r_y) selon la direction.

IV.5.9 Vérification des déplacements latéraux inters étage

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit :

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

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à :

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

Tableau IV.4 : Vérification des déplacements inter-étages pour le modèle initiale

Z(m)	$u_{eK}^x (mm)$	$u_{eK}^y (mm)$	$u_K^x (mm)$	$u_K^y (mm)$	$\Delta_K^x (mm)$	$\Delta_K^y (mm)$	$\bar{\Delta}(mm)$	bservation
19,38	13,6	15,5	95,2	90,675	18.2	17.55	30.6	Vérifié
16,32	11	12,5	77	73,125	18.2	18.135	30.6	vérifié
13,26	8,4	9,4	58,8	54,99	18.9	18.135	30.6	Vérifié
10,2	5,7	6,3	39,9	36,855	18.2	16.38	30.6	Vérifié
7,14	3,1	3,5	21,7	20,475	14.0	12.87	30.6	Vérifié
4,08	1,1	1,3	7,7	7,605	7.7	7.7	40.8	Vérifié

Remarque

On remarque que nous avons une rotation et translation pour les autres deux modes

La solution

Renforcer l’ossature du bâtiment, en augmentant la rigidité des éléments de contreventement vertical par le nombre des voiles.

IV.6 Renforcement de l’ossature du bâtiment

Il est bien recommandé de disposer les voiles de manière symétrique afin d’éviter la torsion dans le premier mode.

Présentation des résultats

a-Modèle01

a-1 Dessin de disposition des voiles

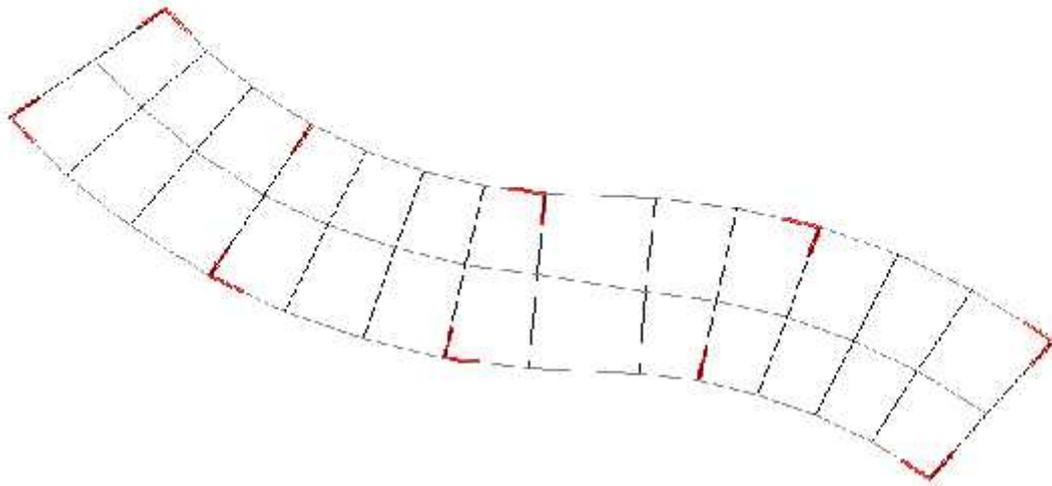


Figure IV.9 : Modèle 01.

Tableau IV.5 : Dimensions des éléments verticaux pour le modèle 01

Etages	Elément	Section Epaisseur (cm)
4 ^{ème} / 5 ^{ème} .	Poteau	45x45 / 35x35
	voile	20
3 ^{ème}	Poteau	50x50
	voile	20
1 ^{er} / 2 ^{ème} .	Poteau	60x60 / 55 x55
	voile	20
RDC	Poteau	70x70
	voile	20

Tableau IV.6 : Période et facteurs de participation massique du modèle 01

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0,72512	34,1218	34,6346	0	34,1218	34,6346	0
2	0,691102	35,8548	33,9898	0	69,9766	68,6244	0

3	0,62211	0,1719	0,963	0	70,1485	69,5874	0
4	0,20319	13,3693	3,8581	0	83,5178	73,4455	0
5	0,187554	3,9834	14,0365	0	87,5011	87,482	0
6	0,161636	0,0456	0,1365	0	87,5468	87,6185	0
7	0,090489	6,0766	0,9055	0	93,6234	88,5239	0
8	0,083057	0,8561	6,1076	0	94,4795	94,6315	0

a-3 calcul de la force sismique

- Efforts tranchant à la base dans les 02 sens globaux fournis par ETABS

$$V_{ix} = 5918,48 \text{ kN}$$

$$V_{iy} = 5847,8 \text{ kN}$$

- Efforts tranchant à la base dans les 02 sens globaux calculés par la MSE

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$$

Pour ce modèle :

$$W = 5862,71 \text{ KN (calculs automatiques).}$$

$$A = 0,3 \text{ (groupe 1b, zone III).}$$

$$Q = Q_x = Q_y = 1,30$$

$$R = 5$$

$$D_x = D_y = 2,20.$$

A.N :

$$V_x = V_y = \frac{0,3 \cdot (2,20) \cdot (1,30)}{5} \cdot 5862,71$$

$$V_x=V_y=10060.4kN.$$

$$\begin{cases} V_{tx} = 5918.48kN < 0,8V_x = 8048.3kN \\ V_{yx} = 5847.8kN < 0,8V_y = 8048.3kN \end{cases}$$

Alors :

$$\begin{cases} r_x = \frac{0,8V_x}{V_{tx}} = 1,35 \\ r_y = \frac{0,8V_y}{V_{ty}} = 1,37 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} r_x = 1,35 \\ r_y = 1,37 \end{cases}$$

- Il faut augmenter les déplacements dans la vérification suivante dans le rapport $0,8V/V_t$.

Tableau IV.7 : vérification des déplacements inter-étages du modèle 01

Z(m)	$u_{eK}^x (mm)$	$u_{eK}^y (mm)$	$u_K^x (mm)$	$u_K^y (mm)$	$\Delta_K^x (mm)$	$\Delta_K^y (mm)$	$\bar{\Delta}(mm)$	Observation
19,38	24,2	24,2	163,35	165,77	32,4	34,25	30,6	Non vérifié
16,32	19,4	19,2	130,95	131,52	32,4	33,565	30,6	Non vérifié
13,26	14,6	14,3	98,55	97,955	33,075	33,565	30,6	Non vérifié
10,2	9,7	9,4	65,475	64,39	30,37	30,14	30,6	vérifié
7,14	5,2	5	35,1	34,25	24,3	23,975	30,6	vérifié
4,08	1,6	1,5	10,8	10,275	10,8	10,275	40,8	Vérifié

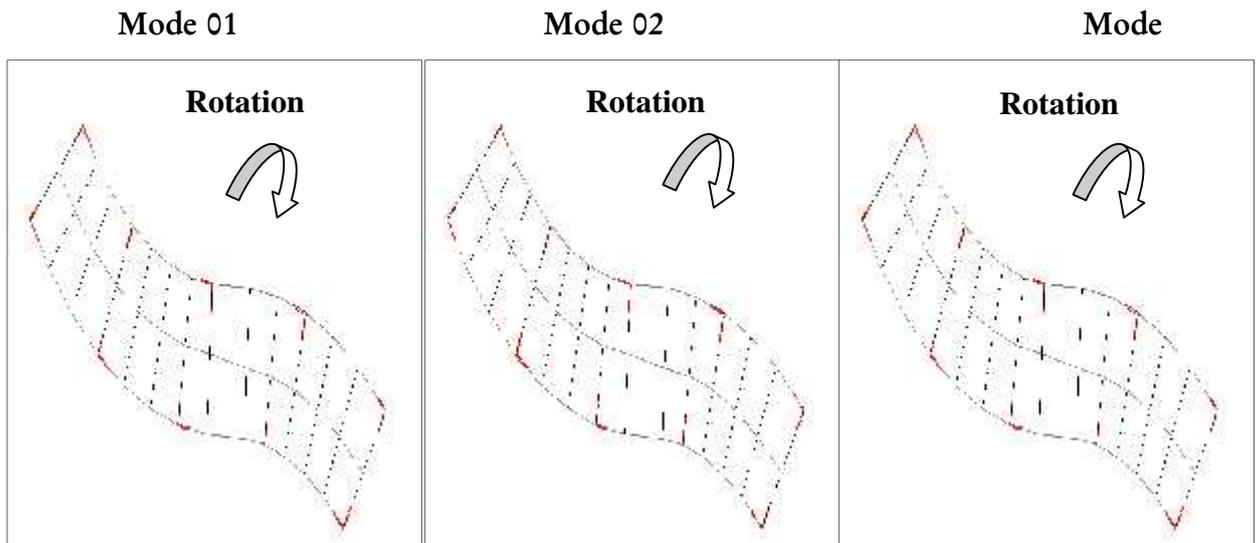
a.4 Constatations

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T = 0,72$ s.
- La participation massique dépasse le seuil des 90 % à partir du 8^{ème} mode.
- Le mode 01 est un mode de rotation.
- Le mode 02 est un mode de rotation.
- Le mode 03 est un mode de rotation.

La figure ci-après montre les 03 premiers modes que prend la structure lors des

VLNA.



03

Figure IV.10 : Les 03 premiers modes du Modèle 01.

Remarque

On remarque que le déplacement dépasse la valeur limite dans certain étage et nous avons une rotation.

Solution

Pour ce cas nous allons faire un changement de disposition des voiles et le nombre

b.Modèle02

b.1 Dessin de disposition des voiles

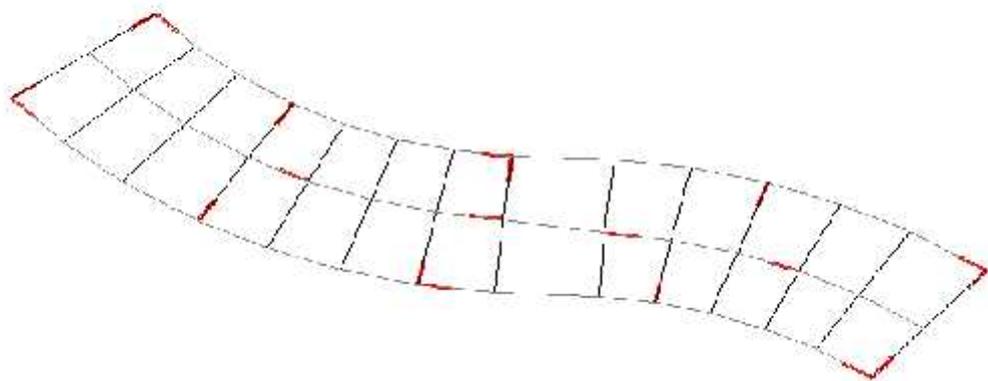


Figure IV.11 : Modèle 02.

Tableau IV.8 : Dimensions des éléments verticaux pour le modèle 02

Etages	Elément	Section Epaisseur (cm)
4 ^{ème} / 5 ^{ème} .	Poteau	35x35 / 45x45
	Voile	20
3 ^{ème}	Poteau	50x50
	Voile	20
1 ^{er} / 2 ^{ème} .	Poteau	55x55 / 60 x60
	Voile	20
RDC	Poteau	70x70
	Voile	20

b.2 caractéristiques dynamiques propres

Tableau IV.9 : période et facteur de participation massique du modèle 02

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0,719902	6,4225	62,4719	0	6,4225	62,4719	0
2	0,658834	62,9494	6,8662	0	69,3719	69,3381	0
3	0,635723	0,7647	0,472	0	70,1366	69,8101	0
4	0,198134	2,3474	15,1043	0	72,484	84,9144	0
5	0,18388	15,0008	2,4719	0	87,4848	87,3863	0
6	0,16722	0,0792	0,0507	0	87,564	87,437	0
7	0,087435	0,9884	6,0816	0	88,5524	93,5186	0
8	0,08259	5,9482	0,9651	0	94,5006	94,4836	0

b.3 calcul de la force sismique

- Efforts tranchant à la base dans les 02 sens globaux fournis par ETABS

$$V_{tx} = 7768,06 \text{ kN}$$

$$V_{ty} = 7359,13 \text{ kN}$$

- Efforts tranchant à la base dans les 02 sens globaux calculés par la MSE

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$$

Pour ce modèle :

$$W = 5922,52 \text{ KN (calculs automatiques).}$$

$$A = 0,3 (\text{groupe 1b, zone III}).$$

$$Q = Q_x = Q_y = 1,30$$

$$R = 5$$

$$D_x = D_y = 2,20.$$

A.N :

$$V_x = V_y = \frac{0,3 \cdot (2,20) \cdot (1,30)}{5} \cdot 5922,52$$

$$V_x = V_y = 10163,04 \text{ kN.}$$

$$\begin{cases} V_{tx} = 7768.06kN > 0,8V_x = 8130.43kN \\ V_{ty} = 7359.13kN > 0,8V_y = 8130.43kN \end{cases}$$

Alors :

$$\begin{cases} r_x = \frac{0,8V_x}{V_{tx}} = 1,04 \\ r_y = \frac{0,8V_y}{V_{ty}} = 1,10 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} r_x = 1,04 \\ r_y = 1,10 \end{cases}$$

Tableau IV.10 : vérification des déplacements inter-étages du modèle 02

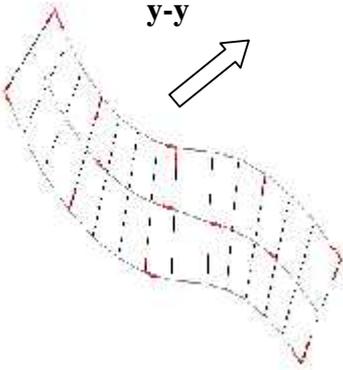
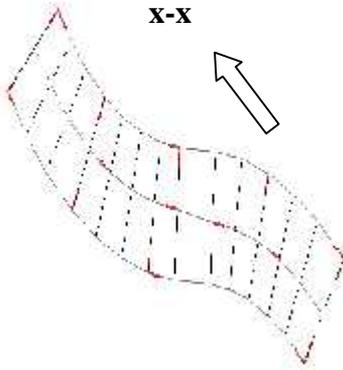
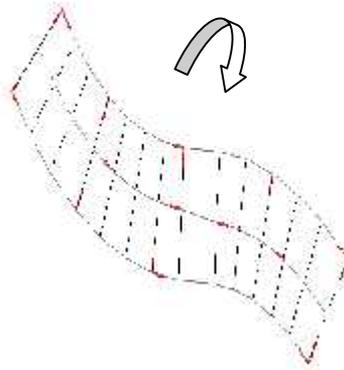
Z(m)	$u_{eK}^x (mm)$	$u_{eK}^y (mm)$	$u_K^x (mm)$	$u_K^y (mm)$	$\Delta_K^x (mm)$	$\Delta_K^y (mm)$	$\bar{\Delta}(mm)$	Observation
19,38	28,1	31,7	146,12	174,35	28,6	34,65	30.6	<i>Non vérifié</i>
16,32	22,6	25,4	117,52	139,7	29,64	35,75	30.6	<i>Non vérifié</i>
13,26	16,9	18,9	87,88	103,95	29,64	35,2	30.6	<i>Non vérifié</i>
10,2	11,2	12,5	58,24	68,75	27,04	32,45	30.6	<i>Non vérifié</i>
7,14	6	6,6	31,2	36,3	21,32	25,3	30.6	<i>vérifié</i>
4,08	1,9	2	9,88	11	9,88	11	40.8	<i>Vérifié</i>

a.4 Constatations

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : T=0,71 s.
- La participation massique dépasse le seuil des 90 % à partir du 8^{ème} mode.
- Le mode 01 est un mode de translation parallèlement à l'axe global Y-Y.
- Le mode 02 est un mode de translation parallèlement à l'axe global X-X.
- Le mode 03 est un mode de rotation. .

La figure ci-après montre les 03 premiers mode que prend la structure lors des VLNA.

Mode 01	Mode 02	Mode
<p>Translation à l'axe principale y-y</p> 	<p>Translation à l'axe principale x-x</p> 	<p>Rotation</p> 

03

Figure IV.12 : les 03 premiers modes du Modèle 02.

Remarque

Toujours le déplacement inter-étages non vérifié.

La solution

On garde les sections des poteaux, et les épaisseurs des voiles et on prend $e = 25 \text{ cm}$.

c. Modèle 03

c.1 Dessin de disposition des voiles

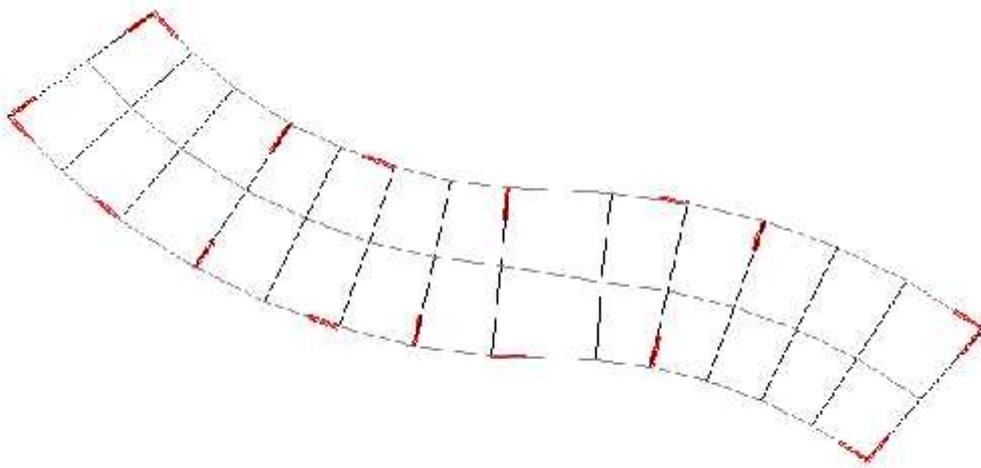


Figure IV.13 : Modèle 03.

Tableau IV.11 : Dimensions des éléments verticaux pour le modèle 03

Etages	Elément	Section Epaisseur (cm)
4 ^{ème} / 5 ^{ème} .	Poteau	45x45 / 35x35
	Voile	25
3 ^{ème}	Poteau	50x50
	Voile	25
1 ^{er} / 2 ^{ème} .	Poteau	60x60 / 55 x55
	Voile	25
RDC	Poteau	70x70
	Voile	25

c.2 Caractéristiques dynamiques propres

Tableau IV.12 : période et facteurs de participation massique du modèle 03

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0,692565	6,9855	61,9743	0	6,9855	61,9743	0
2	0,672891	62,4392	7,014	0	69,4247	68,9883	0
3	0,598941	0,1812	0,0442	0	69,6059	69,0326	0
4	0,183585	7,6435	10,2619	0	77,2494	79,2945	0
5	0,18274	10,1625	7,9482	0	87,4119	87,2427	0
6	0,150523	0,0136	0,0013	0	87,4254	87,2439	0
7	0,081133	5,6015	1,4533	0	93,027	88,6973	0

8	0,079114	1,479	5,7562	0	94,506	94,4535	0
---	----------	-------	--------	---	---------------	----------------	---

c.3 calcul de la force sismique

- Efforts tranchant à la base dans les 02 sens globaux fournis par ETABS

$$V_{tx} = 7698,54 \text{ kN}$$

$$V_{ty} = 7528,92 \text{ kN.}$$

- Efforts tranchant à la base dans les 02 sens globaux calculés par la MSE

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$$

Pour ce modèle :

$$W = 6066,243 \text{ KN (calculs automatiques).}$$

$$A = 0,3 \text{ (groupe 1b, zone III).}$$

$$Q = Q_x = Q_y = 1,30$$

$$R = 5$$

$$D_x = D_y = 2,20.$$

A.N :

$$V_x = V_y = \frac{0,30 \cdot (2,20) \cdot (1,30)}{5} \cdot 6066,243$$

$$V_x = V_y = 1040,96 \text{ kN.}$$

$$\begin{cases} V_{tx} = 7698,54 \text{ kN} > 0,8V_x = 832,76 \text{ kN} \\ V_{ty} = 7528,92 \text{ kN} > 0,8V_y = 832,76 \text{ kN} \end{cases}$$

Tableau IV.13 : vérification des déplacements inter-étages du modèle 03

Z(m)	$u_{eK}^x (mm)$	$u_{eK}^y (mm)$	$u_K^x (mm)$	$u_K^y (mm)$	$\Delta_K^x (mm)$	$\Delta_K^y (mm)$	$\bar{\Delta} (mm)$	Observation
19,38	28,9	30	144,5	150	28,5	30	30.6	Vérifié
16,32	23,2	24	116	120	29,5	30,5	30.6	Vérifié
13,26	17,3	17,9	86,5	89,5	29,5	30,5	30.6	Vérifié
10,2	11,4	11,8	57	59	27	29	30.6	Vérifié

7,14	6	6	30	30	21	21	30.6	<i>Vérifié</i>
4,08	1,8	1,8	9	9	9	9	40.8	<i>Vérifié</i>

c.4 Constatations

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T=0,69$ s.
- La participation massique dépasse le seuil des 90 % à partir du 8^{ème} mode.
- Le mode 01 est un mode de translation parallèlement à l'axe global, Y-Y
- Le mode 02 est un mode de translation parallèlement à l'axe global, X-X
- Le mode 03 est un mode de rotation.

