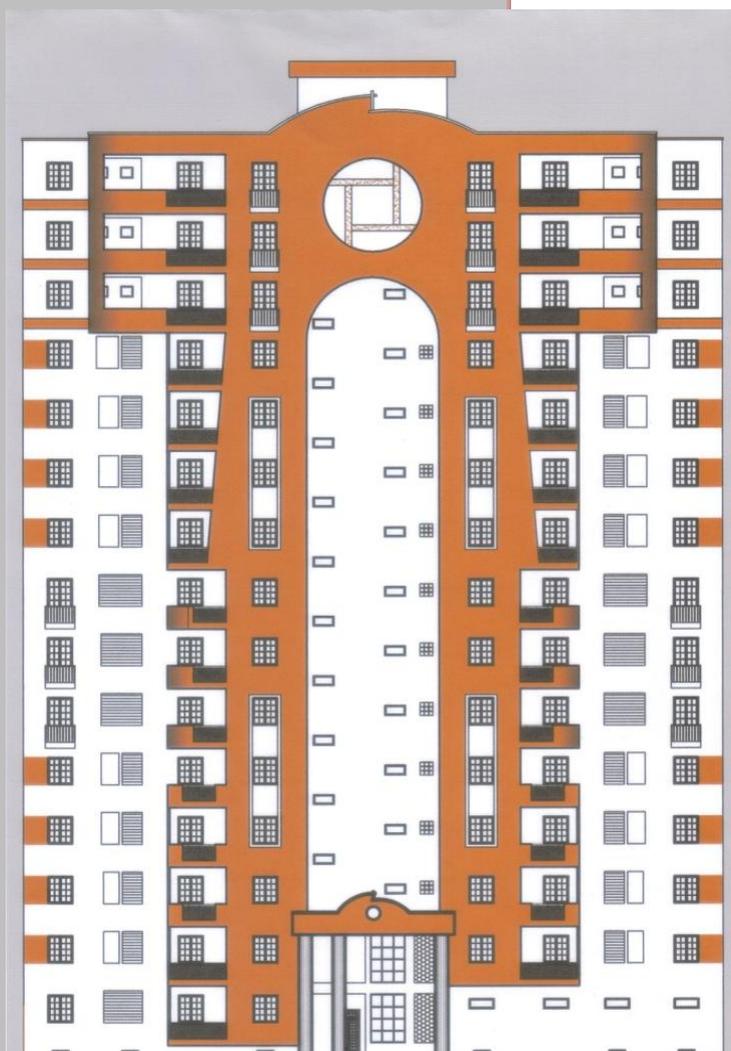


République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche
Scientifique

Ecole Nationale Polytechnique



PROJET DE FIN D'ETUDES
En vue de l'obtention du
diplôme d'ingénieur d'état
en Génie Civil

Thème
**Etude et conception
d'un bâtiment en R+ 14**

Réalisé par :

M^{elle} ANCER Hadjer

M^{elle} BEKKOUR Kenza

Dirigé par :

Mme A.CHIKH

Promotion 2013

Résumé

Le présent mémoire porte sur l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation constitué d'un RDC et de 14 étages, implanté à Draria, zone de forte sismicité.

La conception de l'ouvrage a été faite suivant les règlements en vigueur, à savoir les RPA99-version2003, le CBA93 et le BAEL91, Les efforts dus au vent ont été calculé suivant les RNV 99 et l'étude dynamique réalisée grâce au logiciel SAP2000 v 14.

Le contreventement est assuré par des voiles et des portiques, quant à l'étude de l'infrastructure, elle a abouti à un radier général nervuré.

Mots clés

Bâtiment, béton armé, ferrailage, étude dynamique, poteaux, poutres, voiles, radier général, règlements.

ملخص

تركزت هذه الأطروحة على دراسة مبنى للاستخدام السكني يتألف من طابق أرضي و 14 طابق و الذي يقع في درارية ، منطقة ذات نشاط زلزالي كبير. قد تم تصميم العمل وفقا للقوانين الوطنية (RPA99 version 2003. CBA93. BAEL91) و تم حساب أحمال الرياح باستخدام RNV99 و الدراسة الديناميكية باستخدام برنامج SAP2000.

المقاومة البنائية محققة بواسطة جدران + (أعمدة و عارضات) , اما بالنسبة لدراسة البنية التحتية فقد ادت الى اعمدة حصائية.

كلمات مفتاحية

عمارة، الخرسانة المسلحة، دراسة ديناميكية، اعمدة، عارضات، جدران، اعمدة حصائية، قوانين

Abstract

This these focuses on the study of a building for residential use consisting of a ground floor and 14 floors, located in Draria zone of high seismicity.

The conception of the building was done according to the regulations, namely RPA99-version2003 the CBA93 and BAEL91 with wind-bracing provided by shear wall and gantries.

The wind loads were calculated using the RNV 99 and dynamic study using the software SAP2000.

As for the study of the fondation, it has led to a general strike ribbed.

Key words

Building, reinforced concrete, reinforcement, dynamic study, columns, beams, sails, general strike, regulations.

Remerciements

Nous devons beaucoup à de nombreuses personnes, particulièrement nos parents, qui nous ont encouragées, soutenues et réconfortées tout au long de nos années d'études. Qu'elles trouvent ici nos sincères remerciements.

Nos remerciements vont aussi :

- Aux membres du jury pour le temps et le soin consacrés à l'examen de notre projet.
- Au personnel du BEREG et plus particulièrement M. BOUYOUCHEF. Qu'ils trouvent ici l'expression de notre reconnaissance pour l'accueil et l'aide qu'ils nous ont apportés.
- A M. KIBOUA, ingénieur génie civil au CGS pour ses orientations et son aide.
- Aux professeurs de l'ENP en général et à ceux du département génie civil en particulier pour la formation qu'ils nous ont donnée.
- A notre promotrice Mme A.CHIKH pour les orientations et les conseils qu'elle nous a prodigués tout au long de la préparation de ce mémoire.

Nous ne saurions oublier nos amis de la promotion 2013, pour le temps qu'ils nous ont consacré par leur disponibilité et leurs encouragements, et tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à notre travail et à l'élaboration de ce projet.

Table des matières

INTRODUCTION GENERALE

Chapitre 1 – Descriptif du projet

I- Introduction	5
II- Présentation du bâtiment	5
III- Système structural	7
IV- Dimensions en plan	7
V- Dimensions en élévation	7
VI- Matériaux	8
VI.1- Maçonnerie	8
VI.2- Béton	8
VI.3- Acier.....	9
VII- Caractéristiques du sol	10

Chapitre 2 – Planchers

I- Introduction	12
II- Plancher à corps creux.....	12
II.1- Prédimensionnement	13
II.2- Ferrailage	13
II.2.1- Poutrelles.....	13
II.2.1.1- Avant coulage.....	13
II.2.1.2- Après coulage	15
II.2.2- Dalle de compression	18
III- Dalle pleine	19
III.1- Prédimensionnement	19
III.2- Ferrailage	20
III.2.1- A l'ELU	20
III.2.2- Vérification à l'ELS	21

Chapitre 3 – Prédimensionnement des éléments structuraux

I- Introduction	23
II- Evaluation des charges et surcharges	23
II.1- Plancher courant	23
II.2- Plancher terrasse	23
II.3- Loggia	24
II.4- Escaliers	24
II.5- Conclusion	24
III- Prédimensionnement des poutres	25
IV- Prédimensionnement des poteaux	25

IV.1- Charges permanentes revenant au poteau le plus chargé	26
IV.2- Surcharges revenant au poteau le plus sollicité	27
IV.3- Prédimensionnement	28
IV.4- Vérifications	29
V- Prédimensionnement des voiles	29