La figure ci-après montre les 03 premiers modes que prend la structure lors des VLNA

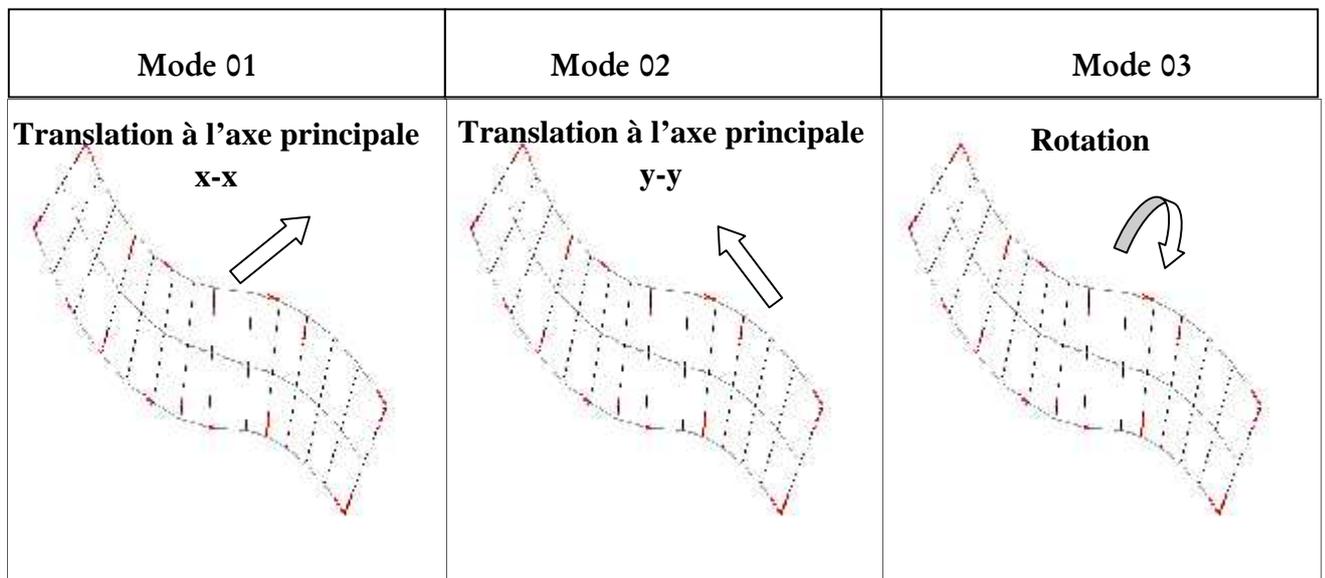


Figure IV.14 : Les 03 premiers modes du Modèle 03

IV.7 Justification vis-à-vis de l'effet P-

L'effet P- peut être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$= P_k \cdot k/V_k \cdot h_k \leq 0,10.$$

Avec :

P_k : Poids totale de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k ».

V_k : effort tranchant d'étage au niveau « k »

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

h_k : hauteur de l'étage « k ».

Sens x

Tableau IV.14 : justification vis-à- vis de l'effet P- dans le sens x

Etage	$P_k(\text{kN})$	$\kappa(\text{m})$	$V_k(\text{kN})$	$h_k(\text{m})$		vérification
5 ^{ème}	966,133983	0,0295	2701,16	19,38	0,00054445	<0,1 ok
4 ^{ème}	926,763527	0,0305	4432,15	16,32	0,00039078	<0,1 ok
3 ^{ème}	953,934821	0,03	5792,73	13,26	0,00037257	<0,1 ok
2 ^{ème}	974,8492	0,028	6762,47	10,20	0,00039572	<0,1 ok
1 ^{er}	1015,03167	0,021	7385,77	7,14	0,00040421	<0,1 ok
RDC	1054,04697	0,0095	7698,54	4,08	0,0003188	<0,1 ok

Sens y

Tableau IV.15 : justification vis-à- vis de l'effet P- dans le sens y

Etage	$P_k(\text{kN})$	$\kappa(\text{m})$	$V_k(\text{kN})$	$h_k(\text{m})$		vérification
5 ^{ème}	966,133983	0,031	2676,05	19,38	0,0005775	<0,1 ok
4 ^{ème}	926,763527	0,0246	4361,79	16,32	0,00032027	<0,1 ok
3 ^{ème}	953,934821	0,0181	5679,78	13,26	0,00022926	<0,1 ok
2 ^{ème}	974,8492	0,0118	6614,53	10,20	0,0001705	<0,1 ok
1 ^{er}	1015,03167	0,0061	7218,34	7,14	0,00012014	<0,1 ok
RDC	1054,04697	0,0019	7528,92	4,08	0.00006519605	<0,1 ok

IV.8 Conclusions

1. Les déplacements inter étages sont tous vérifiés.
2. On constate d'après le Tableau IV.14 et IV.15 que la structure étudiée est justifiée vis à vis l'effet **P-** ,

Alors, ce sont les éléments de la structure correspondant au modèle final pour la construction qui seront ferrillés dans les chapitres qui suivent.

Chapitre V : Ferrailage des éléments Résistants

V.1 Ferrailage des poteaux

La section des armatures des poteaux doit être calculée en flexion composée.

a. Armatures longitudinales

La section A_l des armatures longitudinales doit respecter les conditions suivantes :

Selon [3] :

$$A_l = \min \begin{cases} 4 \text{ cm}^2 \text{ pour } \text{par mètre de longueur de parement} \\ 0.1\% \leq \frac{A_l}{B} \leq 5\% \text{ B : section de béton comprimé} \end{cases}$$

Selon [2] :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage est limité en zone III par:

$$0,9\% \leq \frac{A_l}{b.h} \leq 3\% \text{ (Zone courante).}$$

$$0,9\% \leq \frac{A_l}{b.h} \leq 6\% \text{ (Zone de recouvrement).}$$

- Le diamètre minimum est de 12 mm ;
- La longueur minimale des recouvrements est de : 50 en zone III ;
- la distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser : 20 cm en zone III.
- pour la zone nodale dans les poteaux, les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous :

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_c}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right)$$

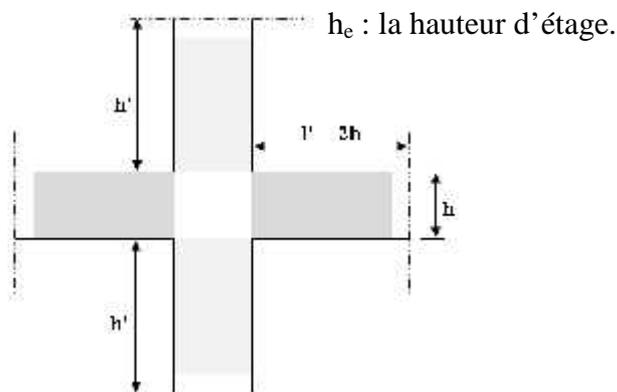


Figure V.1 : Zone nodale.

b. Calcul de contrainte de cisaillement τ_u et sa valeur limite $\overline{\tau_u}$

La contrainte tangente dans les poteaux τ_u est conventionnellement prise égale à :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} ; V_u : \text{la valeur de l'effort tranchant, vis-à-vis de l'état limite ultime (T}_u\text{).}$$

b_0 : la largeur de poteau.

d : la hauteur utile ($d = h - c$).

c. Contrainte tangente admissible $\overline{\tau_u}$

La contrainte tangente limite $\overline{\tau_u}$ a pour valeur :

Selon [3] :

Armatures droites ($\alpha = 90^\circ$).

Fissuration peu nuisible :

$$\overline{\tau_u} = \text{Min} \left[0,2 \frac{f_{c28}}{\alpha_b} ; 5 \text{ MPa} \right] = \begin{cases} \overline{\tau_u} = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{situation durable} \\ \overline{\tau_u} = 4,32 \text{ MPa} \rightarrow \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\overline{\tau_u} = \text{Min} \left[0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right] = \begin{cases} \overline{\tau_u} = 2,50 \text{ MPa} \rightarrow \text{situation durable} \\ \overline{\tau_u} = 3,26 \text{ MPa} \rightarrow \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

Selon [2] :

$$\tau_{bu} = \rho_d f_{c28}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda \geq 5 \\ 0,04 & \text{si } \lambda < 5 \end{cases}$$

d. Élancement

$$\left. \begin{aligned} \lambda &= \frac{\ell_f}{i} \\ i &= \sqrt{\frac{I}{B}} \end{aligned} \right\} \text{Pour une section rectangulaire de hauteur } h, \text{ l'élancement a pour valeur :}$$

$$\lambda = \frac{\ell_f}{h} \sqrt{12} \approx 3,46 \frac{\ell_f}{h}$$

e. Armatures transversales

Les armatures transversales doivent entourer les barres longitudinales, leurs \emptyset_t est donnée par la relation :

$$\emptyset_t \geq \frac{1}{3} \emptyset_\ell \quad \emptyset_\ell : \text{étant le plus grand diamètre des armatures longitudinales.}$$

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:

1. Situation durable

- **Béton** $\gamma_b=1,5$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $\gamma_{bc}=14,17\text{MPa}$
- **Acier** $\gamma_s=1,15$; Nuance FeE400 ; $\gamma_s=348\text{MPa}$

2. Situation accidentelle

- **Béton** $\gamma_b=1,15$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $\gamma_{bc}=18,48\text{MPa}$
- **Acier** $\gamma_s=1,00$; Nuance FeE400 ; $\gamma_s=400\text{MPa}$

f. Combinaison d'action

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes:

Selon [1] :

ELU Situation durable

$1,35G+1,5Q$

ELS Situation durable

$G + Q.$

Selon [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^{corr}

2- M^{\max} , N^{corr}

1. Situation durable

- Combinaison : 1,35G+1,5Q

a. ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$)

Tableau V.1 : Ferrailages des poteaux situation durable ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$)

Etage	Sections (cm ²)	N°	N^{\max} (kN)	M^{corr} (kNm)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm ²)
5 ^{ème}	35x35	C45	611.47	32.807	SEC	0	0	11.025
4 ^{ème}	45x45	C45	1021.38	72.454	SEC	0	0	18.225
3 ^{ème}	50x50	C45	1492.52	30.537	SEC	0	0	22.5
2 ^{ème}	55x55	C45	1980.29	32.069	SEC	0	0	27.22
1 ^{er}	60x60	C45	2539.54	30.597	SEC	0	0	32.4
RDC	70x70	C45	3125.4	16.853	SEC	0	0	44.1

b. ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$)

Tableau V.2 : Ferrailages des poteaux situation durable ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$)

Etage	Sections (cm ²)	N°	M^{\max} (kNm)	N^{corr} (kN)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm ²)
5 ^{ème}	35x35	C39	74.323	272.74	SEC	0	4.23	11.025
4 ^{ème}	45x45	C39	117.458	551.84	SEC	0	1.65	18.225
3 ^{ème}	50x50	C51	120.545	846.54	SEC	0	0	22.5
2 ^{ème}	55x55	C51	140.614	1158.17	SEC	0	0	27.22
1 ^{er}	60x60	C51	152.205	1520.81	SEC	0	0	32.4
RDC	70x70	C51	133.688	1852.06	SEC	0	0	44.1

2. Situation accidentelle N° 01

- Combinaison : G + Q ± E

a. ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$)

Tableau V.3 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$)

Etage	Sections (cm ²)	N°	N^{\max} (kN)	M^{corr} (kNm)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm ²)
5 ^{ème}	35x35	C42	457.22	98.307	SpC	0	3.97	11.025
4 ^{ème}	45x45	C42	784.21	177.267	SpC	0	3.24	18.225
3 ^{ème}	50x50	C42	1198.31	325.978	SpC	0	8.81	22.5
2 ^{ème}	55x55	C42	1657.69	360.676	SpC	0	3.32	27.22
1 ^{er}	60x60	C42	2151.01	336.452	SEC	0	0	32.4

RDC	70x70	C42	2617.02	313.02	SEC	0	0	44.1
-----	-------	-----	---------	--------	-----	---	---	------

b. (M^{max}, N^{corr})

Tableau V.4 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (M^{max}, N^{corr})

Etage	Sections (cm ²)	N°	M ^{max} (kNm)	N ^{corr} (kN)	Sollicitation	A' _s (cm ²)	A _s (cm ²)	A ^{min} _{s(RPA)} (cm ²)
5 ^{ème}	35x35	C21	146.53	155.21	SPC	0	12.63	11.025
4 ^{ème}	45x45	C21	298.188	328.28	SPC	0	18.06	18.225
3 ^{ème}	50x50	C21	351.307	528.8	SPC	0	16.3	22.5
2 ^{ème}	55x55	C21	381.7	748.63	SPC	0	12.65	27.22
1 ^{er}	60x60	C21	343.792	991.66	SPC	0	5.07	32.4
RDC	70x70	C21	338.204	1237.47	SEC	0	0	44.1

3. Situation accidentelle N° 02

- Combinaison : 0.8G ± E

a. (N^{max}, M^{corr})

Tableau V.5 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{max}, M^{corr})

Etage	Sections (cm ²)	N°	N ^{max} (kN)	M ^{corr} (kNm)	Sollicitation	A' _s (cm ²)	A _s (cm ²)	A ^{min} _{s(RPA)} (cm ²)
5 ^{ème}	35x35	C42	343.68	79.259	SPC	0	2.94	11.025
4 ^{ème}	45x45	C42	615.24	184.168	SPC	0	5.48	18.225
3 ^{ème}	50x50	C42	954.12	306.799	SPC	0	9.05	22.5
2 ^{ème}	55x55	C42	1442.17	209.39	SEC	0	0	27.22
1 ^{er}	60x60	C92	1948.01	206.933	SEC	0	0	32.4
RDC	70x70	C92	2370.71	256.897	SEC	0	0	44.1

b. (M^{max}, N^{corr})

Tableau V.6 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (M^{max}, N^{corr})

Etage	Sections (cm ²)	N°	M ^{max} (kNm)	N ^{corr} (kN)	Sollicitation	A' _s (cm ²)	A _s (cm ²)	A ^{min} _{s(RPA)} (cm ²)
5 ^{ème}	35x35	C21	141.677	121.3	SPC	0	12.34	11.025
4 ^{ème}	45x45	C21	290.748	255.9	SPC	0	18.04	18.225
3 ^{ème}	50x50	C21	344.261	414.74	SPC	0	16.84	22.5
2 ^{ème}	55x55	C21	373.958	589.91	SPC	0	13.73	27.22
1 ^{er}	60x60	C21	336.336	772.26	SPC	0	7.03	32.4
RDC	70x70	C21	334.407	952.61	SPC	0	1.61	44.1

g.Choix des armatures

On remarque que le ferrailage maximum a été obtenu par la combinaison (0,8G±E).

1. poteaux

Tableau V.7 : Choix des armatures des poteaux

Etage	Sections (cm ²)	A _s ^{cal} (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)
5 ^{ème}	35x35	12.34	11.02	36.75	73.5	4T16+4T14	14.20
4 ^{ème}	45x45	18.04	18.22	60.75	121.5	4T16+8T14	20.35
3 ^{ème}	50x50	16.84	22.5	75	150	8T20	25.14
2 ^{ème}	55x55	13.73	27.22	90.75	181.50	4T20+8T16	28.65
1 ^{er}	60x60	7.03	32.4	108	216	8T20+4T16	33.17
RDC	70x70	1.61	44.1	147	294	4T25+8T20	44.76

Remarque

A_s^{cal} : La section d'armatures calculée pour chaque face du poteau,

A_s^{min} : La section d'armatures minimale pour la section totale du poteau,

A_s^{max} : La section d'armatures maximale pour la section totale du poteau.

h- Vérification vis-à-vis de l'état limite de service

Les contraintes admissible sont données par :

- Béton :

$$\dagger_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$$

- Acier

Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.

Fissuration préjudiciable..... $\dagger_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3}f_e, 150y\right)$

Fissuration très préjudiciable..... $\dagger_s = \text{Min}\left(\frac{1}{3}f_e, 110y\right)$

Avec :

$$=1,6 \text{ pour les aciers H.A}$$

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\dagger_s=240MPa$.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

a. (N^{ser}_{max} ; M^{ser}_{cor})

Tableau V.8 : Vérification des contraintes pour les poteaux (N^{ser}_{max} ; M^{ser}_{cor})

Etage	Sections (cm ²)	M _{ser} (kNm)	N _{ser} (kN)	Sollicitation	σ_s (MPa)	τ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	τ_{bc} (MPa)	Vérification
5 ^{ème}	35x35	23.844	447.9	SEC	74.8	240	5.74	15	OK
4 ^{ème}	45x45	52.54	746.77	SEC	79.8	240	5.92	15	OK
3 ^{ème}	50x50	22.175	1089.49	SEC	67.8	240	4.69	15	OK
2 ^{ème}	55x55	23.151	1444.99	SEC	70.7	240	4.83	15	OK
1 ^{er}	60x60	21.994	1849.1	SEC	73.6	240	4.99	15	OK
RDC	70x70	12.137	2272.86	SEC	63.3	240	4.24	15	OK

b. (N^{ser}_{cor} ; M^{ser}_{max})

Tableau V.9 : Vérification des contraintes pour les poteaux (N^{ser}_{cor} ; M^{ser}_{max})

Etage	Sections (cm ²)	M _{ser} (kNm)	N _{ser} (kN)	Sollicitation	σ_s (MPa)	τ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	τ_{bc} (MPa)	Vérification
5 ^{ème}	35x35	54.14	200.38	SPC	104.8	240	8.34	15	OK
4 ^{ème}	45x45	85.269	404.07	SEC	89.9	240	6.65	15	OK
3 ^{ème}	50x50	87.661	619.05	SEC	77.4	240	5.51	15	OK
2 ^{ème}	55x55	101.44	846.53	SEC	73.8	240	5.16	15	OK
1 ^{er}	60x60	109.424	1109.23	SEC	71.6	240	4.96	15	OK
RDC	70x70	96.202	1348.49	SEC	53.6	240	3.66	15	OK

i- Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant

1- Vérification de la contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \tau_u$

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.

τ_u : Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte τ_u doit être limitée aux valeurs suivantes :

Selon [1] :

$\tau_u = \text{Min}(0,13 f_{c28}, 5MPa)$ Fissuration peu nuisible.

$\tau_u = \text{Min}(0,10 f_{c28}, 4MPa)$ Fissuration préjudiciable et très

Préjudiciable.

* Selon [2] :

$$\tau_u = \dots_d f_{c28}$$

$$d=0,075 \dots \text{si l'élancement} \geq 5$$

$$d=0,040 \dots \text{si l'élancement} < 5$$

Avec :

l : L'élancement 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.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.10 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux

Etage	Section (cm ²)	T _u (kN)	τ_u (MPa)		d	τ_u^{RPA} (MPa)	τ_u^{BAEL} (MPa)	Vérification
5 ^{ème}	35x35	72.92	0.66	21.20	0.075	1.0	2,50	OK
4 ^{ème}	45x45	147.31	0.80	16.48	0.075	1.0	2,50	OK
3 ^{ème}	50x50	170.98	0.75	14.84	0.075	1.0	2,50	OK
2 ^{ème}	55x55	183.28	0.67	16.49	0.075	1.0	2,50	OK
1 ^{er}	60x60	158.8	0.49	12.36	0.075	1.0	2,50	OK
RDC	70x70	120.17	0.27	14.13	0.075	1.0	2,50	OK

2. Ferrailage transversal des poteaux

Selon [1] :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \tau_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \tau_t\right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

A_t : Section d'armatures transversales.

b : Largeur de la section droite.

h : Hauteur de la section droite.

S_t : Espacement des armatures transversales.

ϕ_t : Diamètre des armatures transversales.

ϕ_l : Diamètre des armatures longitudinales.

Selon [2] :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{a T_u}{h f_e}$$

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.

a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

$$a = 2,5 \dots \dots \dots \text{si } g \geq 5$$

$$a = 3,75 \dots \dots \dots \text{si } g < 5$$

g : Espacement géométrique.

• L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

$S_t \leq 10\text{cm}$ Zone nodale (zone III).

$$S_t \leq \text{Min} \left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\varnothing_l \right) \dots \dots \dots \text{Zone courante (zone III)}.$$

\varnothing_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

• La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{S_t b}$ en (%) est donnée comme suite :

$$\begin{cases} 0,3\% \dots \dots \dots \text{si } g \geq 5 \\ 0,8\% \dots \dots \dots \text{si } g \leq 3 \\ \text{Interpolation} \dots \dots \text{si } 3 < g < 5 \end{cases}$$

$$g : \text{L'élancement géométrique du poteau} \left(g = \frac{L_f}{a} \right)$$

a : Dimension de la section droite du poteau.

L_f : Longueur de flambement du poteau.

Pour les armatures transversales $f_e = 400\text{MPa}$ (FeE40).

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux :

Tableau V.11 : Espacements maximales selon RPA99 [1]

<i>Etage</i>	<i>Section (cm²)</i>	<i>Barres</i>	\varnothing_l (mm)	<i>S_t (mm)</i>	
				<i>Zone nodale</i>	<i>Zone courante</i>
<i>5^{ème}</i>	35x35	4T16+4T14	14	10	15
<i>4^{ème}</i>	45x45	4T16+8T14	14	10	15
<i>3^{ème}</i>	50x50	6T20+2T16	16	10	15
<i>2^{ème}</i>	55x55	4T20+8T16	16	10	15
<i>1^{ère}</i>	60x60	8T20+4T16	16	10	15
<i>RDC</i>	70x70	4T25+8T20	20	10	15

Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

Tableau V.12 : Choix des armatures transversales pour les poteaux

<i>Section (cm²)</i>	<i>Etage</i>	<i>L_f (m)</i>	<i>g (%)</i>	<i>a</i>	<i>T_u^{max} (kN)</i>	<i>Zone</i>	<i>S_t (cm)</i>	<i>A_t^{cal} (cm²)</i>	<i>Choix</i>	<i>A_s^{adp} (cm²)</i>
35x35	<i>5^{ème}</i>	2.142	6.12	2,5	38.94	N	10	0.69	4T8	2.01
						C	15	1.04	4T8	2.01
45x45	<i>4^{ème}</i>	2.142	4.76	3,75	60	N	10	1.25	4T8	2.01
						C	15	1.87	4T8	2.01
50x50	<i>3^{ème}</i>	2.142	4.24	3,75	60.23	N	10	1.12	4T8	2.01
						C	15	1.69	4T8	2.01
55x55	<i>2^{ème}</i>	2.142	3.89	3,75	68.02	N	10	1.15	4T8	2.01
						C	15	1.73	4T8	2.01
60x60	<i>1^{ère}</i>	2.142	3.57	3,75	76.13	N	10	1.18	4T8	2.01
						C	15	1.78	4T8	2.01
70x70	<i>RDC</i>	2.856	4.08	3,75	58	N	10	0.77	4T8	2.01
						C	15	1.16	4T8	2.01

j- Longueur de recouvrement

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r = 50\varnothing_l$ en zone III.

Pour :

T25.....L_r=125 cm

T20.....L_r=100 cm

T16.....L_r=80 cm

T14..... L_r=70 cm

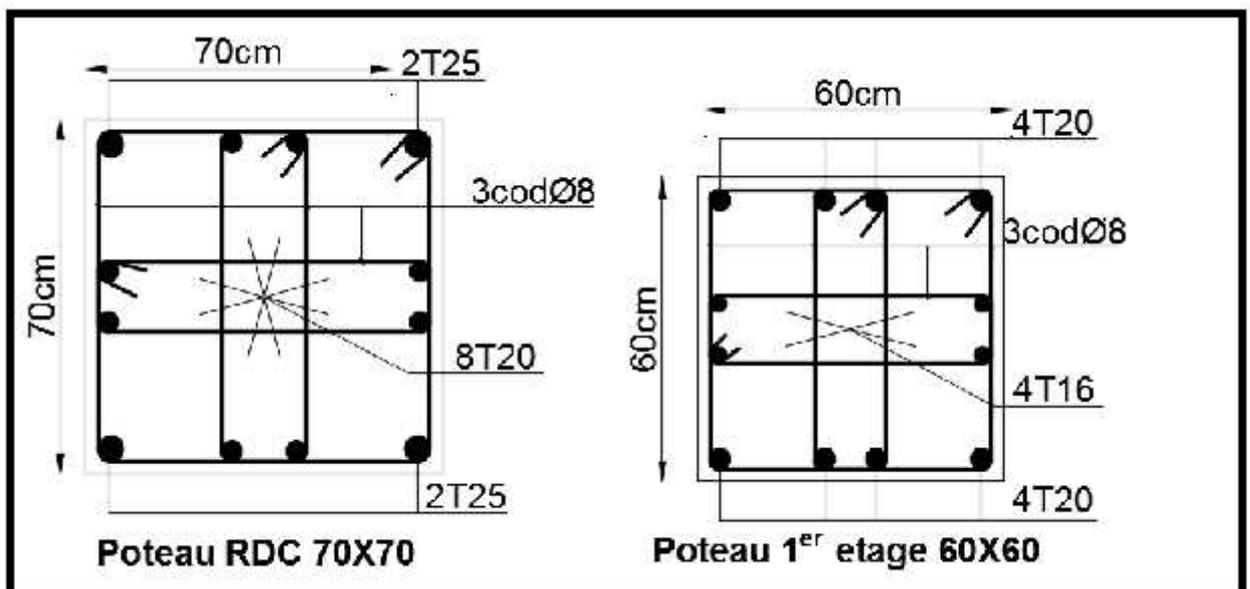
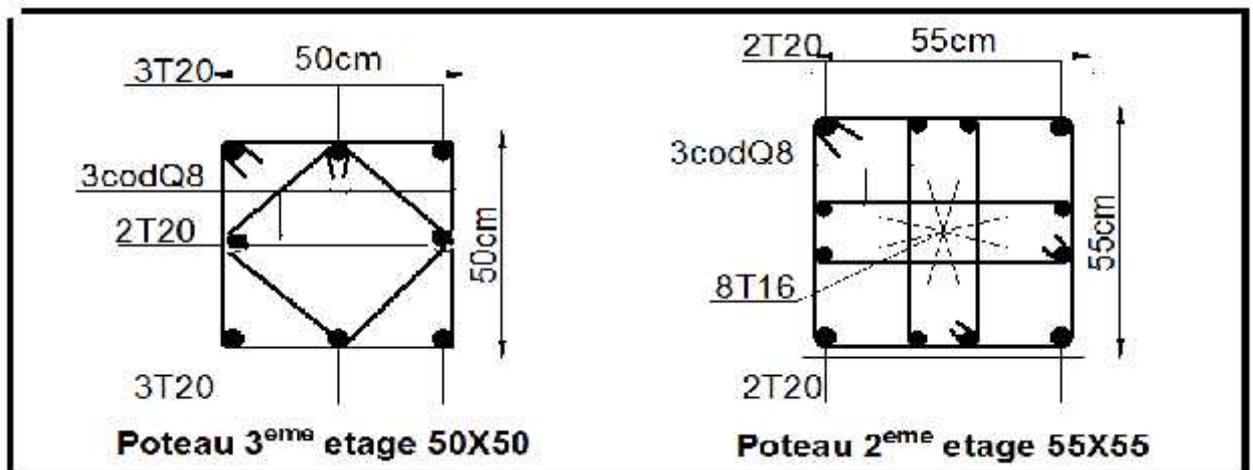
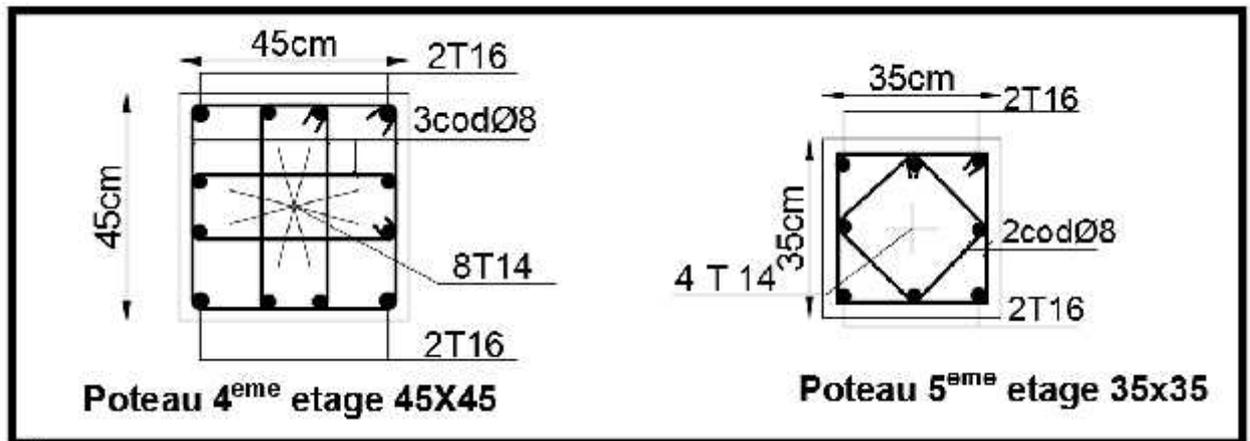


Figure V.2 : Ferrailage des poteaux.

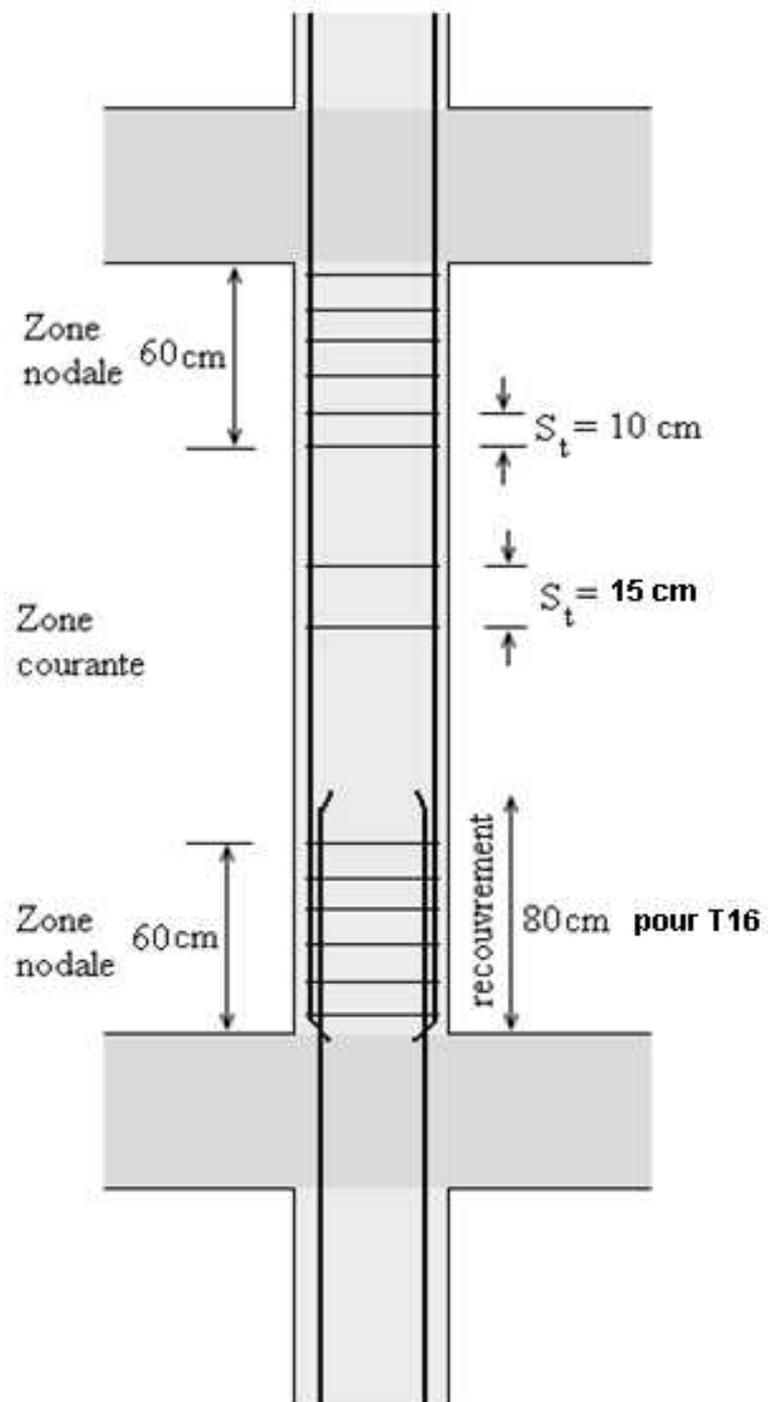


Figure V.3 : Disposition constructives.

V.2 Ferrailage des poutres

a- Introduction

Le ferrailage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur.

b- Les combinaisons de charges

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes:

- ✓ Combinaisons exigées par le " CBA 93 "
- E.L.U: $1.35 G + 1.5 Q$
- E.L.S: $G + Q$
- ✓ Combinaisons exigées par le " RPA 99 version 20003 ":

- $G + Q \pm E$

G: charge permanente.

Q: charge d'exploitation.

E: charge sismique.

c- Recommandations des règlements

Selon [1]:

✓ Le pourcentage des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est donnée par:

- $0.5\% \leq \frac{A}{B.h} \leq 4\%$ au niveau de la zone courante.
- $0.5\% \leq \frac{A}{B.h} \leq 6\%$ au niveau de la zone de recouvrement.

✓ La longueur minimale de recouvrement est de 50 (zone III).

✓ Dans les poteaux de rive et d'angle, les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90 %.

✓ La quantité d'armatures " A_t ", est donnée par: $A_t = 0.003 S_t . b$

B: longueur de la poutre.

S_t : espacement de deux cadres consécutifs, il est donné par:

- $S_t \leq \text{Min} \left[\frac{h}{4}; 12 \right]$ (zone nodale).
- $S_t \leq \frac{h}{2}$ (zone courante).

Les poutres sont ferrillées en flexion simple à l'état limite ultime de résistance (situation durable ou accidentelle). Les efforts normaux seront négligés, ainsi les

poutres seront sollicitées uniquement par des moments de flexion et des efforts tranchants.

Les armatures longitudinales sont déterminées en flexion simple, en tenant compte des deux situations suivantes:

✓ Situation durable:

- Béton: $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\gamma_{bc} = 14.2$ MPa.
- Acier: $\gamma_s = 1.15$; FeE 400 ; $\gamma_s = 348$ MPa.

✓ Situation accidentelle:

- Béton: $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\gamma_{bc} = 18.48$ MPa.
- Acier: $\gamma_s = 1$; FeE 400 ; $\gamma_s = 400$ MPa.

d- 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 porteuses (situation durable)

<i>Etage</i>	<i>Section (cm²)</i>	<i>Position</i>	<i>N° de la poutre</i>	<i>M^{max} (kNm)</i>	<i>A_s (cm²)</i>	<i>A_s' (cm²)</i>	<i>A_{sRPA}^{min} (cm²)</i>
5 ^{ème}	40x60	Travée	B221	190.25	10.17	0	6.75
		Appui	B230	265.30	14.55	0	6.75
4 ^{ème}	40x60	Travée	B235	130.19	6.82	0	6.75
		Appui	B221	178.33	9.49	0	6.75
3 ^{ème}	40x60	Travée	B217	154.88	8.18	0	6.75
		Appui	B217	257.86	14.11	0	6.75
2 ^{ème}	40x60	Travée	B217	148.73	7.84	0	6.75
		Appui	B217	259.70	14.22	0	6.75
1 ^{er}	40x60	Travée	B217	163.56	8.67	0	6.75
		Appui	B217	283.26	15.64	0	6.75
RDC	40x60	Travée	B217	157.84	8.35	0	6.75
		Appui	B217	282.22	15.58	0	6.75

b. Situation accidentelle N° 01 : G+Q±E

Tableau V.14 : Ferrailage des poutres porteuses (situation accidentelle)

<i>Etage</i>	<i>Section (cm²)</i>	<i>Position</i>	<i>N° de la poutre</i>	<i>M^{max} (kNm)</i>	<i>A_s (cm²)</i>	<i>A_s' (cm²)</i>	<i>A_{sRPA}^{min} (cm²)</i>
5 ^{ème}	40x60	Travée	B221	234.8	10.88	0	6.75
		Appui	B221	210.33	9.68	0	6.75
4 ^{ème}	40x60	Travée	B230	157.30	7.15	0	6.75
		Appui	B230	256.53	11.95	0	6.75
3 ^{ème}	40x60	Travée	B230	155.58	7.07	0	6.75
		Appui	B230	315..98	14.95	0	6.75
2 ^{ème}	40x60	Travée	B230	153.01	6.95	0	6.75
		Appui	B230	330.32	15.69	0	6.75
1 ^{èr}	40x60	Travée	B230	151.30	6.87	0	6.75
		Appui	B230	324.13	15.37	0	6.75
RDC	40x60	Travée	B230	130.11	5.88	0	6.75
		Appui	B230	262.57	12.25	0	6.75

2- Sens non porteur

a. Situation durable : 1,35G+1,5Q

Tableau V.15 : Ferrailage des poutres non porteuses (situation durable)

<i>Etage</i>	<i>Section (cm²)</i>	<i>Position</i>	<i>N° de la poutre</i>	<i>M^{max} (kNm)</i>	<i>A_s (cm²)</i>	<i>A_s' (cm²)</i>	<i>A_{sRPA}^{min} (cm²)</i>
5 ^{ème}	40x50	Travée	B381	56.11	3.52	0	6.00
		Appui	B381	69.22	4.36	0	6.00
4 ^{ème}	40x50	Travée	B381	46.81	2.92	0	6.00
		Appui	B381	97.77	6.24	0	6.00
3 ^{ème}	40x50	Travée	B381	44.20	2.75	0	6.00
		Appui	B381	102.39	6.55	0	6.00
2 ^{ème}	40x50	Travée	B381	42.34	2.64	0	6.00
		Appui	B381	98.089	6.26	0	6.00
1 ^{èr}	40x50	Travée	B381	45.14	2.81	0	6.00
		Appui	B381	97.85	6.25	0	6.00
RDC	40x50	Travée	B381	43.50	2.71	0	6.00

		Appui	B381	88.14	5.6	0	6.00
--	--	-------	------	-------	-----	---	------

b. Situation accidentelle N° 01 : G+Q±E

Tableau V.17 : Ferrailage des poutres non porteuses (situation accidentelle)

Etage	Section (cm ²)	Position	N° de la poutre	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)
5 ^{ème}	40x50	Travée	B378	95.54	5.2	0	6.00
		Appui	B378	160.63	9.03	0	6.00
4 ^{ème}	40x50	Travée	B378	110.41	6.71	0	6.00
		Appui	B378	182.72	10.35	0	6.00
3 ^{ème}	40x50	Travée	B378	116.46	7.09	0	6.00
		Appui	B378	190.09	10.8	0	6.00
2 ^{ème}	40x50	Travée	B378	112.23	6.85	0	6.00
		Appui	B378	186.45	10.58	0	6.00
1 ^{er}	40x50	Travée	B378	91.11	6.62	0	6.00
		Appui	B381	169.66	9.57	0	6.00
RDC	40x50	Travée	B381	58.7	3.12	0	6.00
		Appui	B381	172.37	9.78	0	6.00

e- Choix des armatures

1- Sens porteur

Tableau V.19: Choix des armatures pour les poutres porteuses

Etage	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)
5 ^{ème}	40x60	Travée	54	81	6,75	10.88	6T16	12.06
		Appui				14.55	6T16+2T14	15.14
4 ^{ème}	40x60	Travée	54	81	6,75	7.15	3T14+3T12	8.01
		Appui				11.95	6T16	12.06
3 ^{ème}	40x60	Travée	54	81	6,75	8.18	6T14	9.24
		Appui				14.95	8T16	16.08
2 ^{ème}	40x60	Travée	54	81	6,75	7.84	6T14	9.24
		Appui				15.69	8T16	16.08
1 ^{er}	40x60	Travée	54	81	6,75	8.67	6T14	9.24
		Appui				15.64	8T16	16.08
RDC	40x60	Travée	54	81	6,75	8.35	6T14	9.24
		Appui				15.58	8T16	16.08

2- Sens non porteur

Tableau V20 : Choix des armatures pour les poutres non porteuses

<i>Etage</i>	<i>Section (cm²)</i>	<i>Position</i>	A_s^{max} (ZN)(cm ²)	A_s^{max} (ZR)(cm ²)	A_{sRPA}^{min} (cm ²)	A_s^{cal} (cm ²)	<i>Choix des armatures</i>	A_s^{adp} (cm ²)
5 ^{ème}	40x50	Travée	48	72	6.00	5.2	6T12	6.79
		Appui				9.03	3T14+3T16	10.65
4 ^{ème}	40x50	Travée	48	72	6.00	6.71	6T12	6.79
		Appui				10.35	3T14+3T16	10.65
3 ^{ème}	40x50	Travée	48	72	6.00	7.09	3T12+3T14	8.01
		Appui				10.8	6T16	12.06
2 ^{ème}	40x50	Travée	48	72	6.00	6.85	3T12+3T14	8.01
		Appui				10.58	3T14+3T16	10.65
1 ^{ère}	40x50	Travée	48	72	6.00	6.62	6T12	6.79
		Appui				9.57	3T14+3T16	10.65
RDC	40x50	Travée	48	72	6.00	3.12	6T12	6.79
		Appui				9.78	3T14+3T16	10.65

f- Condition de non fragilité

$$A_s \geq A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \quad [2]$$

Avec :

$$f_{t28}=2,1\text{MPa} ; f_e=400\text{MPa}$$

Tableau V.21 : Vérification de la condition de non fragilité

<i>Section (cm²)</i>	$A_{s(min)}^{choisi}$ (cm ²)	A_s^{min} (cm ²)	<i>Vérification</i>
40x60	8.01	2.6082	OK
40x60	6.79	2.471	OK

g- Vérification à l'ELS

Le règlement **CBA93** [3] exige une vérification par une étude thermique pour toute structure ayant des dimensions en plan supérieures à 25m.

Sous l'effet de la variation de la température, l'allongement ou le rétrécissement de l'élément est donné par la formule suivante :

$$\Delta L = r l_0 \Delta T \dots\dots\dots(1)$$

$$\epsilon = \frac{\Delta L}{l_0} \dots\dots\dots(2)$$

On substitue l'équation (2) dans l'équation (1), on obtient :

$$\epsilon = r \Delta T \dots\dots\dots(3)$$

La contrainte est évaluée par la loi de Hooke qui est valable que dans le domaine élastique, son expression est :

$$\sigma = E \epsilon \dots\dots\dots(4)$$

On remplace les paramètres de l'équation (3) dans l'équation (4) on obtient :

$$\sigma = E r \Delta T \dots\dots\dots(5)$$

Avec :

L : Variation de la longueur de l'élément.

T : Variation de la température ($T=25c^\circ$) [2] .

r : Coefficient de dilatation thermique ($r = 10^{-5}$)

l_0 : Longueur de la poutre.

σ : Contrainte thermique.

E : Module de Young ($E=32164,20MPa$).

Donc : $\sigma = 32164,20 \cdot 10^{-5} \cdot 20 = 8.04MPa$

- La fissuration est considérée préjudiciable.

$$\text{On doit vérifiée que : } \begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y + \sigma < \sigma_{bc} = 15MPa \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) + \sigma \leq \sigma_s = 240MPa \end{cases}$$

1- Sens porteur : (60×40)

Tableau V.22 : Vérification des poutres principales à l'ELS

Position	M_{ser} (kNm)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc+} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	σ_{s+} (MPa)	σ_s (MPa)	Vérif

Travée	108.07	6.86	8.04	14.90	15	83.6	91.64	240	Ok
Appui	167.50	5.49	8.04	13.53		64.6	82.64		

2- Sens non porteur : (50×40)

Tableau V.23 : Vérification des poutres non porteuses à l'ELS

Position	M_{ser} (kNm)	m_{bc} (MPa)	m_{bc} (MPa)	m_{bc+} (MPa)	\bar{f}_{bc} (MPa)	m_s (MPa)	m_{s+} (MPa)	\bar{f}_s (MPa)	Vérif
Travée	41.09	5.57	8.04	13..61	15	62	70.04	240	Ok
Appui	74.51	2.26	8.04	10.30		26.7	34.74		

h- Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant

1. Vérification de la contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{f}_u$

Avec :

T_u : l'effort tranchant maximum,

b : Largeur de la section de la poutre,

d : Hauteur utile,

$\bar{f}_u = \text{Min}(0,10 f_{c28}; 4MPa) = 2,5MPa$ (Fissuration préjudiciable).