Chapitre 4 –Dimensionnement des éléments non structuraux

I- Introduction	32
II- Escaliers	32
II.1- Caractéristiques des escaliers	32
II.2- Prédimensionnement de la paillasse et du palier	33
II.3- Ferrailage de l'escalier	34
II.3.1- 1 ^{er} type d'escalier (principaux)	34
II.3.2- 2 ^{ème} type d'escalier (de secours)	36
III- Acrotère	38
III.1- Vérification vis-à-vis de la force sismique	39
III.2- Ferrailage de l'acrotère	39
III.2.1- Armatures longitudinales	39
III.2.2- Armatures de répartition	40

Chapitre 5- Etude dynamique

I- Introduction	42
II- Disposition des voiles	42
III- Méthode de calcul	43
IV- Méthode modale spectrale	44
IV.1- Spectre de réponse de calcul	44
IV.2- Caractéristiques géométriques du bâtiment.....	46
IV.3- Nombre de modes à considérer	47
V- Vérifications	49
V.1- Période	49
V.2- Résultantes des forces sismiques de calcul	50
V.3- Déplacements latéraux inter-étages	51
V.4- Effet P- Δ	52
V.5- Renversement	53
VI- Conclusion	53

Chapitre 6- Etude au vent

I- Introduction	55
II- Données du projet.....	55
III- Etapes de calcul	56
III.1- Détermination du coefficient dynamique C_d	56
III.2- Détermination de la pression dynamique q_{dyn}	56
III.3- Détermination des coefficients de pression extérieur C_{pe}	57

III.3.1- Parois verticales	57
III.3.2- Toiture	59
III.4- Détermination du coefficient de pression intérieure C_{pi}	61
III.5- Détermination de la pression due au vent	61
III.6- Calcul des forces de frottement	65
III.7- Détermination de la force résultante	65
IV- Conclusion	68

Chapitre 7- Ferrailage des éléments structuraux

I- Introduction.....	70
II- Ferrailage des poteaux	70
II.1- Calcul du ferrailage	70
II.1.1- Armatures longitudinales	70
II.1.2- Armatures transversales	72
III- Ferrailage des poutres	75
III.1- Armatures longitudinales	75
III.2- Armatures transversales	76
III.3- Vérification aux appuis	77
III.4- Vérification à l'ELS	77
III.5- Schéma de ferrailage	78
IV- Ferrailage des voiles	79
IV.1- Voiles pleins	80
IV.1.1- Calcul du ferrailage vertical	80
IV.1.2- Calcul du ferrailage horizontal	82
IV.2- Linteaux	84
IV.2.1- Ferrailage des linteaux	85
V- Conclusion	86

Chapitre 8- Fondations

I- Introduction	88
II- Prédimensionnement des fondations	88
II.1- Caractéristiques géométrique du radier	89
II.2- Calcul de l'épaisseur	89
II.3- Vérifications diverses	90
II.3.1- Vérification au poinçonnement	90
II.3.2- Vérification au soulèvement	92
II.3.3- Vérification de la stabilité au renversement	92
II.3.4- Vérification des contraintes	93
III- Ferrailage des fondations	94
III.1- Ferrailage du radier.....	94
III.1.1- Vérification de la condition de non fragilité	95
III.1.2- Vérification au cisaillement	95
III.2- Ferrailage des nervures	95

III.2.1- Armatures longitudinales	97
III.2.2- Vérification au cisaillement	98
III.2.3- Calcul de l'espacement	98
III.3- Ferrailage du débord	99

CONCLUSION GENERALE

BIBLIOGRAPHIE

ANNEXES

ANNEXE A – Organigramme de calcul	104
ANNEXE B – Exemples de calcul	110
ANNEXE C – Schémas de ferrailage	115

Liste des tableaux

Chapitre 1 - Descriptif du projet

Tab.1-1. Caractéristiques du béton et de l'acier	9
--	---

Chapitre 2 – Planchers

Tab. 2-1. Charges permanentes des poutrelles et hourdis	14
Tab 2-2. Efforts dans les poutrelles	15
Tab.2-3. Sollicitations maximales	16
Tab.2-4. Section d'armatures longitudinales	17
Tab.2-5. Combinaisons des charges du balcon	20
Tab.2-6. Actions et sollicitations agissant sur le balcon	20
Tab.2-7. Ferrailage du balcon à l'ELU	20
Tab.2-8. Calcul à l'ELS	21
Tab.2-9. Ferrailage du balcon à l'ELS	21

Chapitre 3 - Prédimensionnement des éléments structuraux

Tab.3-1. Charges permanentes d'un plancher courant	23
Tab.3-2. Charges permanentes du plancher terrasse	23
Tab.3-3. Charges permanentes de la loggia	24
Tab.3-4. Charges permanentes de l'escalier	24
Tab.3-5. Récapitulatif des charges permanentes	24
Tab.3-6. Récapitulatif des surcharges d'exploitations	24
Tab.3-7. Prédimensionnement des poutres	25
Tab.3-8. Dégression des charges	27
Tab.3-9. Efforts revenant au poteau	28
Tab.3-10. Prédimensionnement des poteaux	28
Tab.3-11. Dimensions des poteaux	29

Chapitre 4 - Dimensionnement des éléments non structuraux

Tab.4-1. Caractéristiques de l'escalier	33
Tab.4-2. Dimensions de la paillasse	33
Tab.4-3. Chargement de l'escalier	34
Tab.4-4. Armatures longitudinales de l'escalier	35
Tab.4-5. Armatures longitudinales de l'escalier	37
Tab.4-6. Vérification à l'ELS	40

Chapitre 5 - Etude dynamique

Tab.5-1. Coefficients à retenir pour le calcul dynamique de l'ouvrage étudié	45
Tab.5-2. Spectre de réponse de calcul	45
Tab.5-3. Caractéristiques géométriques du bâtiment	46
Tab.5-4. Périodes et facteurs de participation massique de la première variante	47
Tab.5-5. Périodes et facteurs de participation massique de la deuxième variante	47
Tab.5-6. Calcul de la période empirique	49
Tab.5-7. Forces sismiques à la base par la méthode statique équivalente	50
Tab.5-8. Vérification de la condition sur l'effort tranchant	50
Tab.5-9. Vérification des déplacements inter-étages	51
Tab.5-10. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	52
Tab.5-11. Vérification de la stabilité de la structure	53

Chapitre 6 - Etude au vent

Tab.6-1. Caractéristiques du site	57
Tab.6-2. Détermination de la pression dynamique	57
Tab.6-3. Valeurs du coefficient C_{pe} pour le sens longitudinal	58
Tab.6-4. Valeurs du coefficient C_{pe} pour le sens transversal	59
Tab.6-5. Valeurs du coefficient C_{pe} pour le sens longitudinal	60
Tab.6-6. Valeurs du coefficient C_{pe} pour le sens transversal	60
Tab.6-7. Pression due au vent dans le sens longitudinal	61
Tab.6-8. Pression due au vent dans le sens transversal	63
Tab.6-9. Pression due au vent dans le sens longitudinal (toiture)	65
Tab.6-10. Pression due au vent dans le sens transversal (toiture)	65
Tab.6-11. Force résultante dans le sens longitudinal	66
Tab.6-12. Force résultante dans le sens transversal	67

Chapitre 7 - Ferrailage des éléments structuraux

Tab.7-1. Ferrailage pour M_{max} et N_{cor}	71
Tab.7-2. Ferrailage pour N_{max} et M_{cor}	71
Tab.7-3. Ferrailage pour N_{min} et M_{cor}	71
Tab.7-4. Ferrailage des poteaux	72
Tab.7-5. Choix des barres	72
Tab.7-6. Vérification à l'effort tranchant	73
Tab.7-7. Ferrailage transversal	74
Tab.7-8. Ferrailage transversale donnée par les RPA 99	74
Tab.7-9. Ferrailage transversal adopté pour les poteaux	74
Tab.7-10. Sollicitations des poutres	75
Tab.7-11. Calcul du ferrailage longitudinal	75
Tab.7-12. Choix des barres	76
Tab.7-13. Vérification de la contrainte tangentielle	76
Tab.7-14. Ferrailage transversal des poutres	77
Tab.7-15. Vérification à l'ELS	78