Tableau V.24 : Vérification de la contrainte de cisaillement

Etage	Section (cm ²)	T_u^{\max} (kN)	τ_u (MPa)	\bar{f}_u (MPa)	Vérifié
5 ^{ème}	40x50	84.71	0.47	2,5	OK
	40x60	265.6	1.22	2,5	OK
4 ^{ème}	40x50	87.63	0.48	2,5	OK
	40x60	298.57	1.38	2,5	OK
3 ^{ème}	40x50	88.28	0.49	2,5	OK
	40x60	205.66	0.95	2,5	OK
2 ^{ème}	40x50	86.30	0.47	2,5	OK
	40x60	204.46	0.94	2,5	OK
1 ^{er}	40x50	91.63	0.50	2,5	OK
	40x60	226.44	1.04	2,5	OK

RDC	40x50	88	0,48	2,5	OK
	40x60	227.98	1.05	2,5	OK

2. Calcul des armatures transversales

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE400 ($f_e=400MPa$).

a. Selon [1]

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = \text{Min}(0,9d;40cm) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\ddagger_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad (K = 1: \text{Pas de reprise de bétonnage}) \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\ddagger_u}{2}; 0,4MPa\right) \end{array} \right.$$

b. Selon [2]

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12w_l\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Avec :

$$w_l \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; w_l; \frac{b}{10}\right) = 1,28cm$$

On prend : $\varnothing_t = 8mm$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.25 : Calcul des armatures transversales

Sens	$T_u(kN)$	$u(MPa)$	BAEL91	RPA99		$S_t^{adp} (cm)$		$A_t^{min} (cm^2)$	Choix
			$S_t(cm)$	$S_t(cm)ZN$	$S_t(cm)ZC$	ZN	ZC		
Porteur	298.57	1.38	36,45	11,25	22,5	10	20	1,8	4T8
Non porteur	91.63	0.5	32,40	10,00	20,00	10	20	1,8	4T8

3. Recouvrement des armatures longitudinales

$L_r = 50\phi$ (zone III).

L_r : Longueur de recouvrement.

On a :

- \tilde{N} $\phi = 20mm \dots \dots \dots L_r = 100cm$
- \tilde{N} $\phi = 16mm \dots \dots \dots L_r = 80cm$
- \tilde{N} $\phi = 14mm \dots \dots \dots L_r = 70cm$

4. Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis

a. Appuis intermédiaires :

a.1. Vérification des armatures longitudinales [1]

Les armatures longitudinales inférieures doivent être ancrées au-delà de l'appui pour équilibrer l'effort tranchant.

Si : $T_u - \frac{M_a}{0,9d} < 0 \Rightarrow$ pas de force de traction dans les armatures longitudinales inférieures.

Si : $T_u - \frac{M_a}{0,9d} > 0 \Rightarrow$ les armatures longitudinales inférieures sont soumises à un effort

de traction. Dans ce cas on doit vérifier que : $A_s \geq \frac{\chi_s}{f_e} \left(T_u - \frac{M_{ua}}{0,9d} \right)$

Tableau V.26 : Vérification de la section d'armatures

<i>Etage</i>	<i>Section (cm²)</i>	<i>T_u</i> <i>(kN)</i>	<i>M_{ua}</i> <i>(kNm)</i>	$\frac{M_{ua}}{0,9d}$ (kN)	$T_u - \frac{M_{ua}}{0,9d}$ (kN)
5 ^{ème}	40x50	84.71	160.63	396.61	<0
	40x60	265.6	210.33	432.77	<0
4 ^{ème}	40x50	87.63	182.72	216.37	<0
	40x60	298.57	256.52	527.81	<0
3 ^{ème}	40x50	88.28	190.09	469.35	<0
	40x60	205.66	315.98	650.16	<0
2 ^{ème}	40x50	86.30	186.45	460.37	<0
	40x60	204.46	330.32	679.67	<0
1 ^{er}	40x50	91.63	169.66	418.91	<0

	40x60	226.44	324.13	666.93	<0
RDC	40x50	88	122.37	302.14	<0
	40x60	227.98	262.57	540.26	<0

D'après les résultats du tableau, les armatures longitudinales inférieures ne sont soumises à aucun effort de traction.

a.2. Vérification de la contrainte de compression de l'aire d'appui [1]

La contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appui doit vérifier la relation

$$\text{suivante : } \dagger_{bc}^m = \frac{T_u}{a.b} \leq \frac{1,3f_{c28}}{\chi_b}$$

Avec :

$$a = \text{Min}(\grave{a} ; 0,9d).$$

\grave{a} : Largeur d'appuis sans l'enrobage ($\grave{a} = c - c' - 2cm$).

c' : L'enrobage ($c' = 3cm$).

c : Largeur du poteau en appui.

b : Largeur de la poutre.

Tableau V.27 : Vérification de la compression de l'aire d'appui

Etage	Section (cm ²)	a'(cm)	a(cm)	T _u (kN)	† _{bc} ^m (MPa)	† _{bc} ⁻ (MPa)	Vérification
5 ^{ème}	40x50	30	30	84.71	0.70	21,67	Vérifiée
	40x60	30	30	265.6	2.21		
4 ^{ème}	40x50	40	40	87.63	0.54	21,67	Vérifiée
	40x60	40	40	298.57	1.86		
3 ^{ème}	40x50	45	45	88.28	0.49	21,67	Vérifiée
	40x60	45	45	205.66	1.14		
2 ^{ème}	40x50	50	45	86.30	0.47	21,67	Vérifiée
	40x60	50	50	204.46	1.02		
1 ^{er}	40x50	55	45	91.63	0.5	21,67	Vérifiée

	40x60	55	54	226.44	1.04		
RDC	40x50	65	45	88	0.48	21,67	Vérifiée
	40x60	65	54	227.98	1.05		

5- Vérification de la flèche [2]

On doit vérifier que : $f_{max} \leq \bar{f}$

$$\text{Avec : } \bar{f} = \begin{cases} 0,5 + \frac{L(cm)}{1000} & \text{si } L > 5m \\ \frac{L(cm)}{500} & \text{si } L \leq 5m \end{cases}$$

Dans le cas d'une poutre isostatique avec une charge uniformément répartie ; la flèche maximale est donnée par :

Avec :

$$f_{max} = \frac{5}{384} \frac{qL^4}{E_{vj} I_b}$$

L : La portée de la poutre.

h : La hauteur de la section de la poutre.

f_{max} : La flèche maximale de la poutre.

q : Charge uniformément répartie déterminée à E.L.S ($q=G+Q$).

G : Charge permanente reprise par la poutre.

Q : Charge d'exploitation supportée par la poutre.

I_b : Moment d'inertie de la poutre par rapport au plan de flexion $\left(I_b = \frac{bh^3}{12} \right)$

E_{vj} : Module d'élasticité différé du béton armé ($E_{vj}=10721,40MPa$).

Remarque

La vérification de la flèche a été faite en utilisant le logiciel **SOCOTEC**.

1- Sens porteur (L=7,20m) :

$$\bar{f} = \frac{L(cm)}{1000} + 0,5 = 1,22cm$$

Logiciel développé par 	Fleche - Version 1.01.035	16/04/2016
	vérification de la flèche (sens pourteuse)	
	veref	Page 1 / 1

Calcul des flèches pour une poutre isostatique de section rectangulaire

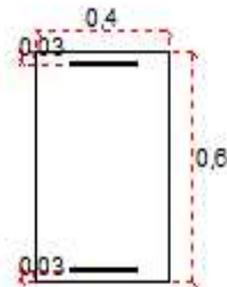
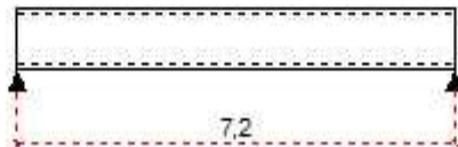
Données saisies :

Portée de la poutre isostatique :	7,2 m
Largeur de la section :	0,4 m
Hauteur de la section :	0,6 m
Position du centre de gravité des armatures tendues :	0,03 m
Position du centre de gravité des armatures comprimées :	0,03 m
Section des armatures tendues :	16,56 cm ²
Section des armatures comprimées :	18,85 cm ²
Contrainte du béton :	25 MPa
Moment dû aux charges permanentes a vant mise en place des cloisons (M _i) :	94,61 kN*m
Moment dû aux charges permanentes totales (M _g) :	94,61 kN*m
Moment dû aux charges permanentes et aux charges d'exploitation (M _p) :	259,17 kN*m

Résultats de calcul

Flèche due aux charges permanentes (f _{gv}) :	4,913 mm
Flèche due aux charges totales (f _{gq}) :	12,295 mm
Flèche totale :	10,021 mm
Flèche totale admissible :	12,2 mm

La vérification de flèche totale est satisfaisante.



2- Sens non porteur (L=5,93m)

$$\bar{f} = \frac{L(cm)}{500} cm = 1,18cm .$$

Logiciel développé par 	Flèche - Version 1.01.035	16/04/2016
	vérification de la flèche (sens non porteuse)	
	veref	Page 1 / 1

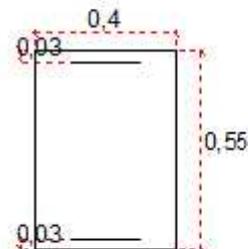
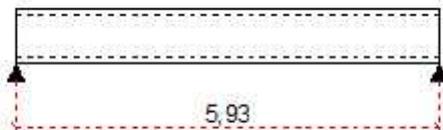
Calcul des flèches pour une poutre isostatique de section rectangulaire

Données saisies :

Portée de la poutre isostatique :	5,93 m
Largeur de la section :	0,4 m
Hauteur de la section :	0,55 m
Position du centre de gravité des armatures tendues :	0,03 m
Position du centre de gravité des armatures comprimées :	0,03 m
Section des armatures tendues :	9,24 cm ²
Section des armatures comprimées :	11,12 cm ²
Contrainte du béton :	25 MPa
Moment dû aux charges permanentes avant mise en place des cloisons (Mj) :	7,37 kN*m
Moment dû aux charges permanentes totales (Mg) :	7,37 kN*m
Moment dû aux charges permanentes et aux charges d'exploitation (Mp) :	190,09 kN*m

Résultats de calcul

Flèche due aux charges permanentes (fgv) :	0,289 mm
Flèche due aux charges totales (fgq) :	9,965 mm
Flèche totale :	9,869 mm
Flèche totale admissible :	10,93 mm
La vérification de flèche totale est satisfaisante.	



6- Arrêt des barres [1]

Armatures inférieures : $h \leq \frac{L}{10}$

Armatures supérieures : $h' \geq \begin{cases} \frac{L^{\max}}{4} & \text{Appuis en travée de rive} \\ \frac{L^{\max}}{5} & \text{Appuis en travée intermédiaire} \end{cases}$

Avec : $L = \text{Max}(L_{\text{gauche}} ; L_{\text{droite}})$.

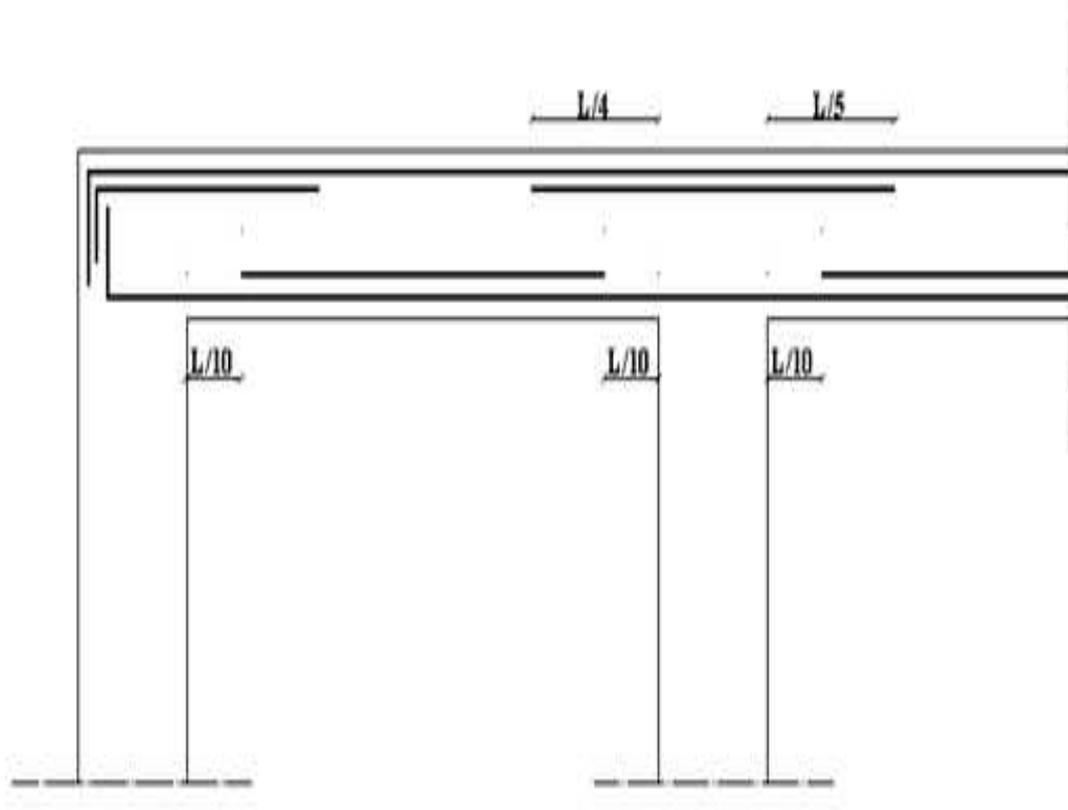


Figure V.4 : Arrêt des barres.

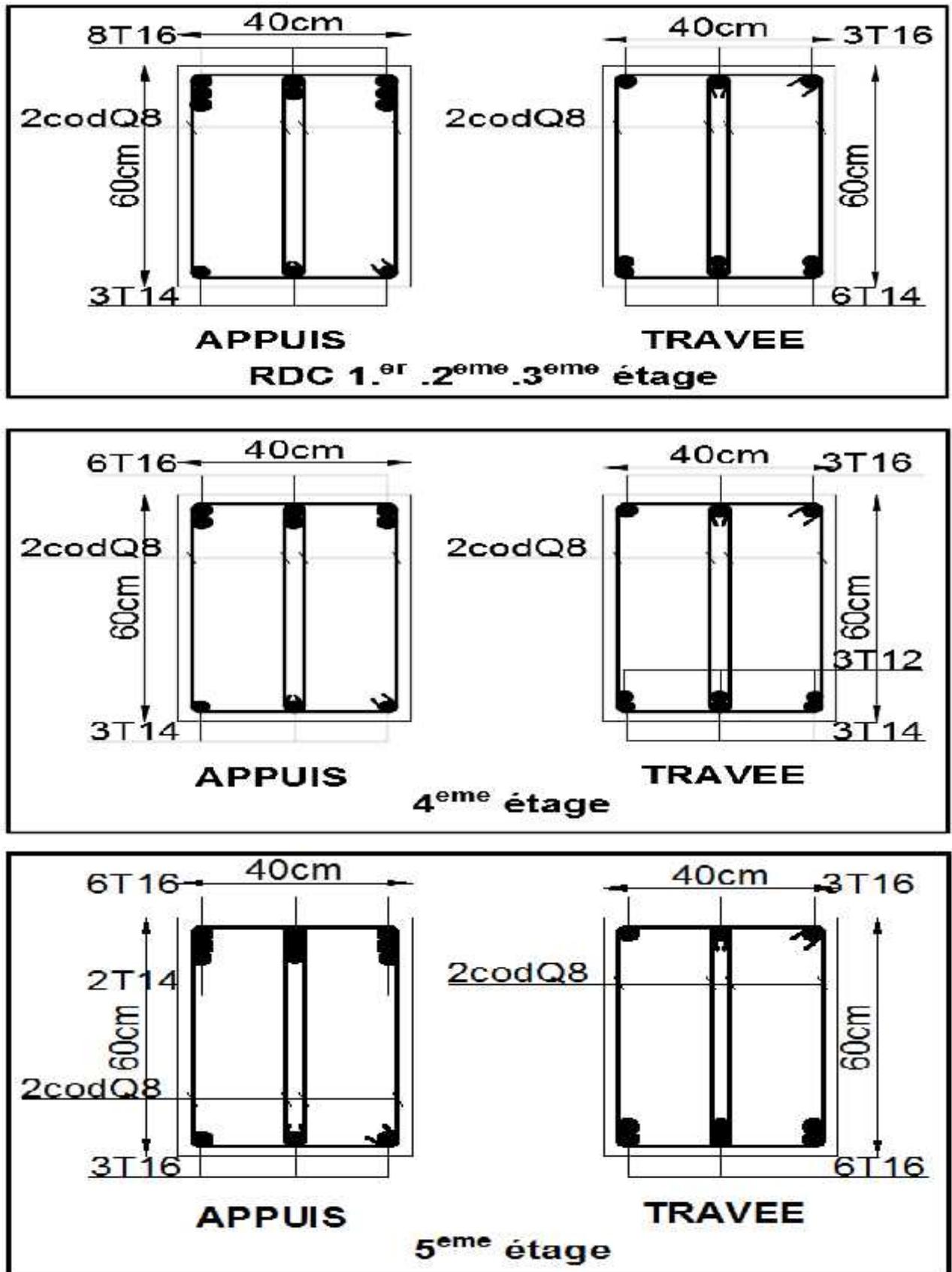


Figure V.5 : ferrailage des poutres porteuses.

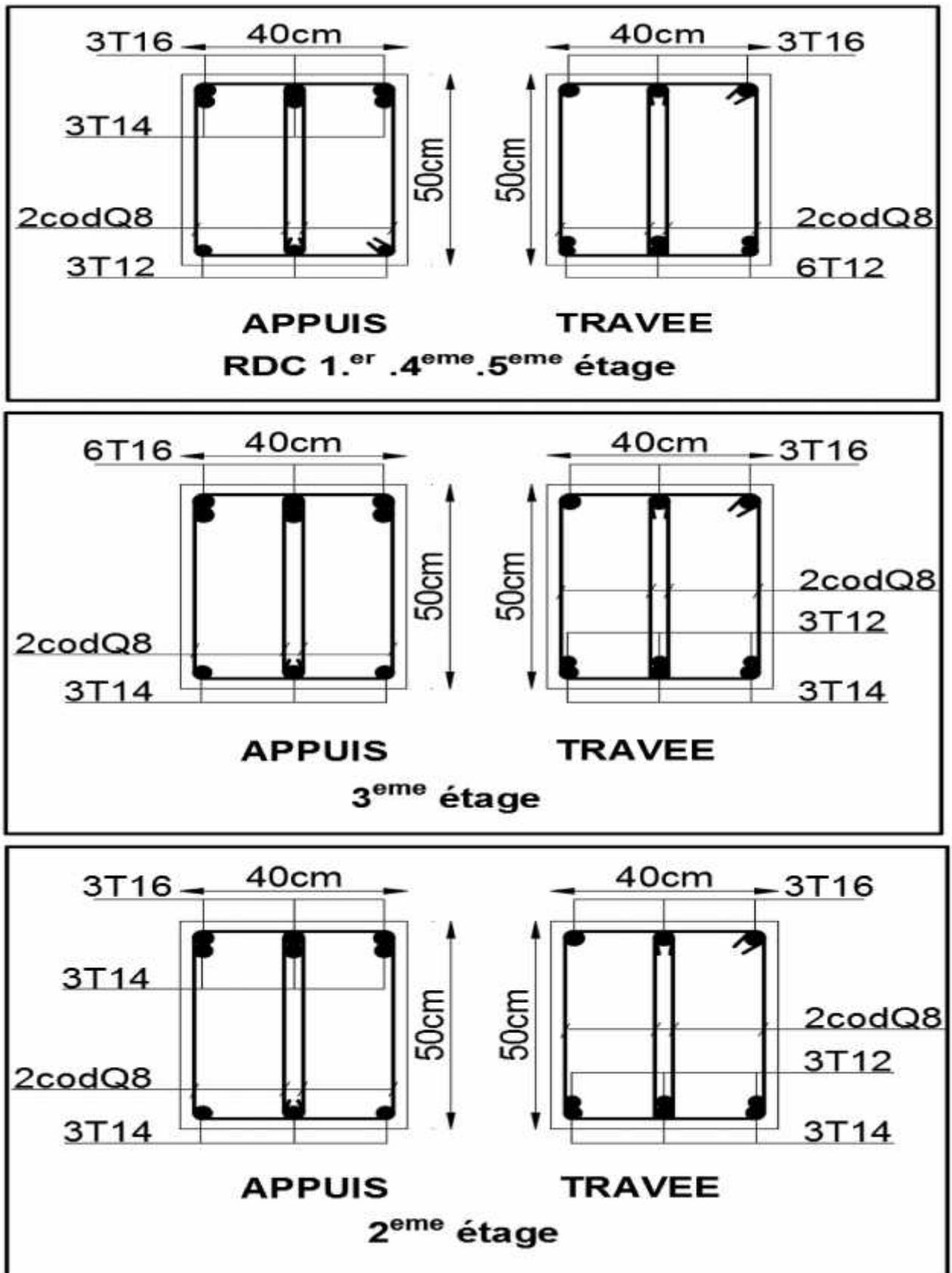


Figure V.6: ferrailage des poutres non porteuses.

V.3 Ferrailage des voiles

V.3.1 Introduction

Les voiles sont sollicitées par un moment fléchissant, un effort normal et un effort tranchant.

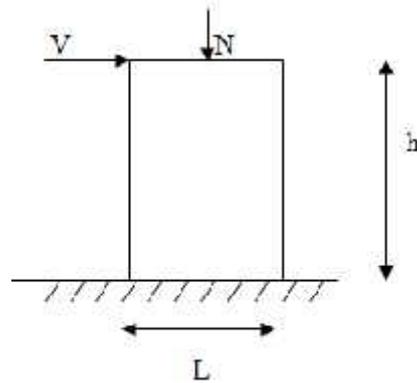


Figure V.7 : Schéma statique du voile.

On devra disposer les armatures suivantes :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.

Le ferrailage est fait avec M_{\max} et N_{corr} , sous l'effet de la combinaison $0,8G \pm E$, et la vérification avec $G+Q \pm E$.

V.3.2 Recommandations de RPA99 (version 2003)

➤ Armatures verticales

- Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,2%.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure.
- Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $(l/10)$ de la largeur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm.

➤ Armatures horizontales

- Les barres horizontales doivent être munies de crocher à 135° ayant une longueur de 10ϕ .
- Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

➤ **Condition exigée à l'armature verticale et horizontale**

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales de trumeaux, est donné comme suit :
 - ✓ Globalement dans la section du voile 0,15%.
 - ✓ En zone courante 0,1%
- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeur suivantes : $S \leq 1,5 a$ et $S \leq 30$ cm.
- Le diamètre des barres verticaux et horizontaux des voiles (à l'exception des zone d'about) ni devra pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - ✓ $40 \varnothing$ pour les barres situées dans les zones où le reversement du signe des efforts est possible.
 - ✓ $20 \varnothing$ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.
- Les efforts tranchant doivent être pris par les aciers de couverture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \cdot \frac{\bar{V}}{f_e}$$

$$\bar{V} = 1,4 V$$

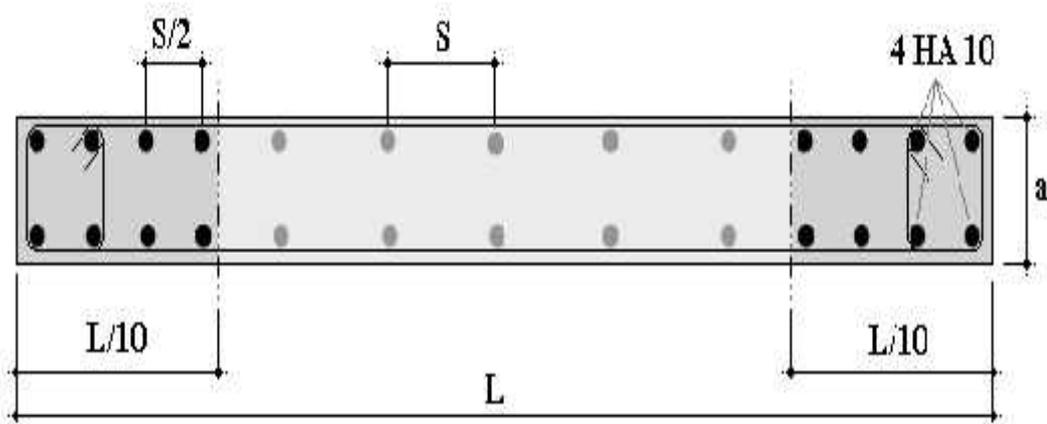


Figure V.8 Disposition des armatures verticales dans les voiles.

V.3.3 Calcul de ferrailage

V.3.3.1 Méthode de calcul

On utilise la méthode de Navier :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I}$$

Avec :

- N : effort normal appliqué.
- M : Moment fléchissant appliqué.
- A : Section transversale du voile.
- V : Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.
- I : Moment d'inertie.

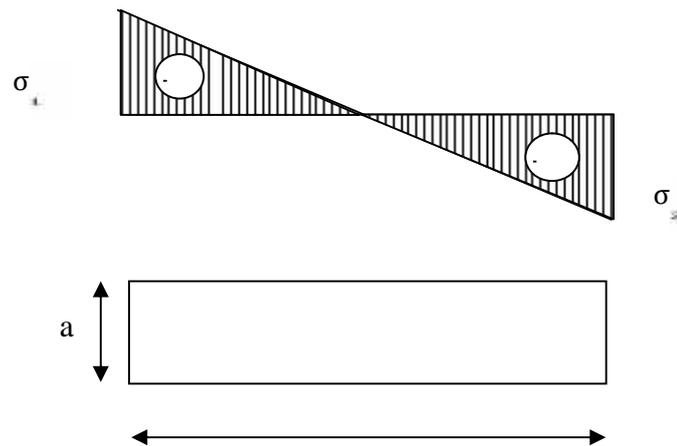
On distingue 3 cas :

- 1^{er} cas : $(\sigma_1; \sigma_2) \geq 0$ La section du voile est entièrement comprimée, la zone courante est armée par le minimum exigé par RPA99 ($A_{\min}=0,2\% \cdot a.L$).
- 2^{ème} cas : $(\sigma_1; \sigma_2) \leq 0$ La section du voile est entièrement tendue. on calcule le volume des contraintes de traction F_t .

D'où la section des armatures verticales $A_v = F_t / f_e$.

On compare A_v avec la section minimale et on prend le choix.

- 3^{ème} cas : 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.



L

Figure V.9 : Diagramme de contrainte.

V.3.4.8 Exemple de calcul (Voile dissymétriques 5 niveau RDC-1^{er}-2^{eme} 3^{eme} 4^{eme})

On prend l'exemple de 5^{eme} étage

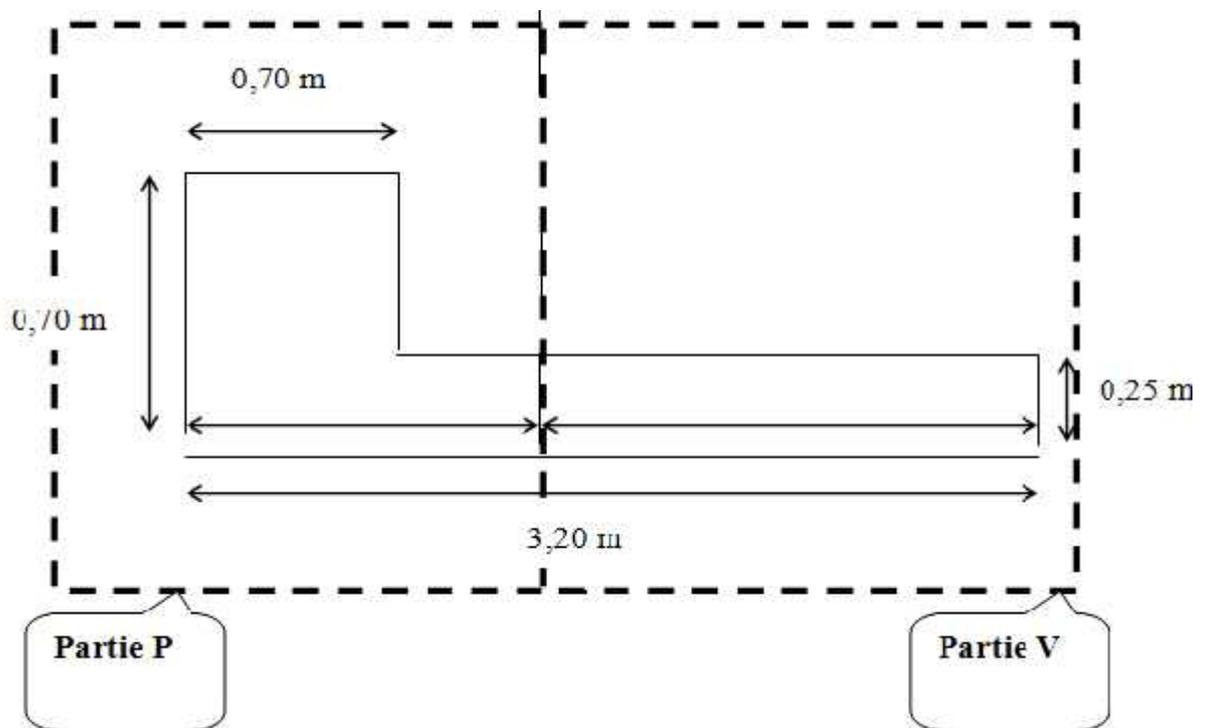


Figure V.10 : Voile dissymétrique.

- Caractéristique géométrique du voile :

- $A= 1.115 \text{ m}^2$.
- $V_1= 1.25 \text{ m}$.
- $V_2= 1.95 \text{ m}$.
- $I= 1.0487 \text{ m}^4$.

a)- Vérification des contraintes de compression sous (G+Q±E)

- $N= 3564.89 \text{ KN}$.
- $M= 2886.78 \text{ KN.m}$

$$\sigma_1 = \frac{3564.89}{1.115} + \frac{2886.78 \times 1.95}{1.0487} = 6.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_1 \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

b)- Ferrailage sous (0,8G±E)

On a :

- $N=-1796.86 \text{ KN}$.
- $M= 1898.54 \text{ KN.m}$
- $T= 607.79 \text{ KN}$.

- Calcul de la traction du partie P :

$$\sigma_1 = \frac{-1796.86}{1.115} + \frac{1898.54 \times 1.95}{1.0487} = 0.65 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{-1796.86}{1.115} - \frac{1898.54 \times 1.95}{1.0487} = -5.14 \text{ MPa}$$

La section donc est entièrement comprimée.

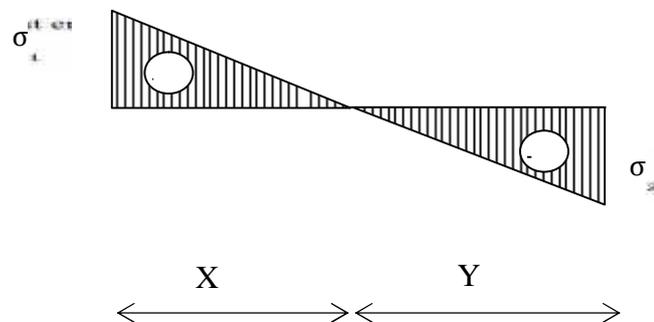


Figure V.11 : La traction du partie P.

- ✓ Longueur de la zone tendue :

$$X = \frac{\sigma_1}{\sigma_1 + \sigma_2} \times L = 2.84m$$

- ✓ Longueur de la zone comprimée

$$Y = L - X = 3.2 - 2.84 = 0.35 m$$

- ✓ Calcul de la contrainte σ_3

$$\frac{\sigma_2}{X} = \frac{\sigma_3}{(X - b)} \Rightarrow \sigma_3 = 3.87MP$$

- ✓ Détermination des armatures verticales (partie P)

- Coté poteau :

$$F_1 = \frac{(\sigma_2 + \sigma_3) \cdot b \cdot h}{2} = 2208.98 KN$$

$$A_p = A_{v1} = \frac{F_1}{\sigma_s} = 55.22 cm^2 (\text{Ferrailage pour les poteaux})$$

- Coté voile :

$$F_2 = \frac{\sigma_3 \cdot (X - b) \cdot e}{2} = 1036.50 KN$$

$$A_v = A_{v2} = \frac{F_2}{\sigma_s} = 23.95 cm^2 (\text{Ferrailage pour les zones d'about})$$

$$A_{vj} = 1,1 \cdot \frac{V}{f_e} \cdot \frac{X}{L} = 20.76 cm^2$$

- **Calcul de traction partie V**

- ✓ Calcul des contraintes :

$$\sigma_1 = \frac{-1796.86}{1.115} - \frac{1898.54 \times 1.25}{1.0487} = -3.87 MPa$$

$$\sigma_2 = \frac{-1796.86}{1.115} + \frac{1898.54 \times 1,25}{1.0487} = 1.91 MPa$$

La section est partiellement comprimée

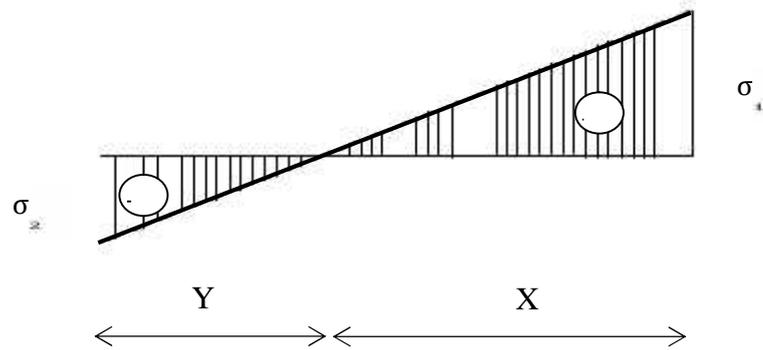


Figure V.12 : La traction du voté V.

- ✓ Longueur de la zone tendue

$$X = \frac{\sigma_1}{\sigma_1 + \sigma_2} \times L = 2.14m$$

- ✓ détermination des armatures verticales

$$F_1 = \frac{\sigma_1 \cdot b \cdot h}{2} = 1036.50 \text{ KN}$$

$$A_{v1} = \frac{F_1}{\sigma_s} = 25.91 \text{ cm}^2 \text{ (ferraillage pour les voiles).}$$

$$A_{vj} = 1,1 \cdot \frac{\bar{V}}{f_e} \cdot \frac{X}{L} = 15.64 \text{ cm}^2$$

- ✓ Vérification des armatures vis-à-vis du RPA99 (version 2003) :

$$A_{\min} = 0,2\% \cdot b \cdot h = 0,002 \cdot a \cdot X = 10.7 \text{ cm}^2$$

$$A_t > A_{\min}$$

On prend :

$$A_p = 12T25 = 58.91 \text{ cm}^2 \text{ (min exigé par le règlement)}$$

A_v :

Zone d'about : 2 x (6T16) avec espacement 10 cm.

Zone courant : 2 x (10T14) avec espacement 20 cm.

c)- Vérification du voile à l'effort tranchant

Il faut vérifier que :

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau} = 0,2 \cdot f_{c28} = 5\text{MPa}$$

b_0 : Épaisseur du voile.

d : hauteur utile $d=0,9 \cdot h$

h : hauteur totale (largeur) de la section brute.

$$\tau_b = \frac{1,4 \times 621,58 \times E3}{250 \times 2880} = 1,38 \leq \bar{\tau} = 0,2 \cdot f_{c28} = 5\text{MPa} \quad \text{C.V}$$

d)- Armature horizontales

Selon le règlement RPA99 (version 2003) :

$$A_h \geq 0,25\% \cdot a \cdot 1m = 3,75 \text{ cm}^2$$

On prend 5T10= 3,93 cm²

Avec espacement de 20cm/ml

N.B : Pour tous les voiles, on prend la même section d'armature horizontale

e)- Schéma du ferrailage

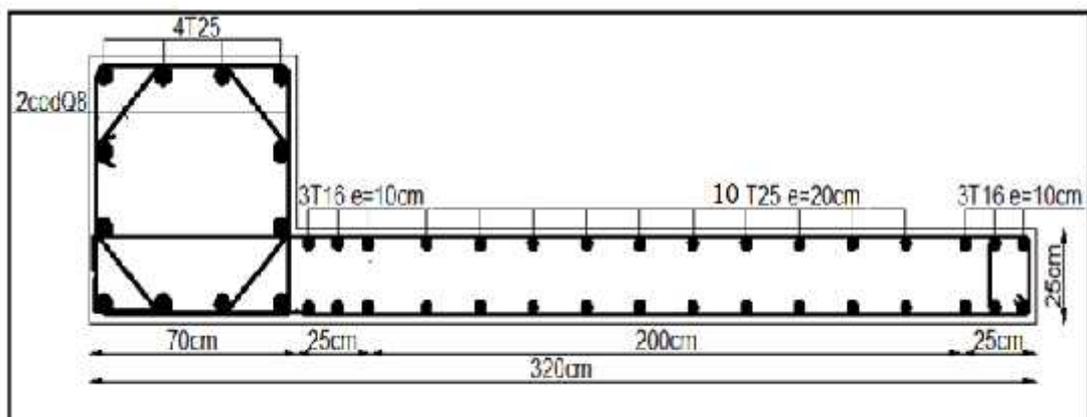


Figure V.13 : Schéma de ferrailage du voile.

V.3.4 Caractéristiques et ferrailage des voiles

V.3.4.1 Caractéristiques sens (X-X)

Tableau V.28 : Caractéristiques des voiles dissymétriques sens (X-X)

Niveau (étage)	L (m)	V ₁ (m)	N (KN)	M (KN.m)	T (KN)	A (m ²)	I (m ⁴)
5	2.85	1.37	366.33	440.22	282.29	0.747	0.5348
4	2.95	1.34	586.21	670.81	357.22	0.828	0.6617
3	3.00	1.32	837.60	1048.77	478.68	0.875	0.7325
2	3.05	1.3	1311.19	1542.52	565.19	0.927	0.8072
1	3.10	1.28	2159.86	2204.06	647.63	0.985	0.8851
RDC	3.20	1.25	3370.86	2884.053	617.64	1.115	1.0487

V.3.4.2 Caractéristiques sens (Y-Y)

Tableau V.29: Caractéristiques des voiles dissymétriques sens (Y-Y)

Niveau (étage)	L (m)	V ₁ (m)	N (KN)	M (KN.m)	T (KN)	A (m ²)	I (m ⁴)
5	2.85	1.37	-168.62	378.04	237.43	0.747	0.5348
4	2.95	1.34	-212.21	575.39	342.83	0.828	0.6617
3	3.00	1.32	-328.96	901.491	483.81	0.875	0.7325
2	3.05	1.3	-800.92	1320.01	583.14	0.927	0.8072
1	3.10	1.28	-1673.19	1866,62	607.79	0.985	0.8851
RDC	3.20	1.25	-1796.86	1898.54	607.79	1.115	1.0487

V.3.4.3 Ferrailage des voiles sens (X-X)

Tableau V.30 : Ferrailage des voiles dissymétriques sens (X-X)

Niveau (étage)	Partie	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	X (m)	Y (m)	Avj (cm ²)	A _p (cm ²)	A _v (cm ²)
5	P	1.5	-0.76	0.93	1.91	3.55	1.91	2.78
	V	-0.63	1.70	0.77	2.07	2.95	/	1.54
4	P	2.06	-0.92	0.91	2.03	4.25	3.52	4.19
	V	-0.65	2.34	0.64	2.30	2.99	/	1.30
3	P	2.84	-1.44	1.01	1.98	6.21	6.81	7.98
	V	-0.93	3.36	0.65	2.34	4.09	/	1.89
2	P	3.89	-1.92	1.00	2.04	7.20	10.61	7.20
	V	-1.06	4.75	0.55	2.49	3.99	/	1.87
1	P	5.05	-1.44	1.01	1.98	6.21	6.81	7.98
	V	-0.93	3.36	0.65	2.34	4.09	/	1.89
RDC	P	6.46	-2.33	0.85	2.34	6.32	16.86	17.06
	V	-0.41	8.38	0.15	3.04	1.11	/	0.19

V.3.4.4 Ferrailage des voiles sens (Y-Y)

Tableau V.31 : Ferrailage des voiles dissymétriques sens (Y-Y)

Niveau (étage)	Partie	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	X (m)	Y (m)	Avj (cm ²)	A _p (cm ²)	A _v (cm ²)
5	P	0.74	-1.27	1.79	1.05	5.77	3.51	4.64
	V	-1.19	0.82	1.68	1.16	5.41	/	6.30

4	P	0.9	-1.65	1.91	1.04	8.52	7.39	5.75
	V	-1.42	1.14	1.63	1.31	7.31	/	7.26
3	P	1.24	-2.44	1.98	1.01	12.32	13.34	8.48
	V	-2.00	1.69	1.62	1.37	10.09	/	10.16
2	P	1.26	-3.72	2.27	0.77	16.77	24.07	15.26
	V	-2.98	1.99	1.82	1.22	13.45	/	17.08
1	P	0.93	-5.53	2.65	0.44	21.42	44.19	20.45
	V	-4.33	2.13	2.07	1.02	16.77	/	22.11
RDC	P	0.65	-5.14	2.84	0.35	20.76	55.22	23.95
	V	-3.87	1.91	2.14	1.05	15.64	/	25.91

.3.4.5 Choix de ferrailage des voiles

Tableau V.32 : Choix de ferrailage des voiles sens (X-X)

Niveau (étage)	Le choix				Espaceement (cm)	
	Zones d'about	As choisit (cm)	Zones courant	As choisit (cm)	Zones d'about	Zones courant
5	12T12	13.57	20T12	22.63	10	20
4	12T12	13.57	20T12	22.63	10	20
3	12T12	13.57	20T12	22.63	10	20
2	12T12	13.57	20T12	22.63	10	20
1	12T12	13.57	20T12	22.63	10	20
RDC	12T14	18.47	20T12	22.63	10	20

Tableau V.33 : Choix de ferrailage des poteaux lié aux voiles (X-X)

Niveau	Section	A_p (cm ²)	Choix	A_s (cm ²)
5	35x35	1.61	8T12	9.05
4	45x45	3.5	8T12	9.05
3	50x50	6.81	8T14	12.31
2	55x55	10.61	8T14	12.31
1	60x60	8.81	8T14	12.31
RDC	70x70	16.86	12T14	18.47

Tableau V.34 : Choix de ferrailage des voiles sens (Y-Y)

Niveau (étage)	Zones d'about	Le choix		As choisit (cm)	Espacement (cm)	
		As choisit (cm)	Zones courant		Zones d'about	Zones courant
5	12T12	13.58	20T12	22.63	10	20
4	12T12	13.58	20T12	22.63	10	20
3	12T12	13.58	20T12	22.63	10	20
2	12T14	18.47	20T12	22.63	10	20
1	12T16	24.13	20T12	22.63	10	20
RDC	12T16	24.13	20T14	30.79	10	20

CHAPITRE V FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

Tableau V.35 : Choix de ferrailage des poteaux lié aux voiles (Y-Y)

Niveau	Section	A_p (cm ²)	Choix	AS(cm ²)
5	35x35	3.51	4T14+4T12	10.68
4	45x45	7.39	4T14+4T12	10.68
3	50x50	13.34	8T16	16.08
2	55x55	24.07	12T16	24.13
1	60x60	44.19	4T25+8T20	44.77
RDC	70x70	55.22	12T25	58.91

Remarque

D'après les deux tableaux précédents on prend le ferrailage de sens Y-Y

V.3.4.6 Vérification de la contrainte limite du béton

Il faut vérifier que

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

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant

CHAPITRE V FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

Tableau V.36 : Vérification de la contrainte limite du béton

Sens	Voile	N (KN)	M (KN.m)	$\frac{N}{\sigma_b}$ (MPa)	condition
(X-X)	5	401.47	467.99	1.73	Vérifié
	4	654.38	693.54	2.19	Vérifié
	3	937.63	1068.68	2.99	Vérifié
	2	1438.3	1563.92	4.07	Vérifié
	1	2311.5	2227.90	5.56	Vérifié
	RDC	3564.89	2886.78	6.63	Vérifié
(Y-Y)	5	135.97	402.58	1.21	Vérifié
	4	147.87	596.92	1.38	Vérifié
	3	233.21	920.41	1.92	Vérifié
	2	677.78	1337.11	2.88	Vérifié
	1	1523.31	1882.12	4.26	Vérifié
	RDC	3992.92	2426.28	6.47	Vérifié

V.3.4.7 Vérification de l'effort tranchant

Il faut vérifier que

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau} = 0,2 \cdot f_{c28} = 5\text{MPa}$$

b_0 : Épaisseur du voile

d : hauteur utile $d=0,9 \cdot h$

h : hauteur totale (largeur) de la section brute

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant

CHAPITRE V FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

Tableau V.37 : Vérification de l'effort tranchant des voiles

Sens	Voile	T (KN)	τ_D (MPa)	condition
(X-X)	5	301.07	0.65	Vérifié
	4	369.10	0.76	Vérifié
	3	489.84	1.01	Vérifié
	2	576.81	1.17	Vérifié
	1	661.14	1.32	Vérifié
	RDC	621.58	1.20	Vérifié
(Y-Y)	5	251.67	0.54	Vérifié
	4	352.04	0.74	Vérifié
	3	492.19	1.02	Vérifié
	2	590.08	1.20	Vérifié
	1	670.07	1.34	Vérifié
	RDC	607.60	1.18	Vérifié

Chapitre VI : Etude du sol

VI.1 Introduction

L'étude du sol est une étape très importante dans tout projet de construction, c'est la dernière étape que nous devons faire avant de passer au calcul des fondations.