Tab.7-16. Caractéristiques des voiles	80
Tab.7-17. Calcul des contraintes	82
Tab.7-18. Calcul du ferrailage	82
Tab.7-19. Vérification de la contrainte de cisaillement dans les voiles	83
Tab.7-20. Ferrailage horizontal des voiles	83
Tab.7-21. Sollicitation dans les linteaux	84
Tab.7-22. Vérification au cisaillement	84
Tab.7-23. Ferrailage des linteaux	85

Chapitre 7 - Fondations

Tab.7-1. Effort exercés à la base du bâtiment	86
Tab.7-2. Vérification au non poinçonnement sous le poteau	89
Tab.7-3. Vérification au non poinçonnement sous le voile	90
Tab.7.4- Vérification à la sous pression	90
Tab.7-5. Vérification des contraintes	91
Tab.7-6. Sollicitations dans le radier	92
Tab.7-7. Moments à prendre en compte pour les calculs	93
Tab.7-8. Ferrailage du radier	93
Tab.7-9. Transmission des charges	94
Tab.7-10. Moments et efforts tranchant dans les nervures	96
Tab.7-11. Ferrailage des nervures	96
Tab.7-12. Ferrailage du débord	97

Liste des figures

Introduction général

Figure 1. Carte du monde montrant les principales plaques tectonique	2
--	---

Chapitre 1 - Descriptif du projet

Figure 1-1. Plan de masse	5
Figure 1-2. Plan RDC	6
Figure 1-3. Plan étage courant	6
Figure 1-4. Coupe transversale	7

Chapitre 2 – Planchers

Figure 2-1. Plancher à corps creux	12
Figure 2-2. Schéma statique d'une poutrelle	14
Figure 2-3. Dimension d'une poutrelle	15
Figure 2-4. Ferrailage des poutrelles	18
Figure 2-5. Schéma statique du balcon	20
Figure 2-6. Ferrailage du balcon	21

Chapitre 3 - Pré dimensionnement des éléments structuraux

Figure 3-1. Localisation du poteau le plus chargé	26
Figure 3-2. Surface reprise par le poteau le plus sollicité	26

Chapitre 4 - Dimensionnement des éléments non structuraux

Figure 4-1. Inclinaison de la paillasse	33
Figure 4-2. Schéma statique de l'escalier	34
Figure 4-3. Sollicitations de l'escalier	35
Figure 4-4. Ferrailage de l'escalier	36
Figure 4-5. Schéma statique de l'escalier	36
Figure 4-6. Sollicitation de l'escalier	37
Figure 4-7. Ferrailage de l'escalier	38
Figure 4-8. Dimensions et modèle de calcul de l'acrotère	38
Figure 4-9. Ferrailage de l'acrotère	40

Chapitre 5 - Etude dynamique

Figure 5-1. Disposition des voiles	43
Figure 5-2. Spectre de réponse de calcul	45
Figure 5-3. Principaux modes de vibrations de la structure	49

Chapitre 6 - Etude au vent

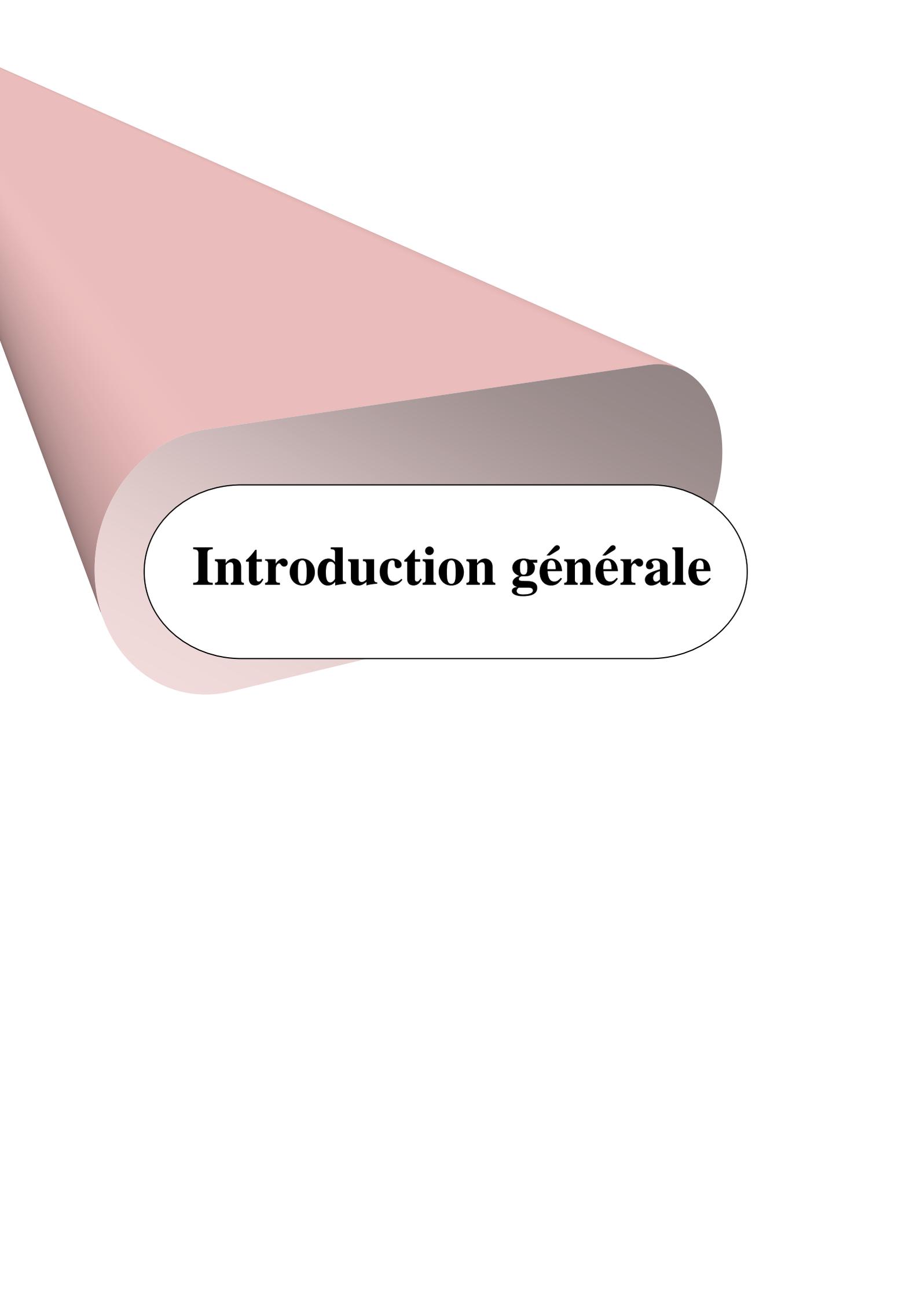
Figure 6-1. Action du vent	55
Figure 6-2. Schéma de division des parois verticales	57
Figure 6-3. Résultat de division dans le sens longitudinal	58
Figure 6-4. Résultat de division dans le sens transversal	58
Figure 6-5. Coefficients de pression extérieure pour les parois verticales	59
Figure 6-6. Division de la toiture	59
Figure 6-7. Résultat de la division de la toiture dans le sens longitudinal	60
Figure 6-8. Résultat de la division de la toiture dans le sens transversal	60