L'objet de cette étude porte sur la connaissance du comportement et la réaction du sol vis-à-vis des charges qui lui sont appliquées.

A partir des caractéristiques du sol, nous devons dimensionner notre fondation qui doit satisfaire aux conditions suivantes :

- Sécurité vis-à-vis des tassements,
- Sécurité à la rupture,
- profondeur d'ancrage minimale,
- Sécurité vis-à-vis du renversement.

VI.2 Reconnaissance géotechnique

Le but de la reconnaissance du sol est d'obtenir d'une part des informations qualitatives sur la structure géologique du sol (nature, profondeur, pendage des couches, niveau de la nappe d'eau, présence des stratifications) obtenues par observation et mesures sur terrain, et d'autre part des informations quantitatives sur les propriétés physique et chimique du sol obtenues à l'aide des essais courants de mécanique des sols.

La synthèse des deux catégories d'informations permet de concevoir correctement un système de fondation pouvant transmettre la surcharge de la structure au sol, sans que ce dernier subisse des déformations pouvant gêner l'exploitation de l'ouvrage.

En outre, une telle démarche permet d'éviter certains problèmes géotechniques comme le glissement du terrain, le gonflement du sol. La reconnaissance du sol est couramment effectuée suivant deux méthodes possibles, qui peuvent d'ailleurs se compléter. Ce sont :

- Méthode géophysique.
- Sondage mécanique.

Les essais en mécanique des sols sont de deux types :

- Essai in-situ.
- Essai au laboratoire.

VI.2.1 Méthodes géophysique

Ce sont des essais à réaliser en surface du sol et qui peuvent donner des informations qualitatives générales.

VI.2.2 les sondages mécanique

1. Essais –in situ

Essais in-situ ou l'essai est réalisé sur terrain, il a comme avantages d'éviter le problème de remaniement des échantillons de sol extraits à partir d'un sondage, il est plus représentatif de l'état naturel du sol, plus rapide, et est moins cher qu'un essai de laboratoire.

Dans notre projet les essais in-situ comportent :

- une campagne de pénétration dynamique.
- Une campagne géologique par sondage carotté.

1 .a. Essai de pénétration dynamique

Treize (13) essais de pénétration dynamique ont été réalisés sur site de façon à couvrir toute la superficie étudiée.

Principe de l'essai

L'idée de la pénétration dynamique d'une tige munie d'un cône dans le sol est ancienne. Cet essai a été initialement conçu pour apprécier qualitativement la densité des sols pulvérulents dont il est quasi –impossible d'en extraire des échantillons intacts.

L'essai DTP est le plus simple et le moins coûteux des essais in-situ, ce qui explique qu'il est le plus utilisé.

Résultats des essais

Les pénétrogrammes obtenus, montrent que le sol accuse en générale une moyenne à assez bonne résistance dynamique au delà du premier mètre.

Les valeurs de résistances dynamique oscillant généralement entre 20 et 60 bars avec des pics allant jusqu'à 200 bars, entre 1 et 5m de profondeur par endroit.

Les essais ont enregistré des refus entre 3,6 et 6,2m de profondeur.

1.b. Sondage carotté

Quatre (04) sondages carottés dont trois (03) profonds de 15 m ont été réalisés sur site conformément au plan d'implantation.

Les coupes de ces sondages montrent la lithologie suivante :

Sondage n°1 /

0.00 – 0.80 : Remblai.

0.80 – 3.80 : Sable limono- argileux marron rougeâtre.

3.80 – 9.20 : Alternance de sable et blocs gréseux jaunâtre.

9.20 - 12.00 : Marne grise.

Sondage n°2/

0.00 – 1.00 : Remblai.

1.00 – 3.00 : Argile graveleuse brunâtre.

3.00 – 8.00 : Sable fin et blocs de grés.

8.00 – 9.00 : Marne altérée jaune verdâtre.

9.00 – 15.00 : Marne grise.

Sondage n°3 /

0.00 – 0.70 : Remblai.

0.70 – 3.00 : Argile graveleuse brunâtre et blocs de grés jaunâtre.

3.00 – 8.00 : Sable jaunâtre jaunâtre.

8.00 – 9.20 : Grés jaunâtre.

9.20 - 11.00 : Marne altérée jaune verdâtre.

11.00 -12.00 : Marne grise.

Sondage n°4/

0.00 – 0.50 : Remblai.

0.50 – 0.80 : Sable argilo – limoneux jaune rougeâtre.

0.80 – 1.50 : Sable peu argileux jaunâtre.

1.50 – 2.00 : Blocs gréseux dans une matrice argileuse.

2.00 – 9.20 : Alternance grés et sable grésifié.

9.20 - 10.50 : Marne altéré jaune verdâtre.

10.50 –12.00 : Marne grise.

2. Essais au laboratoire

Un sondage mécanique est réalisé sur le terrain pour récupérer des échantillons de sol intacts et effectuer des essais mécaniques (cisaillement à la boîte, essai triaxial, compression simple,.....), et de compressibilité (oedomètre), ou remaniés pour l'identification du sol (limite d'Atterberg, analyse granulométrique, essai de compactage de Proctor).

2.1 Classifications et détermination des caractéristiques physiques du sol

Avant toute interprétation ou calcul il faudrait présenter toute les caractéristiques physiques concernant notre sol.

Les caractéristiques physiques

Tableau VI.1 : Caractéristiques physiques du sol

Sondage	Profondeur (m)	d(kN/m ²)	h (kN/m ²)	W(%)	Sr(%)
02	7.40-7.90	13.6	18.8	37.3	100
	9.40-10.0	14.2	18.9	33.7	99
	13.0 -13.6	14.5	19.2	32.3	100
03	2.2 -2.50	15.2	19.7	29.5	100
	9.45 -10.0	13.6	18.5	36.4	100
	11.0 -11.45	14.3	19.0	32.7	99

Classification des sols selon le système L.C.P.C

L'analyse granulométrique permet de déterminer la distribution en poids des grains du sol suivant leur dimension, les grains sont séparés en classe, chaque classe représente un pourcentage en poids du matériau.

La classification de L.C.P.C repose d'abord sur l'étude de la courbe granulométrique, en tenant compte des abaques de Casagrande et les limites d'Atterberg.

Tableau VI.2 : Résultats de la classification des sols selon L.C.P.C

Sondage	Profonde(m)	% des éléments en point ayant $\phi < 80\mu\text{m}(\%)$	Wl(%)	Wp(%)	D60 (mm)	D30 (mm)	D10 (mm)	classe
01	3.20	10.50	-	-	0.45	0.27	-	SA-SM
02	3,00-4,00	11.50	-	-	0.78	0.28	-	SA-SM
	7.40-7.90	97.00	75	34	0.01	-	-	AT
	9,40-10,0	95.00	66	28	0.01	-	-	AT
	13,0-13,6	98.00	65	31	0.01	-	-	AT
03	2.2-2.5	78.00	73	31	0.03	-	-	AT

Essai des limites d'Atterberg

Le comportement de l'argile dépend essentiellement de son état physique, ce dernier est déterminé par la teneur en eau, l'essai permet de délimiter les (03) trois états physique : solide, liquide et plastique par des teneurs en eau limites, limite de liquidité W_L et limite de plasticité W_P .

Tableau VI.3 : Limites d'Atterberg

Sondage	profondeur	W_L (%)	I_p (%)
02	7.40-7.90	75	41
	9.40/10	66	38
	13.0/13.6	65	34
03	2.2/2.50	73	42
	9.45/10	72	42
	11.1145	57	27

Les points représentatifs des limites d'Atterberg sur le diagramme de plasticité de Casagrandemontre que le sol est d'une plasticité élevée.

2.2 Essais mécaniques**Essai de cisaillement rectiligne à la boîte de casagrande**

L'essai de cisaillement permet de déterminer les caractéristiques mécaniques de sol qui sont la cohésion C et l'angle de frottement .

Dans notre cas, on a réalisé des essais de cisaillement de type consolidé non drainé (c u).

Les valeurs des caractéristiques mécanique c et sont récapitulées sur le tableau suivant :

Tableau VI.4 : Caractéristique mécanique du sol

Sondage	Profondeur(m)	C (bar)	(°)
02	7,4/7.90	1.05	15
	9,40/10,0	0.69	17
	13,0/13.6	0.88	21
03	2,20 -2,50	0.21	16
	9,45/10,0	0.57	10
	11,00 -11,45	0.76	14

Essais de compressibilité à l'oedomètre

Il consiste à exercer sur l'échantillon des contraintes normales par palier successifs en présence de l'eau, la variation du volume est mesurée à chaque palier jusqu'à ce qu'une stabilisation soit atteinte. Les résultats sont donnés sous forme de courbes visualisant la variation de l'indice des vides du sol en fonction de $\log(\sigma)$.

A partir de ces courbes, on déduit graphiquement le coefficient de gonflement (c_g), de compression c_c et de sur-consolidation c_s .

les résultats des essais oedométriques réalisés sont donnés ci après :

Tableau VI.5 : Résultats de l'essai de compressibilité

Sondage	Profondeur (m)	c_c (bars)	c_c	C_g
02	7,40/7,90	3.76	0.256	0.081
	9,40/10,0	3.80	0.166	0.055
	13,0/13,6	3.89	0.153	0.47
03	2,20/2,5	3.20	0.163	0.061
	9,45/10,0	3.77	0.299	0.093
	11,00/11,45	3.89	0.149	0.042

Analyse chimique

Des échantillons de sol ont été soumis à des analyses chimiques afin de déterminer le potentiel d'ions agressifs présents dans le terrain.

Le tableau ci-dessous montre les résultats obtenus :

Tableau VI.6 : Résultats de l'analyse chimique

Sondage	Profondeur(m)	Sulfates SO_4^{--}	Carbonates $CaCO_3$
01	2.2/2.7	Traces	14.43

VI.3 capacité portante du sol

La capacité portante admissible du sol peut être déterminée de deux (02) manières :

Soit à partir des essais mécaniques réalisés au laboratoire, soit à partir des essais in-situ.

a/- A partir des essais in-situ (pénétromètre dynamique)

La contrainte admissible du sol (q_{adm}), déduite des essais de pénétration dynamique, est égal au vingtième de la valeur moyenne minimale de la résistance dynamique enregistrée par les essais.

$$q_{adm} = q_d / F$$

Avec :

q_d : la résistance dynamique en pointe.

F : coefficient de sécurité.

On a : $q_d = 30$ bars.

$$F = 20.$$

$$q_{adm1} = 30 / 20 = 1,5 \text{ bars.}$$

b/- A partir des essais au laboratoire

la contrainte admissible déduite des essais de laboratoire est donnée par la formule suivante :

$$q_{adm} = \gamma' \cdot D + \frac{0,5 \cdot \gamma' \cdot N_\gamma(\varphi) + \gamma' \cdot D \cdot (N_q(\varphi) - 1) + c \cdot N_c(\varphi)}{F_s}$$

Comportement à long terme ; comportement drainé : $\varphi = 0$.

$$\gamma' = \gamma_d \cdot \left(1 - \frac{\gamma_w}{\gamma_s}\right) = 14,04 \cdot \left(1 - \frac{10}{27}\right) = 8,84 \text{ kN/m}^3.$$

Avec :

γ' : Poids volumique déjaugé.

D : Profondeur d'ancrage.

B : Largeur de la fondation.

N_γ, N_q, N_c : Facteurs de portance. [9].

$$\text{Pour } \varphi = 10^\circ \quad N_\gamma = 1,00 \quad N_q = 2,49 \quad N_c = 8,45$$

La valeur de la contrainte admissible du sol obtenue pour une semelle filante de 1,5m de largeur et ancrée à 3,5m de profondeur est $q_{adm2} = 2,09$ bars.

VI.4 Conclusion

La contrainte admissible que l'on prend est le minimum des deux contraintes :

$$q_{adm} = \min (q_{adm1} ; q_{adm2}) = 1,5 \text{ bars.}$$

Chapitre VII : Etude des fondations

VII.1 Introduction

Les fondations représentent un élément important dans la construction parasismique ; c'est le lien entre le sol et la structure.

L'expérience montre, en effet, que les bâtiments avec des fondations sommairement étudiées ont un comportement beaucoup plus défavorable que ceux correctement étudiées et solidement fondées.

VII.2 Critères du choix du système de fondation

Le choix du type de fondation doit faire l'objet de soins attentifs, et être compatible avec le type de structure, d'où :

- Il convient d'éviter d'asseoir la construction sur deux formations géologiques de propriétés mécaniques très différentes.
- Il est souhaitable d'éviter d'associer sous un même bloc des systèmes de fondations très différentes.
- Il convient que la cote à laquelle sont descendues les fondations soit aussi uniforme que possible et d'éviter le décrochement brutaux.
- Il est nécessaire de disposer au niveau des points d'appui (semelles) un réseau bidirectionnel de longrines tendant à s'opposer à leur déplacement relatif horizontal tant en compression qu'en extension, De même, dans certains cas, un dallage lié à la structure peut être suffisant.

VII.3 Etude des fondations

VII.3.1 Introduction

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la structure, dans le cas général, un élément (poteau ou voile) peut transmettre à sa fondation :

- * Un effort normal : charges verticale centré dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- * Un moment qui s'exercer dans des plans différents.

Compte tenu de ces sollicitations, la conception générale des fondations doit assurer la cohérence du projet vis-à-vis du site, du sol et de l'ouvrage.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

La fondation est de plusieurs types, nous avons:

- * Les fondations superficielle (semelles isolées, semelles sous murs, semelles filantes sous poteaux, radiers) $D/B \leq 4$.
- * Les fondations semi profondes (sur puits) $4 < D/B < 10$.
- * Les fondations profondes (sur pieux) $D/B \geq 10$.

Le calcul des fondations ne peut se faire que lorsque l'on connaît :

- * La charge totale qui doit être transmise aux fondations (donc au sol).
- * Les caractéristiques du sol sur lequel doit reposer la structure.

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres dont on cite :

- * Type d'ouvrage construire.
- * Les caractéristiques du sol support.
- * La nature et l'homogénéité du bon sol.
- * La capacité portance de terrain de fondation.
- * La charge totale transmise au sol.
- * La raison économique.
- * La facilité de réalisation.
- * Le type de la structure.

VII.3.2 Le choix de type de fondation

On suppose que l'effort normal prévenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante :

$$\Rightarrow S \geq \frac{N}{\dagger_{sol}} \frac{N}{S} \leq \dagger_{sol}$$

Avec

N : effort normal appliqué sur la fondation à l'ELS.

S : la surface de la fondation.

τ_{sol} : contrainte admissible du sol ; ($\tau_{sol} = 1.50$ bars)

VII.3.3 Semelles filantes

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouvent dans la même ligne.

On doit vérifier que: $\tau_{sol} \geq \frac{N}{S}$

Tel que:

$N = \sum N_i$ de chaque file de poteaux.

$S = B \times L$

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la file considérée.

$$\Rightarrow B \geq \frac{N}{L \tau_{sol}}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau VII.1: Sections des semelles filante (sens X-X)

Files	N_u (kN)	L(m)	B(m)	$B^{choisie}$ (m)	S(m ²)
1	2755.78	13.40	1.37	1.50	20.10
2	5360.79	13.40	2.66	2,70	36.18
3	5824.52	13.40	2.89	2,90	38.86
4	4704.38	13.40	2.34	2,40	32.16
5	5727.37	13.40	2.84	2,90	38.86
6	5101.26	13.40	2.53	2,60	34.84
7	5099.60	13.40	2.53	2,60	34.84
8	4494.01	13.40	2.23	2,30	30.82
9	4701.30	13.40	2.33	2,40	32.16
10	3870.51	13.40	1.92	2,00	26.8
11	5138.65	13.40	2.55	2,60	34.84
12	6300.09	13.40	3.13	3,20	42.88
13	6180.05	13.40	3.07	3,10	41.54
14	2898.23	13.40	1.44	1,50	20.1

Tableau VII.2: Sections des semelles filantes (sens Y-Y)

Files	N_u (kN)	L(m)	B(m)	$B^{choisie}$ (m)	S(m ²)
1	18947.22	65.39	1.93	2.00	130.78
2	31734.94	65.39	3.23	3.30	225.78
3	17474.38	65.39	1.78	1.80	117.70

Remarque

Nous avons $474.27 > 925.26/2$ donc : $S_f > S_{ouv}$

Telle que

S_f : la surface du semelle filante(sens Y-Y)

S_{ouv} : la surface de l'ouvrage

Conclusion

Les semelles filantes sont encombrées, c.-à-d la somme des surfaces des semelles est supérieur à 50 de la surface de l'ouvrage, donc on adopte un radier générale.. [6]

VII.4 Radier général

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction.

Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée; dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées de grande hauteur.

Dans notre cas, on optera pour un radier nervuré (plus économique que pratique).

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

Surface nécessaire

La surface nécessaire du radier peut être déterminée par la formule suivante: $\dagger_{\max} \leq \dagger_{sol}$

$$\dagger_{\max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \dagger_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\dagger_{sol}}$$

$$\text{Pour: } \begin{cases} N = 68156.54kN \\ \dagger_{sol} = 1,5bars \end{cases}$$

$$S_{nec} = 454.37m^2.$$

La section nécessaire est inférieure à celle du bâtiment 925.26 m^2 donc on opte pour un débord $0,5\text{m}$ de chaque coté.

La surface totale du radier est 1006.35 m^2 .

Pré dimensionnement du radier

1. Dalle

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes:

Condition forfaitaire: [7]

$$\frac{L_{\max}}{25} \leq h_1 \leq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec:

L_{\max} : La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{\max} = 7.20\text{m} \Rightarrow 28.8\text{cm} \leq h_1 \leq 36\text{cm} \quad h_1 = 30\text{cm}$$

Condition de la raideur

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la longueur élastique définie par l'expression suivante: $L_{\max} \leq \frac{f}{2} L_e$

$$\text{Avec: } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$$

I : Inertie de la section transversale du radier $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$

E : Module d'élasticité du béton (prendre en moyenne $E=32164,2\text{MPa}$).

b : Largeur de la semelle par bande d'un mètre ($b=1\text{m}$).

K : Coefficient de raideur du sol ($0,5\text{kg/cm}^3 \leq K \leq 12\text{kg/cm}^3$).

On pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes :

- $K=0,5[\text{kg/cm}^3]$ 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.

$$\text{On aura: } h_2 \geq \sqrt[3]{\frac{3K \left(\frac{2L_{\max}}{f} \right)^4}{E}} \Rightarrow h_2 \geq 59.08\text{cm}$$

Nous avons un très mauvais sol vu sa faible portance $K=0,5[\text{kg/cm}^3]$

Et $L_{\max}=7.2 \text{ m}$. $h_2=59.08 \text{ cm}$.