Chapitre 7 - Ferrailage des éléments structuraux

Figure 7-1. Ferrailage des poutres principales	78
Figure 7-2. Ferrailage des poutres secondaires	78
Figure 7-3. Ferrailage des poutres palier	78
Figure 7-4. Désignation des voiles	80
Figure 7-5. Schéma de contraintes développées dans le voile	81
Figure 7-6. Ferrailage du voile 10	84
Figure 7-7. Caractéristiques géométriques des linteaux	84
Figure 7-8. Ferrailage du linteau	85

Chapitre 8 - Fondations

Figure 8-1. Transmission des charges du poteau au radier	91
Figure 8-2. Transmission des charges du voile au radier	91
Figure 8-3. Transmission des charges aux poutres	96
Figure 8-4. Charges revenants aux nervures dans le sens Y	96
Figure 8-5. Diagrammes des efforts dans la nervure sens X	97
Figure 8-6. Diagrammes des efforts dans la nervure sens Y	97
Figure 8-7. Ferrailage de la nervure	99
Figure 8-8. Schéma statique et dimensions du débord	99



Introduction générale

Depuis la nuit des temps, l'homme a toujours construit pour s'abriter, protéger sa famille et ses biens. Avec la croissance démographique, le besoin en logement a augmenté, et avec, les constructions à hauteur moyenne. Cela a contraint et amené les ingénieurs à les concevoir de façon à ce qu'ils ne soient pas ou très peu vulnérables aux aléas naturels.

Au nord algérien, le tremblement de terre est le plus prépondérant des aléas naturels. Ce dernier ne tue que par l'écroulement des bâtiments et des ouvrages, sauf dans certains cas très particuliers (mouvement de terrain déclenché par un séisme). D'où la nécessité d'apprendre à construire des édifices qui ne s'effondrent pas ou pas trop vite (permettant aux personnes de quitter le bâtiment après la première secousse), voir qu'ils ne subissent pas trop de dégâts.

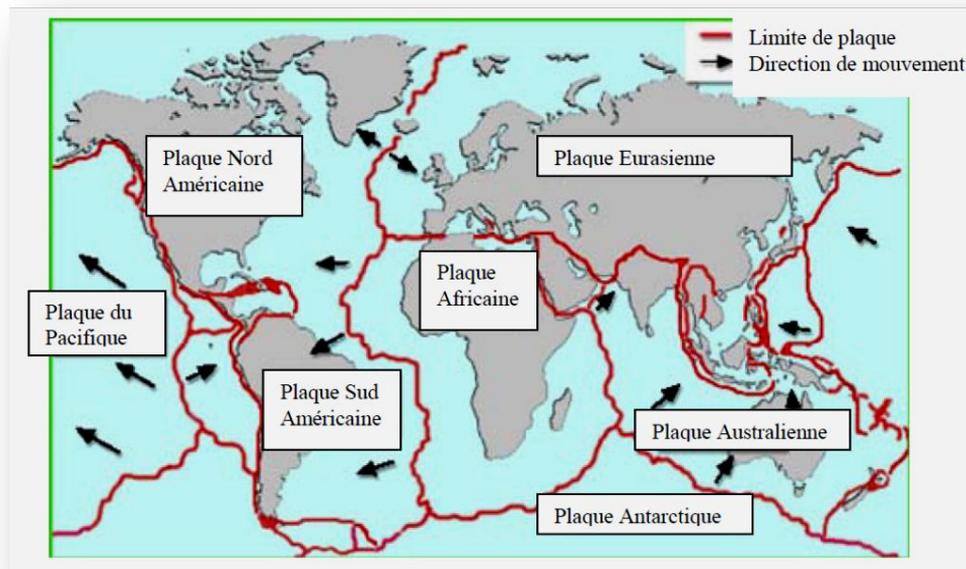


Figure 1. Carte du monde montrant les principales plaques tectoniques (D'après Bristol University website www.ideers.ac.uk)

La conception et le choix des détails constructifs de la structure porteuse et des éléments non porteurs, joue un rôle déterminant dans la tenue des bâtiments et leur vulnérabilité face aux séismes.

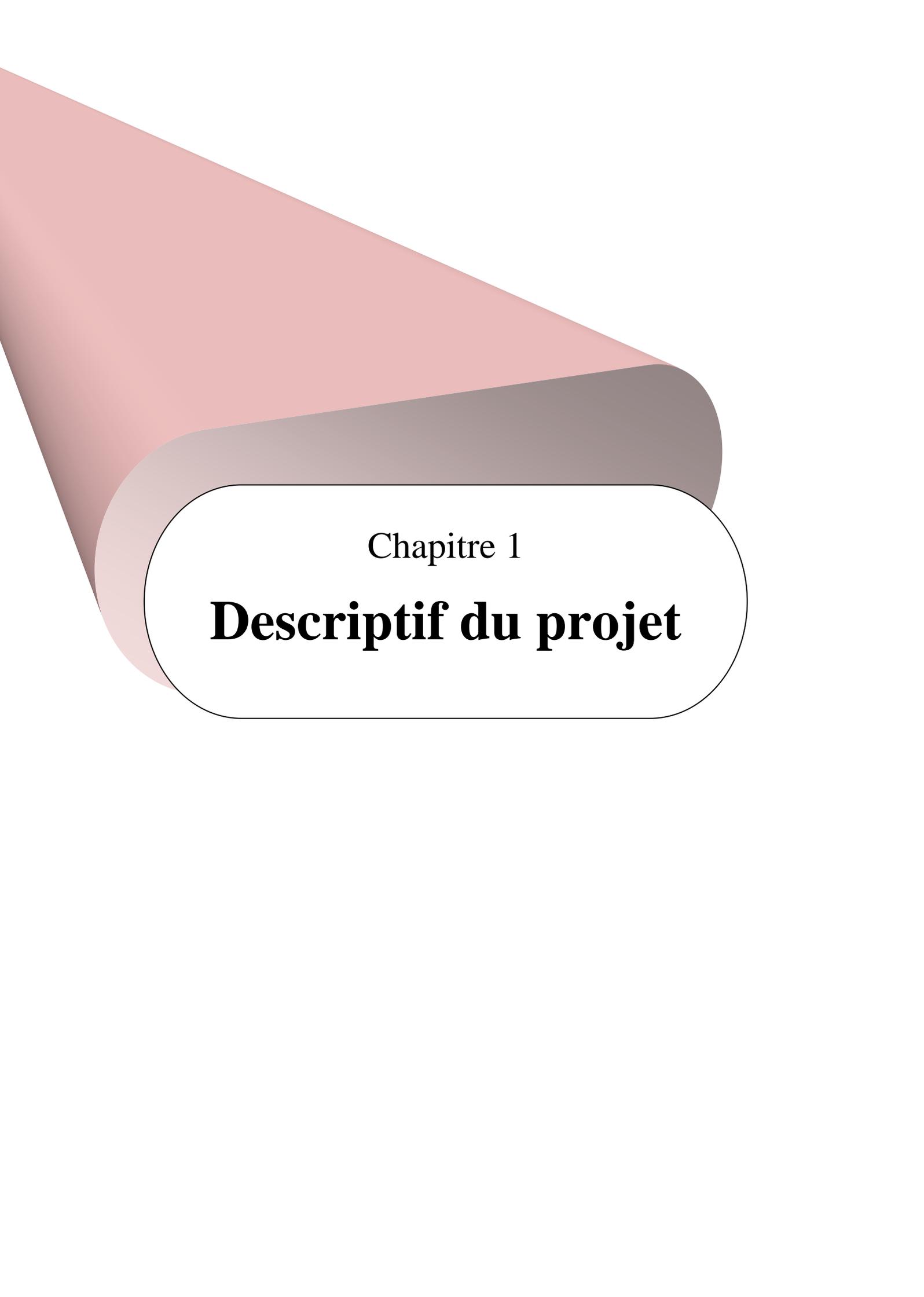
En effet, aussi poussés soient-ils, les calculs d'ingénieurs et le dimensionnement ne sont pas à même de compenser à posteriori les erreurs ou les défauts de conception au plan parasismique. Il est en outre impératif de concevoir des bâtiments selon les règles parasismiques si nous visons à les doter d'une bonne tenue aux tremblements de terre sans occasionner de surcoûts notables.