Condition de cisaillement: [2]

On doit vérifier que: $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$

$$\text{Avec: } T_u = \frac{qL}{2} \quad ; \quad q = \frac{N_u \cdot 1\text{ml}}{S_{rad}}$$

$N_u = N_u$ (superstructure)

$$N_u = 68156.54\text{kN}$$

$$L = 7.2\text{m} ; b = 1\text{m}$$

$$\tau_u = \frac{qL}{2bd} = \frac{N_u L \cdot 1\text{ml}}{2S_{rad} \cdot b \cdot d} = \frac{N_u L}{2S_{rad} \cdot b \cdot (0,9h)} \leq \bar{\tau}$$

$$h \geq \frac{N_u L \cdot 1\text{ml}}{2S_{rad} b (0,9\bar{\tau})} = 10.83\text{cm}$$

$$\Rightarrow h_3 \geq 10.83\text{cm}$$

Conclusion

$$h \quad \text{Max}(h_1 ; h_2 ; h_3) = 59.08 \text{ cm}$$

On prend : $h = 60\text{cm}$

2. Nervures

Condition de coffrage : (largeur de la nervure)

$$b \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{720}{10} = 72\text{cm}$$

On opte pour $b = 75\text{cm}$

La hauteur des nervures

Condition de poinçonnement

$$N_u \leq 0,045 U_c \cdot h \cdot f_{c28}$$

Avec :

N_u : Effort normal du poteau le plus sollicité ($N_u = 3125.53\text{kN}$)

U_c : Périmètre de contour au niveau de feuillet moyen ($U_c = 2[(a+b) + 2h]$)

a, b : Dimensions du poteau du RDC (70×70).

$$N_u \leq 0,045 (4a + 4h) h \cdot f_{c28}$$

$$\Rightarrow h_1 \geq 26.008\text{cm}$$

Condition de la flèche

La hauteur des nervures se calcule par la formule qui suit:

$$\frac{L_{\max}}{15} < h_2 < \frac{L_{\max}}{10}$$

On a : $L_{\max} = 7.20 \text{ m}$

$$\Rightarrow 48 \text{ cm} < h_2 < 72 \text{ cm}$$

On prend: $h_2 = 55 \text{ cm}$

Conclusion

$h \text{ Max } (h_1 ; h_2) = 55 \text{ cm}$

On prend : $h = 60 \text{ cm}$

Résumé

- Epaisseur de la dalle du radier $h = 60 \text{ cm}$
- Les dimensions de la nervure: $\begin{cases} h_N = 60 \text{ cm} \\ b = 75 \text{ cm} \end{cases}$

d/- Caractéristiques géométriques du radier**Position du centre de gravité**

$$x_G = 33.495 \text{ m}$$

$$y_G = 7.5 \text{ m}$$

Moments d'inertie

$$I_{xx} = 18840.93 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 375785.4 \text{ m}^4$$

e/- Vérification de la stabilité du radier

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage qui est dû aux efforts horizontaux.

Le rapport $\frac{M_s}{M_R}$ doit être supérieur au coefficient de sécurité 1,5 $\left(\frac{M_s}{M_R} > 1,5 \right)$

Avec:

M_s : Moment stabilisant sous l'effet du poids propre.

M_R : Moment de renversement dû aux forces sismique.

Avec: $M_R = M_0 + V_0 h$

M_0 : Moment à la base de la structure.

V_0 : L'effort tranchant à la base de la structure.

h : Profondeur d'ancrage de la structure.

Sens x-x

$M_0 = 19619.6 \text{ kNm}$; $V_0 = 11480.57 \text{ kN}$; $h = 3.50 \text{ m}$

Donc: $M_R = 59801.59 \text{ kNm}$

$N = N_1 + N_2$

Avec

$N_1 = 68156.54 \text{ kN}$

N_2 : Poids propre du radier.

$N_2 = \gamma_b \cdot S \cdot h = 25 \times 1006.35 \times 0.60 = 15095.25 \text{ kN}$

Donc: $N = 83251.79 \text{ kN}$

$M_s = N \cdot x_G = 2786021.152 \text{ kNm}$

$$\frac{M_s}{M_R} = 46.58 > 1.5 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Sens y-y

$M_0 = 295467.62 \text{ kNm}$; $V_0 = 12840.44 \text{ kN}$; $h = 3.50 \text{ m}$

Donc: $M_R = 340409.16 \text{ kNm}$

$M_s = N \cdot y_G = 624388.425 \text{ kNm}$

$$\frac{M_s}{M_R} = 1.83 > 1.5 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Conclusion

Le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieur à 1,5 ; donc notre structure est stable dans les deux sens.

f/- Calcul des contraintes

$\sigma_{sol} = 1.5 \text{ bars}$.

Les contraintes du sol sont données par:

a. Sollicitation du premier genre

À l'ELS: $\dagger_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{49504.96}{1006.35} = 49.19 \text{ kN/m}^2$

$\dagger_{ser} = 49.19 \text{ kN/m}^2 < \dagger_{sol} = 150 \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$

b. Sollicitation du second genre

On doit vérifier les contraintes sous le radier (σ_1 ; σ_2)

Avec:

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} V$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} V$$

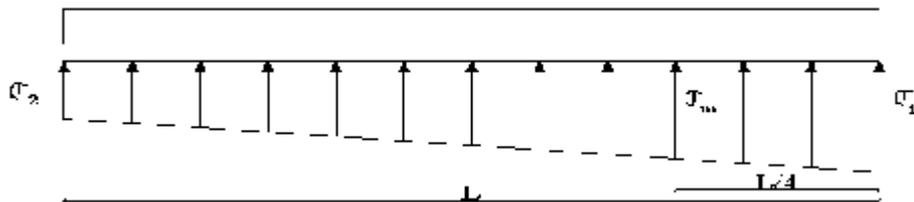


Figure VII.1 : Distribution des contraintes sous le radier.

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.

$$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \text{ Reste toujours inférieur à } 1,33 \sigma_{sol} \text{ (1)}$$

ELU

$N_u = 1,35G + 1,5Q = 68156.54 \text{ kN}$

M : est le moment de renversement.

$\sigma_{sol} = 150 \text{ kN/m}^2$

Tableau VII.3: Contraintes sous le radier à l'ELU

	$1(\text{kN/m}^2)$	$2(\text{kN/m}^2)$	$\dagger_m \left(\frac{L}{4} \right) (\text{kN/m}^2)$
Sens x-x	174.02	38.50	137.89
Sens y-y	74.51	60.93	71.115
Vérification	$1^{\max} < 1,5 \text{ sol}$	$2^{\min} > 0$	$\dagger \left(\frac{L}{4} \right) < 1,33 \dagger_{\text{sol}}$

ELS

$$N_{\text{ser}} = 49504.96 \text{ kN}$$

$$s_{\text{ol}} = 150 \text{ kN/m}^2$$

Tableau VII.4: Contraintes sous le radier à l'ELS

	$1(\text{kN/m}^2)$	$2(\text{kN/m}^2)$	$\dagger_m \left(\frac{L}{4} \right) (\text{kN/m}^2)$
Sens x-x	67.19	61.19	65.69
Sens y-y	64.86	63,52	64.52
Vérification	$1^{\max} < 1,5 \text{ sol}$	$2^{\min} > 0$	$\dagger \left(\frac{L}{4} \right) < 1,33 \dagger_{\text{sol}}$

Conclusion

Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

c. Détermination des sollicitations les plus défavorables

Le radier se calcule sous l'effet des sollicitations suivantes :

ELU

$$\dagger_u = \dagger \left(\frac{L}{4} \right) = 137.89 \text{ kN} / \text{m}^2$$

ELS

$$\dagger_{\text{ser}} = \dagger \left(\frac{L}{4} \right) = 65.69 \text{ kN} / \text{m}^2$$

g/- Ferrailage du radier

Le ferrailage de la dalle du radier se fait comme celui d'une dalle de plancher.

La fissuration est considérée préjudiciable.

1. Ferrailage de la dalle du radier**Détermination des efforts : [2]**

- Si $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de

la dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit :

$$M_x = \alpha_x q L_x^2 \dots \dots \dots \text{sens de la petite portée.}$$

$$M_y = \alpha_y M_x \dots \dots \dots \text{sens de la grande portée.}$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont encastrés aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

Panneau de rive

- Moment en travée: $M_{tx} = 0,85M_x$

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

- Moment sur appuis: $M_{ax} = M_{ay} = 0,3M_x$ (appui de rive)

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x \text{ (autre appui)}$$

Panneau intermédiaire

- Moment en travée: $M_{tx} = 0,75M_x$

$$M_{ty} = 0,75M_y$$

- Moment sur appuis: $M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x$

- Si $\frac{L_x}{L_y} < 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens.

- Moment en travée: $M_t = 0,85M_0$

- Moment sur appuis: $M_a = 0,5M_0$

$$\text{Avec: } M_0 = \frac{q l^2}{8}$$

Valeur de la pression sous radier**ELU**

$$q_u = \dagger_m^u \cdot 1m = 137.89 \text{ kN / m}$$

ELS

$$q_{ser} = \dagger_m^{ser} \cdot 1m = 65.69kN / m$$

Moment en travée et sur appuis à l'ELU (=0)

On a le rapport des panneaux $0,4 < \frac{L_x}{L_y} = \frac{5.45}{6.6} = 0,82 < 1,0 \Rightarrow$ la dalle travaille

dans les deux sens.

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VII.5: Calcul des moments à l'ELU

L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	q_u (kN/m)	M_x (kNm)	M_{tx} (kNm)	M_y (kNm)	M_{ty} (kNm)	M_a (kNm)
5.45	6.6	0,82	0,056	0,595	137.89	282.63	240.23	168.16	142.63	141.31

Moment en travée et sur appuis à l'ELS (=0,2)

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VII.6: Calcul des moments à l'ELS

L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	q_{ser} (kN/m)	M_x (kNm)	M_{tx} (kNm)	M_y (kNm)	M_{ty} (kNm)	M_a (kNm)
5.45	6.6	0,82	0,063	0,710	65.69	122.92	104.82	87.27	74.17	61.46

Calcul du ferrailage

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis.

On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant:

$$f_{c28}=25MPa ; f_{t28}=2,1MPa ; f_{bc}=14,17MPa ; f_e=400MPa ; f_s=348MPa ; b=100cm ;$$

$$h=60cm$$

$$d=0,9h=54cm$$

Section minimale

$$\text{Sens x-x : } A_{s \min} = 1,2 \cdot (A_{\min} \text{ suivant y-y}) = 4,32cm^2.$$

$$\text{Sens y-y : } 0,8\% \cdot b \cdot h = 4,8 cm^2.$$

Tableau VII.7: ferrailage des panneaux du radier

	Sens	$M_u(kNm)$	μ		Z(cm)	$A_s^{cal}(cm^2)$	$A_s^{min}(cm^2)$	Choix	$A_s^{adp}(cm^2)$
Travée	x-x	240.23	0,058	0,074	52.38	13.17	7.82	12T12	13.57
	y-y	142.63	0,034	0,043	53.07	7.72	4,8	10T12	11.31
Appui	x-x	141.31	0,034	0,043	53.07	7.65	7.82	7T12	7.92
	y-y								

Espacement

$$Esp \leq \text{Min}(3h; 33cm) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(180cm; 33cm) = 33cm$$

Sur travée

Sens x-x

$$S_t = \frac{100}{6} = 16.66cm < 33cm$$

On opte $S_t=20cm$.

Sens y-y

$$Esp \leq \text{Min}(4h; 40cm) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(240cm; 40cm) = 40cm$$

$$S_t = \frac{100}{5} = 20cm < 40cm$$

On prend $S_t=20cm$

Aux Appuis :

$$S_t = \frac{100}{7} = 14.28cm < 33cm$$

On opte $S_t=15cm$

Vérifications nécessaires

Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau VII.8: Vérification des contraintes

	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	bc (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérif
Travée	x-x	104.82	13.57	30.81	529049.93	6.10	15	137.97	240	OK
	y-y	74.17	11.31	30.51	495368.52	4.56	15	173.42	240	OK
Appui	x-x	61.46	7.92	30.51	495368.52	3.78	15	143.70	240	OK
	y-y									

2. Ferrailage des nervures

Calcul des efforts

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire [2]

$$\text{On a : } M_0 = \frac{PL^2}{8}$$

$$\text{En travée } M_t = 0,85M_0$$

$$\text{Sur appuis } M_r = 0,50M_0$$

Calcul des armatures

$$b = 60\text{cm} ; h = 75\text{cm} ; d = 67.5\text{cm}$$

- **Sens porteur (x-x)**

$$L = 7.20\text{m} ; q_u = 137.89\text{kN/ml}$$

Tableau VII.9 : Ferrailage des nervures (sens porteur)

	$M_u(\text{kNm})$			$Z(\text{cm})$	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$
Travée	759.49	0,196	0,275	60.07	36.33	12T20	37.71
Appuis	446.76	0,115	0,153	63.36	20.26	8T20	25.14

Condition de non fragilité

$$A_s^{\text{min}} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 4.89\text{cm}^2$$

- **Sens non porteur (y-y)**

$$L = 6.05\text{m} ; q_u = 137.89\text{kN/ml}$$

Tableau VII.10 : Ferrailage des nervures (sens non porteur)

	$M_u(\text{kNm})$			$Z(\text{cm})$	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$
Travée	536.25	0,138	0,186	62.47	24.66	8T20	25.14
Appuis	315.44	0,081	0,105	64.66	14.01	8T16	16.09

Condition de non fragilité

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 4.89cm^2$$

Vérifications nécessaires :

Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau VII.11 : Vérification des contraintes

	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	bc (MPa)	\bar{f}_{bc} (MPa)	s (MPa)	\bar{f}_s (MPa)	Vérification
Travée	x-x	361.82	37.71	35.25	$9,63.10^5$	6.58	15	145.3	240	OK
	y-y	255.46	25.14	32.6	$8,20.10^5$	5.90	15	178.5	240	OK
Appuis	x-x	212.83	25.14	25.92	$7,45.10^5$	4.06	15	162.6	240	OK
	y-y	150.27	16.09	22.01	$6,66.10^5$	3.91	15	202.00	240	OK

Vérification de la contrainte tangentielle du béton [2]

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4MPa) = 2,5MPa$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{P_u L}{2} = \frac{137.89 \times 7.2}{2} = 496.404kN$$

$$\tau_u = \frac{496.404.10^3}{600 \times 675} = 1,22MPa < \bar{\tau}_u = 2,5MPa \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Armatures transversales

- Selon [1]

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{tj}K}{0,8f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$$

$$S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40cm) = 40cm$$

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4MPa\right) = 0,61MPa$$

- Selon [2]

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0$$

$$S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12w_l\right) = 15\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 37.5\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante}$$

Avec :

$$w_l \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; w_l; \frac{b}{10}\right) = 1,6\text{cm}$$

$f_e = 400\text{MPa}$; $\sigma_s = 1.22\text{ Mpa}$; $f_{t28} = 2,1\text{Mpa}$; $b = 60\text{cm}$; $d = 67.5\text{cm}$

On trouve :

$S_t = 15\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale.}$

$S_t = 30\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante.}$

$A_t = 3.01\text{cm}^2$

On prend : $6T8 = 3,02\text{cm}^2$

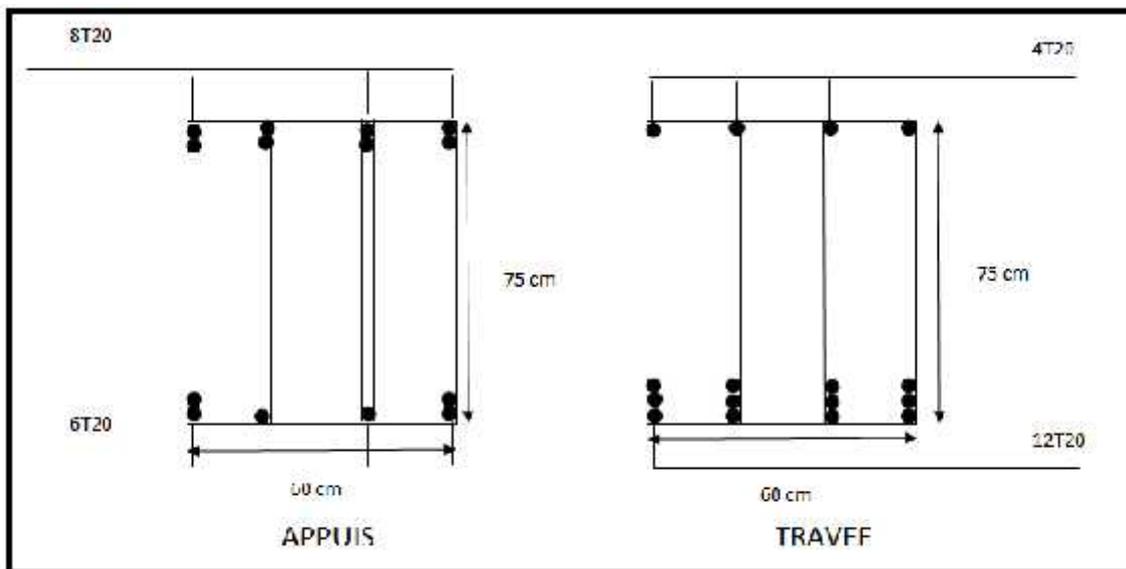


Figure VII .2: Ferrailage des nervures du sens porteur

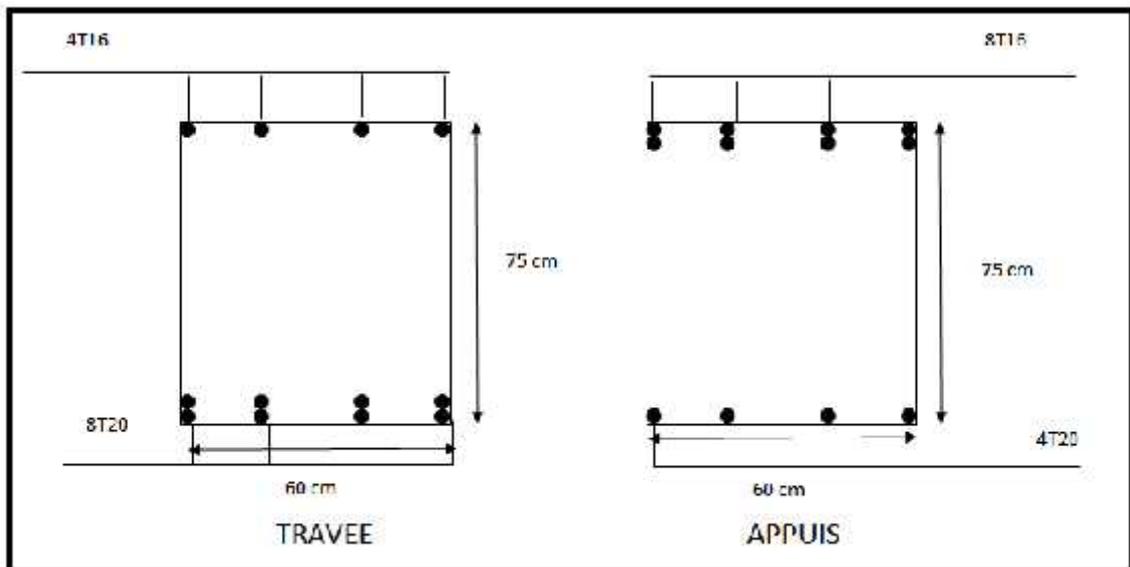


Figure.VII 3: Ferrailage des nervures du sens non porteur

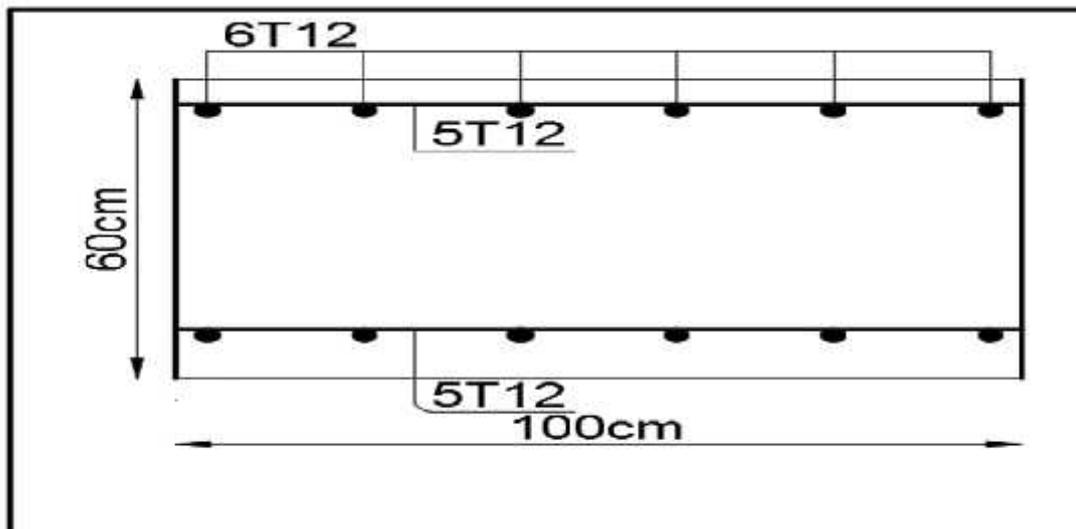


Figure VII. 4: Ferrailage du radier

3 Ferrailage des débords

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur $L=0,50m$, le calcul du ferrailage sera fait pour une bande de $1m$ à l'ELU.

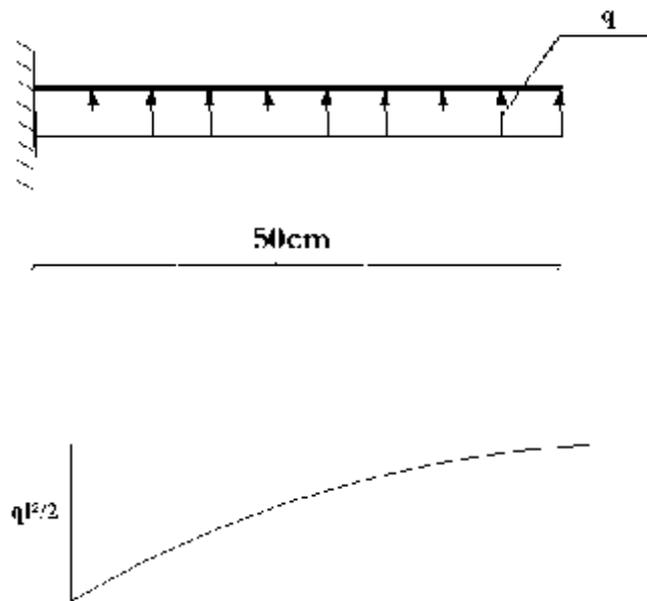


Figure VII. 5: Diagramme des moments.