En ce qui concerne l'Algérie, les règlements en vigueur et avec lesquels nous avons travaillé sont les RPA99 réadaptés après le séisme de Boumerdes en 2003.

INTRODUCTION GENERALE

Notre formation en génie civil s'achève par un projet, qui, dans notre cas porte sur l'étude et la conception d'un bâtiment R+14 à usage d'habitations et de commerces.

Ce document présente l'étude complète que nous avons effectuée pour ce bâtiment, commençant par le prédimensionnement des éléments porteurs jusqu'à leur ferrailage, en passant par des vérifications dynamiques (utilisation du logiciel SAP2000) sur la bonne conception de l'ouvrage, et en finissant par une étude des fondations.



Chapitre 1

Descriptif du projet

I- Introduction

L'agence nationale de l'amélioration et du développement du logement (AADL), a lancé un important projet d'habitation. Il s'agit du projet de 1274 logements type location vente à Draria wilaya d'Alger.

Ce projet comporte six immeubles de 15 niveaux. Les rez-de-chaussée sont soit à usage commercial ou d'habitation selon le bâtiment.

II- Présentation du bâtiment

Le projet étudié est un bâtiment à usage d'habitation, de 47 m de hauteur et d'une surface plancher de 5000 m² implanté à Draria (zone III à forte sismicité, selon les RPA99 version 2003). Le bâtiment abrite des logements de type F2, F3 et F4.

Il est composé d'un rez-de-chaussée et de 14 étages :

- Le Rez-de-chaussée : comporte des locaux et un logement F2
- Les étages courants (du 1^{er} au 14^{ème}) : abritent 4 appartements chacun, deux F3 et deux F4.

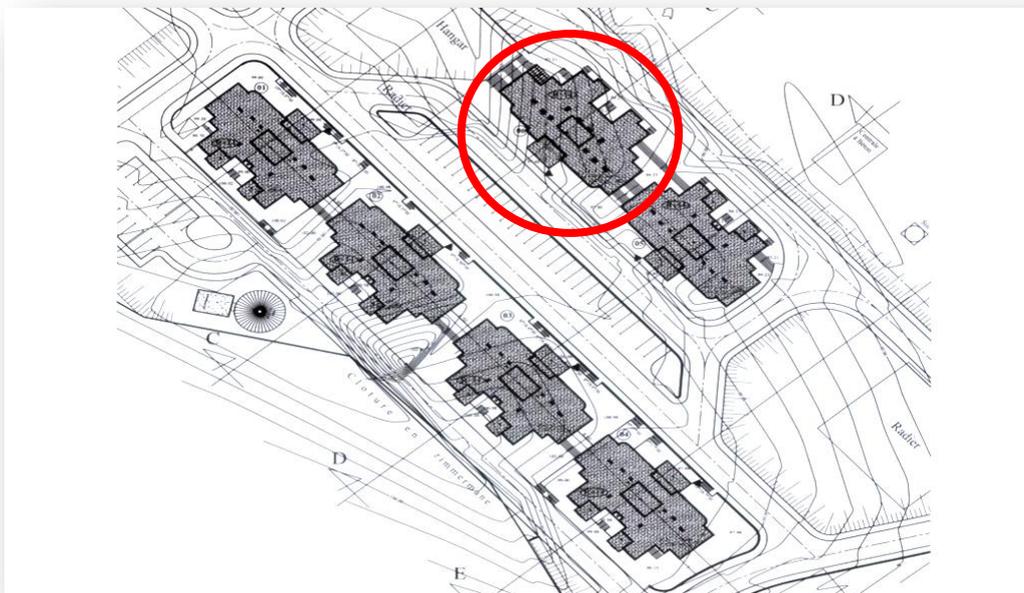


Figure 1-1. Plan de masse

La configuration du bâtiment présente une régularité en élévation et une irrégularité en plan.
 Les figures qui suivent illustrent les plans du bâtiment.

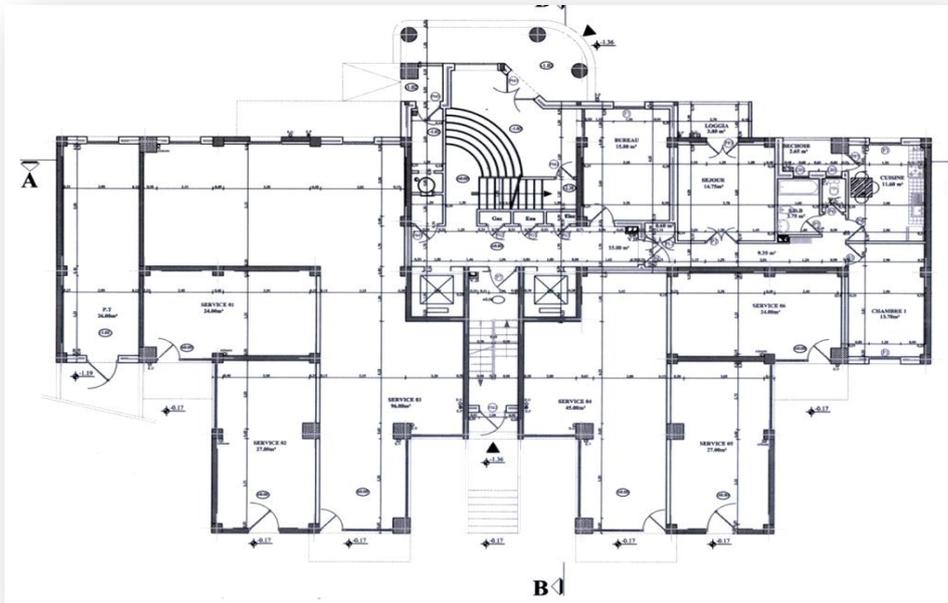


Figure 1-2. Plan RDC

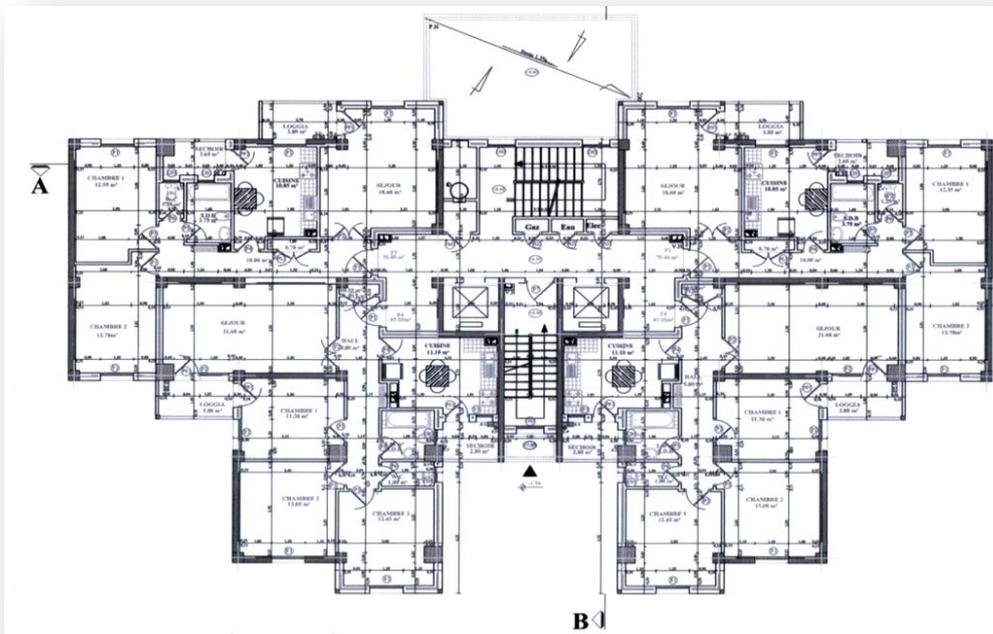


Figure 1-3. Plan étage courant

III- Système structural

La structure est entièrement prévue en béton armé.

Le contreventement est mixte, assuré par des voiles et des portiques.

IV- Dimensions en plan

Le bâtiment est composé d'un bloc rectangulaire avec des décrochements. Ces grandes dimensions en plan sont :

Longitudinal : 33.3 m

Transversal : 23 m

V- Dimensions en élévation

La hauteur du RDC est de : 3.5 m

La hauteur des autres niveaux est de : 3.06 m

Sa hauteur totale est de 49 m

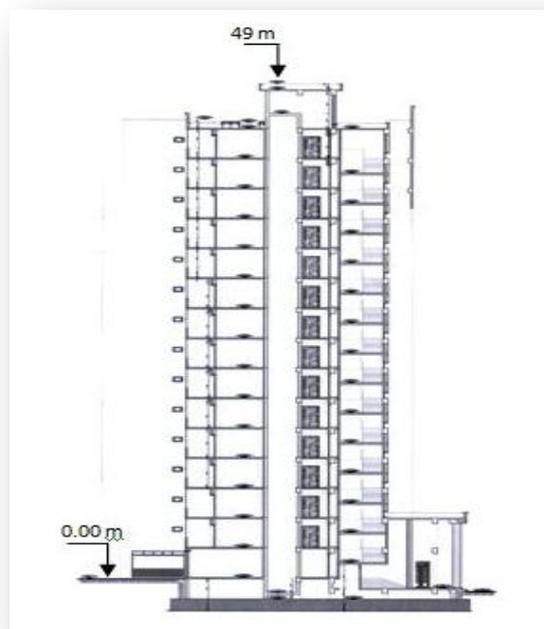


Figure 1-4. Coupe transversale

VI- Matériaux

VI.1 - Maçonnerie

Les murs extérieurs sont prévus en doubles cloisons de briques creuses de 12 et 8 trous séparées d'un vide d'air de 5 cm. Quant aux parois des murs intérieurs ils sont en simple briques de 8 trous.

Le revêtement des cloisons internes du bâtiment est en plâtre alors que les cloisons externes sont revêtues en ciment.

VI.2 - Béton

Le béton est le matériau de construction le plus utilisé dans le domaine du génie civil. Il se caractérise par sa grande résistance à la compression.

Dans notre projet, la résistance du béton exigée par le maître d'ouvrage est de $f_{c28} = 25$ MPa, il est obtenu en mélangeant ciment, sable, gravier et eau à des proportions bien définies.

⇒ Contraintes limites

➤ Etat Limite Ultime (ELU)

Contrainte limite de compression

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta \gamma_b} = 14.17 \text{ MPa} : \text{combinaison normale avec } \gamma_b = 1.5$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta \gamma_b} = 18.48 \text{ MPa} : \text{combinaison accidentelle avec } \gamma_b = 1.15$$

Contrainte limite de traction (article A.2.1.1.2 du CBA 93)

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} = 2.1 \text{ MPa}$$

Contrainte limite de cisaillement

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par : $\tau \leq \bar{\tau}$

$$\left\{ \begin{array}{ll} \bar{\tau} = \min \{0.2 f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}\} = 3.33 \text{ MPa} & \text{fissuration peu nuisible.} \\ \bar{\tau} = \min \{0.15 f_{c28} / \gamma_b ; 3 \text{ MPa}\} = 2.5 \text{ MPa} & \text{fissuration préjudiciable.} \end{array} \right.$$

➤ Etat Limite de Service (ELS)

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

VI.3 - Acier

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, son rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion.

Les aciers utilisés sont de classe FeE400, leur module d'élasticité longitudinal est égal à $E_s = 200\ 000$ MPa.

⇒ **Contraintes limites**

➤ Etat Limite Ultime

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa (pour } \gamma_s = 1.15)$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa (pour } \gamma_s = 1)$$

➤ Etat Limite de service

- Fissuration non préjudiciable : aucune vérification à faire
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{ij}} \right\}$.
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{ij}} \right\}$.

η : Coefficient de fissuration.

- $\eta = 1$ pour les ronds lisses (RL).
- $\eta = 1.6$ pour les armatures à hautes adhérence (HA).

Nous résumons les contraintes limites du béton et de l'acier dans le tableau qui suit :

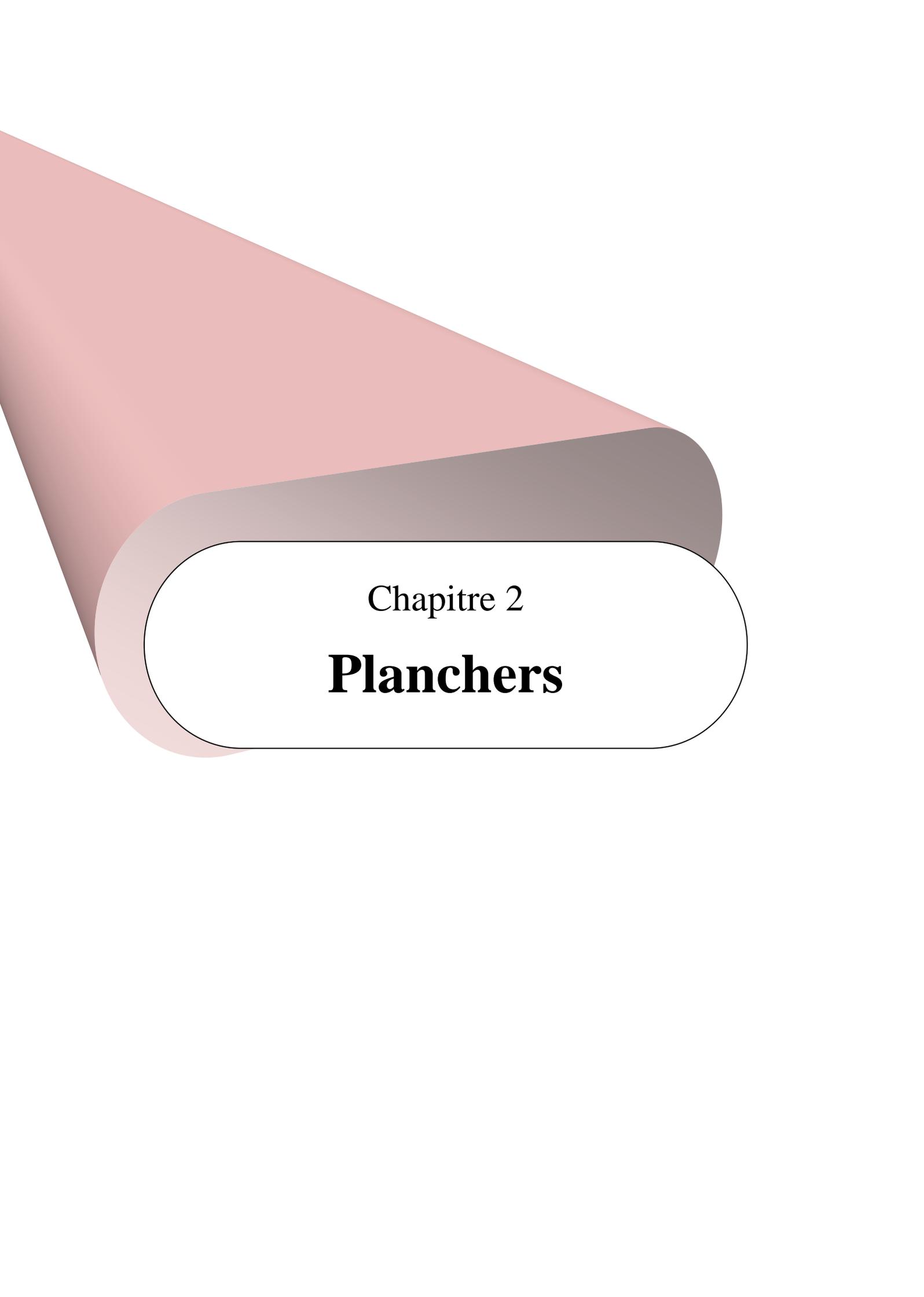
Tab.1-1. Caractéristiques du béton et de l'acier