Calcul de ferrailage

$q_u = 137.89 \text{ kN/ml}$, $b = 100\text{ cm}$, $h = 60\text{ cm}$, $f_{c28} = 25\text{ MPa}$, $f_{bc} = 14,17\text{ MPa}$.

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} = 17.23\text{ kNm} \quad ; \quad \tau_s = 348\text{ MPa}$$

$$\tilde{\sigma} = \frac{M_u}{bd^2 \tau_{bc}} = 0,00416$$

$$r = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\tilde{\sigma}} \right) = 0,0052$$

$$Z = d(1 - 0,4r) = 53.88\text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \tau_s} = 0.91\text{ cm}^2$$

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 6.52\text{ cm}^2$$

On adopte: $8T12 = 9.05\text{ cm}^2$

$$S_r = 20\text{ cm}$$

Armature de répartition

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \Rightarrow 2,26\text{ cm}^2$$

On adopte $8T8 = 4,02$, $S_r = 25\text{ cm}$

Vérification des contraintes à l'ELS

$$q_{ser} = 65.69 \text{ kN/ml}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{2} = 8.21 \text{ kNm}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant:

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

$$\bar{\tau}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e ; 150 \gamma \right) = 240 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

Tableau VII.12 : Vérifications des contraintes du béton et d'acier

$M_{ser}(\text{kNm})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$Y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\bar{\tau}_{bc}(\text{MPa})$	$\sigma_s(\text{MPa})$	$\bar{\tau}_s(\text{MPa})$	Vérification
8.21	9.05	6.41	$8.5 \cdot 10^4$	0.43	15	38.9	240	OK

Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 1.2 \geq 0,062 \quad \text{vérifiée} \\ 0,00014 \leq 0,0105 \quad \text{vérifiée} \\ 1.2 \geq 0,1 \quad \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Les trois conditions sont satisfaites, nous sommes donc dispensés pour l'évaluation de la flèche.

Effort tranchant

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

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

$$\dagger = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{69.93 \times 10^3}{1000 \times 540} = 0,129 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

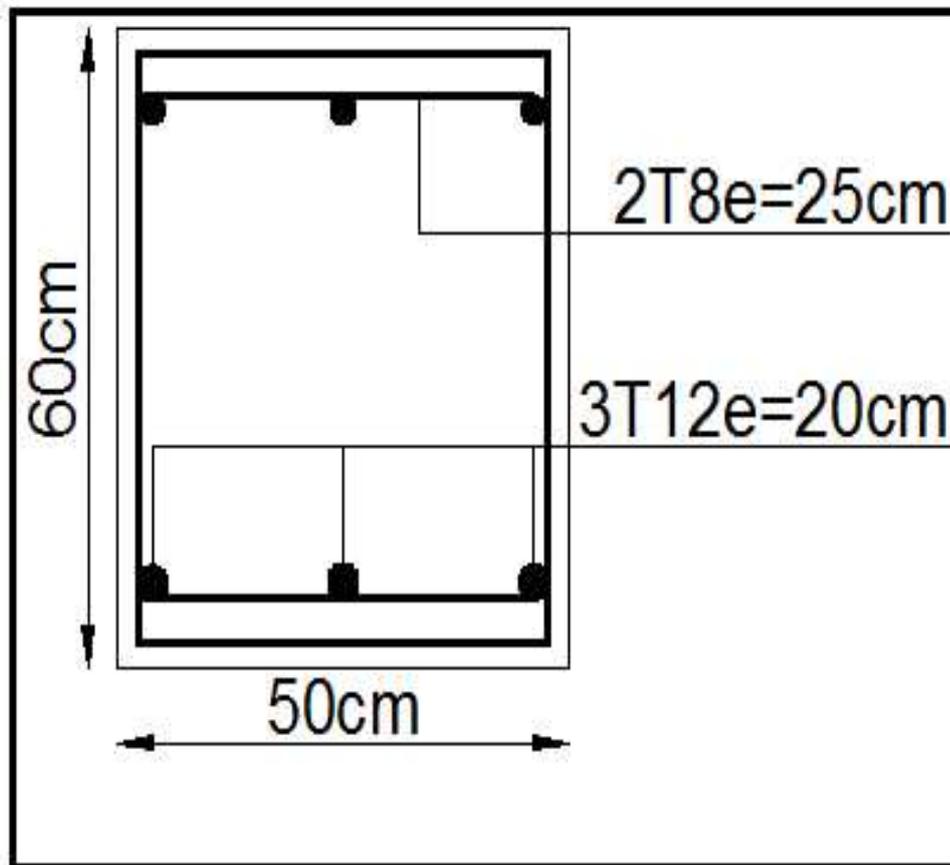


Figure VII. 6: Ferrailage de débord

4. Calcul de la longrine

D'après (RPA99version 2003) Les points d'appuis d'un même bloc doivent être solidarisés 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 S2, S3 on doit disposer des longrines de $(30 \times 30) \text{ cm}^2$

Les longrines doivent être calculées sous un effort de traction donné par la formule suivante :

$$F = \frac{N}{r} \geq 20 \text{ kN}$$

Avec :

N : la valeur maximale des charges verticales

: Coefficient de la zone sismique et de la catégorie du site r

(Pour une zone III et un site de catégories S3 on a $r = 10$)

$$N_{U \text{ sap}} = 3125.53 \text{ kN}$$

$$\dots\dots\dots C.V F = \frac{N}{r} = \frac{3125.53}{10} = 312.55 \text{ kN} \geq 20 \text{ kN}$$

b- Ferrailage de la longrine :**Etat limite ultime de résistance**

La section d'armatures est donnée par la formule suivante.

$$\dagger = \frac{F}{A} \longrightarrow A = \frac{F}{\dagger_s} = \frac{312.55}{348 \times 10^{-1}} = 8.98 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité** : (B.A.BAEL91 modifié 99.)

$$A_{\min} = B \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 30^2 \cdot \frac{2,1}{400} = 4,725 \text{ cm}^2$$

- **Condition exigée par RPA99** : (RPA99 version 2003)

$$A_{min} = 0,6\% \cdot b \cdot h = 0,006 \times 30 \times 30 = 5,4 \text{ cm}^2$$

On prend: $A = 6T14 = 9.24 \text{ cm}^2$

Etat limite de Service

$$N_s = 2272.95 \text{ kN}$$

$$F_s = \frac{N_s}{\gamma} = \frac{2272.95}{10} = 227.29 \text{ kN}$$

Etat limite d'ouverture des fissures :(BAEL91 modifié 99.)

$$\overline{\sigma}_s = \sigma' = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max(0,5 f_e; 110 \sqrt{\gamma \cdot f_{tj}}) \right\} \dots\dots\dots \gamma = 1.6$$

$$\overline{\sigma}_s = \min \{ 266,67 \text{ MPa}, \max(200 \text{ MPa}; 201,63 \text{ MPa}) \}$$

$$\overline{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

$$A_s \geq \frac{F}{\overline{\sigma}_s} = \frac{227.29}{201,63 \times 10^{-1}} = 11.27 \text{ cm}^2$$

Donc $A = 6T16 = 12.27 \text{ cm}^2$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U.R sont convenables.

- Armatures transversales:

On prend un diamètre de w8 pour les cadres.

- Espacement minimal :

$$S_t \leq \min(20, 15 \times w_L) \text{ cm} \leq \min(20, 24) \text{ cm} = 20 \text{ cm}$$

On prend : $S_t = 15 \text{ cm}$

c- Schéma de ferrailage

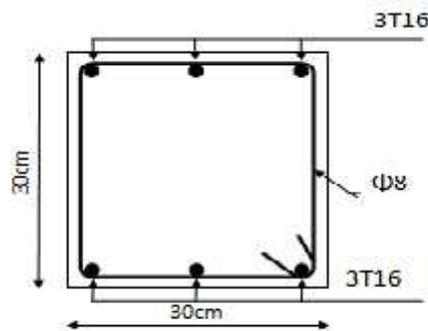
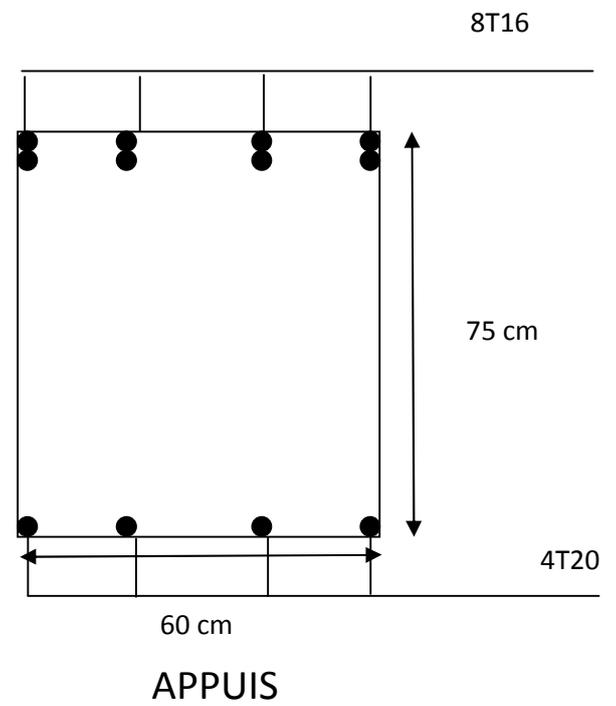
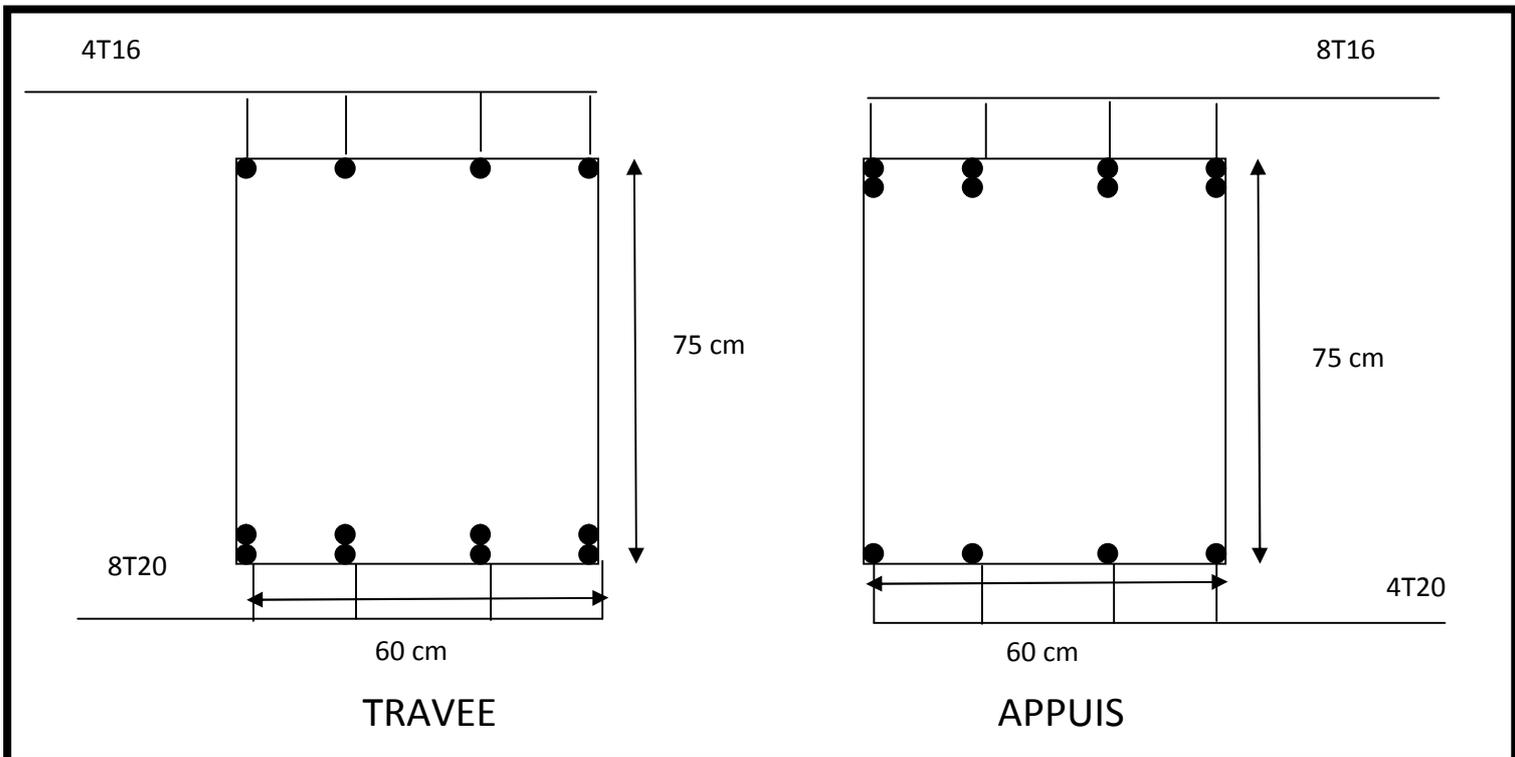
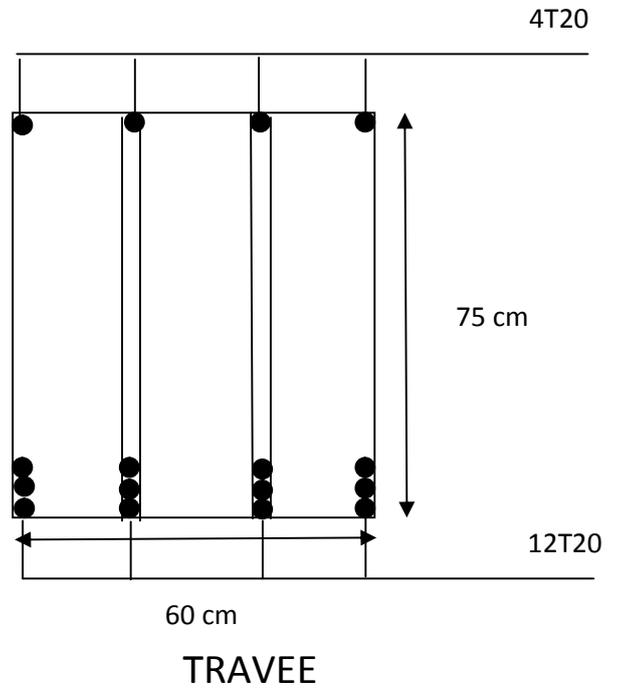
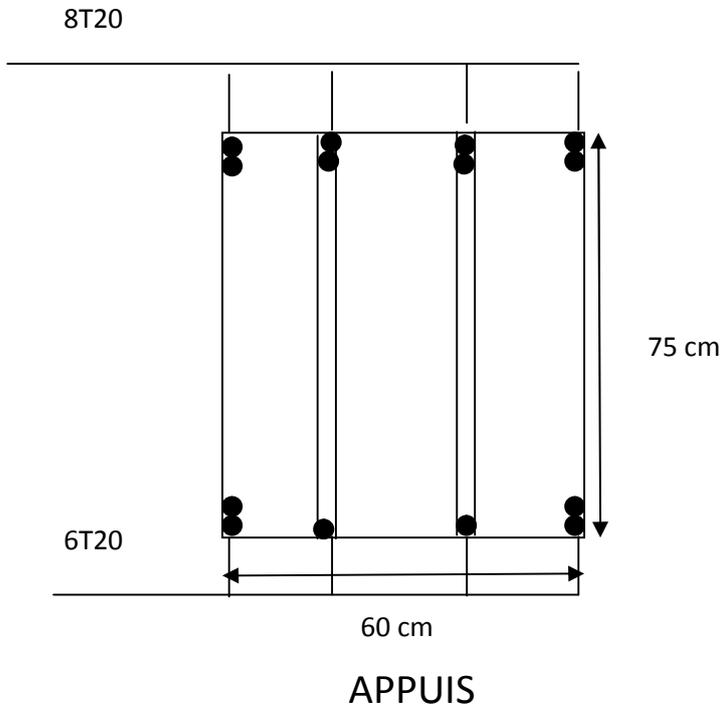


Figure VII .7 Ferrailage de la longrine.



Conclusion generale

De multiples raisons d'ordre structural et économique poussent à promouvoir l'utilisation des structures comportant des voiles en BA en zone sismique.

Plus le nombre des voiles est important, plus l'effort à transmettre est réduit et les dispositions constructives sont moins contraignantes, et la bonne distribution de ceux-ci en plan sert à éviter ou limiter les torsions d'axe vertical.

Nous tenons aussi à confirmer le rôle du plancher dans la transmission des efforts vers les voiles.

Les caractéristiques propres déduites par l'analyse modal sont bien celles de la structure modélisée, et ne peuvent être celles de la structure réelle que si la première reflète avec une bonne précision les paramètres essentiels du système dynamique de la dernière à savoir : la masse, la rigidité et l'amortissement, et nous nous rappelons ici qu'un modèle compliqué est un modèle mal conçu.

Le génie civil n'est pas une science exacte et les résultats finaux dépendent des décisions des calculateurs, parmi ces derniers il y a ceux qui sont pessimistes et songent à vérifier la sécurité en premier lieu quel que soit le coût final du projet, par contre il y a ceux qui songent en terme d'économie et de sécurité en parallèle, dont nous étions peut être en choisissant un coefficient de comportement global de la structure ($R=5$).

Dans le cadre de notre PFE, nous avons présenté la structure en un seul bloc, et cela était juste pour mieux comprendre le comportement des structures de telle forme vis-à-vis de l'action sismique, mais en réalité, les structures de configuration compacte sont à privilégier, d'où la nécessité de concevoir des joints parasismiques.

L'outil informatique a tellement aidé l'ingénieur et facilité sa tâche, mais il ne pourra jamais le remplacer ; l'ingénieur restera toujours celui qui prend les décisions, et responsable de l'application qu'il lui appartient de faire des avancés techniques que le développement informatique et parasismique met à sa disposition, mais l'ingénieur tout seul ne pourra rien faire, car la solution finale ne peut être que le résultat d'un travail en équipe composée de tous les intervenants dans le domaine du construction, et tout en respectant les exigences de la réglementation en vigueur.

Et n'oublions pas que la réglementation est une convention à un moment donné de l'évolution du savoir technique et de la société, donc c'est un consensus en évolution constante.

Et finalement :

« l'ingénieur doit savoir, vouloir et pouvoir être co-concepteur et non pas seulement calculateur ». *DAVIDOVICI.*

Références bibliographiques.

[1]-BAEL 91 Modifié 99

[2]-Règles parasismiques Algériennes 99 version 2003

[3]-Règles de conception et de calcul des ouvrages en BA (CBA 93)

[4]- V- Davidovici (96/1997) « *Formulaire du béton armé 1 -2* ».

[5]- Y. Chérait (2004) « *Calcul des ouvrages en béton armé* ».

[6]- Jean-Marie Husson –« *Etude des structure en béton* ».

[7]- ADETS « *Le treillis soudé --- Calcul et utilisation conformément aux Règles BAEL 91 modifiées 99 et textes associés* ».

[8]- Henry Thonier- « *Conception et calcul des structures de bâtiment* ».

[9]- A.Bouafia (2005)-« *calcul pratique des fondations et des soutènements* ».

[10]- V- Davidovici -« *La construction en zone sismique* ».

Glossaire

Coefficient de comportement : coefficient forfaitaire caractérisant la capacité d'une structure à dissiper l'énergie dans le domaine des déformations non élastiques, c'est-à-dire au prix de dommages.

Contreventement : ensemble d'éléments de construction assurant la rigidité et la stabilité d'un bâtiment vis-à-vis des forces horizontales engendrées par le vent, les secousses sismiques ou autres causes. Il comprend des diaphragmes et des éléments verticaux (contreventement vertical).

Déformation élastique : déformation qui disparaît après la suppression des charges qui l'ont provoquée (déformation réversible).

Déformation plastique : déformation irréversible des éléments réalisés en matériaux ductiles après que ceux-ci ont été chargés au-delà de leur limite d'élasticité. Elle peut donner lieu à une importante dissipation d'énergie.

Degré de liberté : possibilité de subir une translation ou une rotation.

Tout élément constructif en possède 6 (3 translations et 3 rotations possibles par référence aux axes de coordonnées). Sous charge statique, les degrés de liberté d'un élément par hypothèse indéformable peuvent être supprimés en le fixant complètement à la structure ou à une fondation, rendant ainsi ses déplacements impossibles. Sous séisme, les structures sont considérées comme déformables et toutes les masses en oscillation qui les composent (murs, planchers, ... ou leurs parties) conservent, dans le cas général, leurs 6 degrés de liberté.

Diaphragme : ouvrage plan horizontal (plancher) ou incliné (versant de toiture) conçu pour résister aux forces qui agissent dans le même plan. Il doit transmettre les charges horizontales sur les éléments verticaux de contreventement.

Ossature : structure dont les éléments verticaux sont constitués de poteaux par opposition aux murs ou voiles.

CONCLUSION GENERALE

Spectre de réponse : courbe permettant de calculer l'action sismique sur une structure. Les règles parasismiques utilisent des spectres de réponse.

Références Bibliographiques.

[1]- Règles parasismiques Algériennes 99 version 2003.

[2]- BAEL 91 Modifié 99.

[3]-Règles de conception et de calcul des ouvrages en BA (CBA 93) 2007.

[4]-Formulaire du béton armé 1 ---VICTOR DAVIDOVICI 1996.

[5]-Etude des structure en béton --- Jean-Marie Husson 2000.

[6]-calcul pratique des fondations et des soutènements ---A.Bouafia 2000.

[7]-Conception et calcul des structures de bâtiment ---Henry Thonier2000.