Béton			Acier	
ELU	Contrainte limite de compression	14.17 MPa	ELU : contrainte limite	348 MPa
	Contrainte limite de traction	2.1 MPa		
	Contrainte limite de cisaillement	2.5 MPa	ELS : contrainte limite	201.6MPa
ELS	Contrainte limite de compression	15 MPa		165 MPa

VII- Caractéristiques du sol

Le sol sur lequel est bâti notre ouvrage a une contrainte admissible de 2.5 bars. Il est ferme, ce qui le classe dans la catégorie S2.

L'ancrage des fondations est pris égal à 3.0 m en partant de l'état actuel du terrain, et ce après le terrassement d'éventuel remblai existant.



Chapitre 2

Planchers

I- Introduction

Le plancher est un élément horizontal. Il a pour rôle la séparation entre les niveaux d'un bâtiment, la transmission des différentes charges aux éléments porteurs et de contreventements, tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique et thermique.

Le projet étudié comporte deux types de planchers :

- Planchers à corps creux : étages courants et terrasse
- Planchers dalle pleine : balcons et escaliers (paillasse et paliers).

II- planchers à corps creux

Ils sont composés de 3 éléments principaux :

- les corps creux ou "**entrevous**" qui servent de coffrage perdu,
- les **poutrelles** en béton armé ou précontraint qui assurent la tenue de l'ensemble et reprennent les efforts de tractions grâce à leurs armatures,
- une dalle de compression armée qui reprend les efforts de compressions.

La figure ci-dessous illustre la disposition des différents éléments d'un plancher à corps creux.

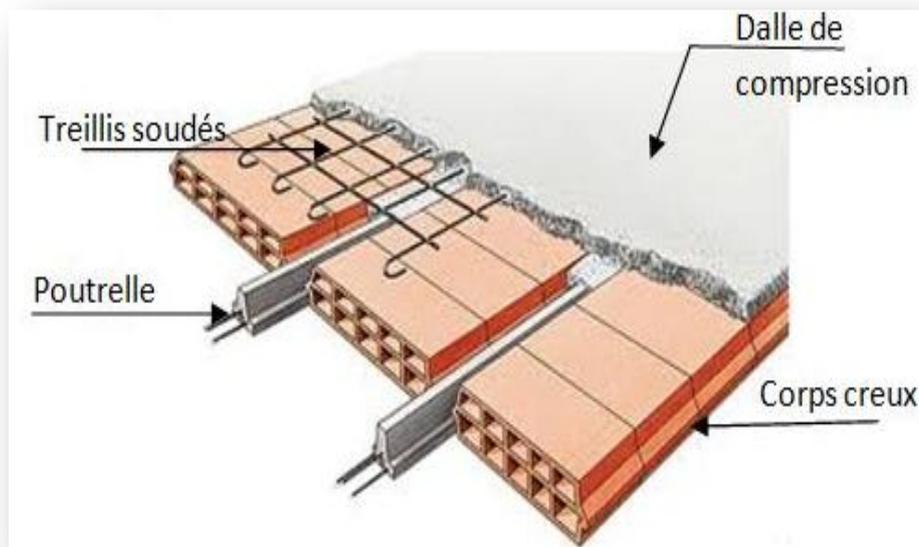


Figure 2-1. Plancher à corps creux

II.1- Prédimensionnement

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de rigidité (limitation de la flèche) donné par le CBA 93 article B.6.8.4.2.4:

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5}$$

Avec L : plus grande portée entre nus dans le sens des poutrelles.

h : hauteur totale du plancher.

Nous obtenons : $h > 16.44$ cm

⇒ Afin de vérifier les conditions précédentes, nous prenons une hauteur égale à 20cm.

Ce qui nous donne un plancher constitué de hourdis de 16 cm et une dalle de compression de 4cm

Dans notre structure, les dimensions des constituants du plancher sont :

Hourdis : $l = 65$ cm, $h = 16$ cm

Poutrelles : $b_0 = 12$ cm (largeur de la nervure)

$b = 65$ cm (largeur de la table)

$h_t = 20$ cm (hauteur de la poutrelle)

$h_0 = 4$ cm (hauteur de la table)

II.2- Ferrailage**II.2.1- Poutrelles**

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués en béton armé, disposées parallèlement les unes par rapport aux autres, dans le sens de la petite portée et distantes par la longueur d'un corps creux (hourdis).

Leur ferrailage s'effectue en deux étapes :

- Avant coulage de la table de compression,
- Après coulage de la table de compression.

II.2.1.1- Avant coulage

Les poutrelles sont considérées comme des poutres isostatiques soumises à leur poids propre, au poids des entrevous et à une surcharge concentrée Q appliquée en travée (à mi-portée) simulant la présence d'un ouvrier sur le plancher :

$$Q = \text{Max} \{ 1 [\text{kN}] \text{ (au milieu de la poutrelle)}; 0.5 [\text{kN/ml}] \times \text{portée} \}$$

$$Q = \text{Max} \{ 1 ; 0,5 \times 3.7 \} = 1.85 \text{ kN}$$

Les charges permanentes sont données dans le tableau suivant :

Tab. 2-1. Charges permanentes des poutrelles et hourdis

		G [kN/m]
Poutrelles	0.12 x 0.04 x 25	0.12
Hourdis	0.65 x 1	0.65
		G = 0.77 kN/m

➤ Combinaisons d’actions

À l’ELU : $P_u = 1.35 G \times 3.7 + 1.5 Q$ $P_u = 6.62 \text{ kN}$

À l’ELS : $P_{ser} = (G \times 3.7) + Q$ $P_{ser} = 4.7 \text{ kN}$

Sollicitation de calcul :

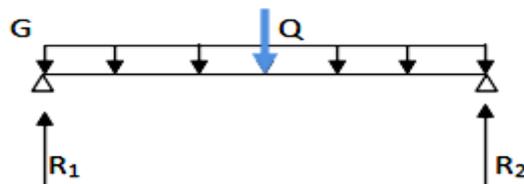


Figure 2-2. Schéma statique d’une poutrelle

ELU : $R_1 = R_2 = \frac{P_u}{2} = 3.31 \text{ kN}$

ELS : $R_1 = R_2 = \frac{P_{ser}}{2} = 2.35 \text{ kN}$

$M_{tu} = R_1 \times \frac{3.7}{2} - 1.35 G \times \frac{3.7^2}{8} = 4.34 \text{ kNm}$

$M_{tser} = R_1 \times \frac{3.7}{2} - G \times \frac{3.7^2}{8} = 3.03 \text{ kNm}$

➤ Calcul des armatures

$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = 1.97 > \mu_{lim} \implies$ armatures de compression indispensable.

Etant donné la petite section de béton de la poutrelle, nous sommes dans l’obligation de diminuer le moment et cela en réduisant les portées des travées. Il faut donc prévoir un étaieement.

➤ Calcul des étais

Nous nous mettons dans le cas limite ou $\mu=0.391$

$\implies M_u = 0.86 \text{ kN.m}$

En supposons que la nouvelle portée va nous donner : $Q = 1 \text{ kN}$

L’espace entre les étais est obtenu en résolvant l’équation suivante :

$[(1.35 G \cdot L) + (1.5 Q)] \times L/4 - 1.35 G L^2/8 = 0.86$

Donc nous prévoyons des étais distants de 100 cm.

II.2.1.2- Après coulage

Après le bétonnage, la continuité des poutrelles sera assurée et la section de calcul à considérer est une section en T, dont les dimensions sont données dans la figure qui suit :

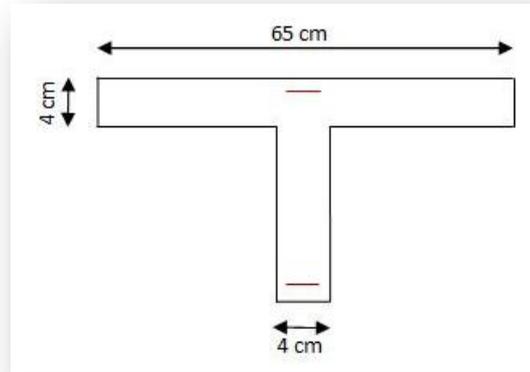
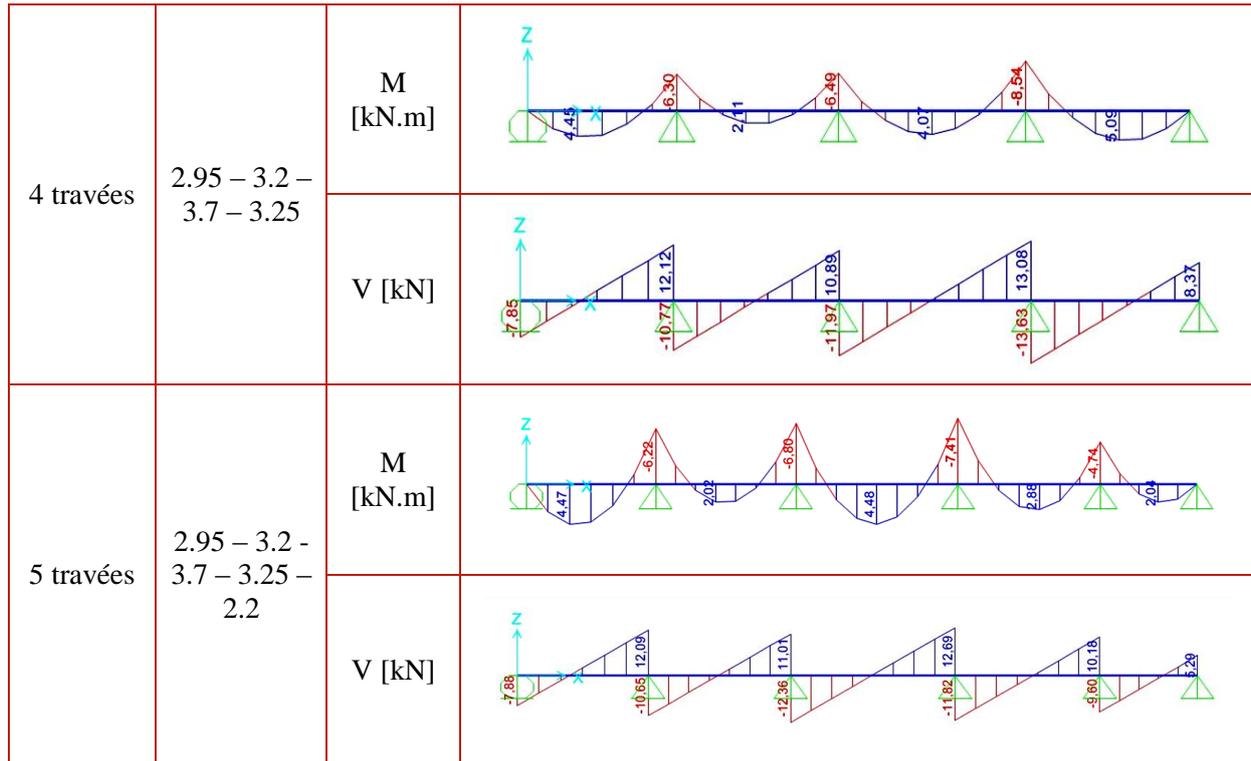


Figure 2-3. Dimensions d'une poutrelle

Nous avons quatre (4) types de poutrelles à envisager et les efforts ont été calculés grâce au logiciel SAP2000.

Tab 2-2. Efforts dans les poutrelles

Type de poutrelles	Portées [m]	Diagrammes	
2 travées	3.7 – 3.25	M [kN.m]	
		V [kN]	
3 travées	3.7 – 3.25 – 2.2	M [kN.m]	
		V [kN]	



Le tableau qui suit résume l'effort maximal pour chaque type de poutrelle.

Tab.2-3. Sollicitations maximales

Type de poutrelles	Sollicitations	Valeurs maximales
2 travées	Moments d'appuis [kN.m]	-10.21
	Moments en travée [kN.m]	7.03
	Effort tranchant [kN]	15.28
3 travées	Moments d'appuis [kN.m]	-9.27
	Moments en travée [kN.m]	7.39
	Effort tranchant [kN]	15.03
4 travées	Moments d'appuis [kN.m]	-8.54
	Moments en travée [kN.m]	5.1
	Effort tranchant [kN]	13.63
5 travées	Moments d'appuis [kN.m]	-7.41
	Moments en travée [kN.m]	4.48
	Effort tranchant [kN]	12.68

➤ Calcul du ferrailage

La fissuration étant peu préjudiciable, le calcul du ferrailage se fera à l'ELU sous les sollicitations suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_a = -10.21 \text{ kN.m} \\ M_t = 7.4 \text{ kN.m} \\ V = 15.28 \text{ kN} \end{array} \right.$$

▪ **Ferrailage longitudinal**

La section de ferrailage adoptée est résumée dans le tableau ci-dessous :

Tab.2-4. Section d'armatures longitudinales

	Mu [kN.m]	μ	As [cm ²]	Choix d'armatures
Appuis	-10.21	0.188	1.83	2 HA 12
travée	7.4	0.025	1.2	3 HA 8

- Condition de non fragilité (article A.4.2 du BAEL 91)

$$\rho = \frac{A_s}{A_b} \geq 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Cette condition est vérifiée dans le cas du ferrailage en travée et sur appuis.

▪ **Ferrailage transversal**

$$V_{\max} = 15.28 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{V}{bd} = 0.7 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$$

Puisque la condition est vérifiée, alors le béton seul suffit à reprendre les efforts tranchants. Nous disposerons néanmoins un pourcentage minimal d'armatures transversales :

$$\Phi_t = \min \left\{ \frac{h}{35} ; \Phi_1 ; \frac{b_0}{10} \right\}$$

$$S_t = \min\{0.9 d ; 40 \text{ cm}\} \implies \text{Nous prenons des } \Phi 8 \text{ avec un espacement de } 16 \text{ cm}$$

- **Vérifications aux appuis (Armatures longitudinales)**

- Appuis de rives

$$\left. \begin{array}{l} A_s \geq V_u \frac{\gamma_s}{f_e} = 4.4 \times 10^{-5} \\ V_u < 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} b.a = 0.19 \end{array} \right\} \text{Vérfiées}$$

Avec $a = \min \{ a' ; 0.9d \}$

- Appuis intermédiaires

$$A_{sl} = 1.83 \times 10^{-4} \geq \frac{\left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right)}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = 1.75 \times 10^{-4} \quad \text{Vérfiée}$$

$$\sigma_{bc} < 1.3 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 21.67 \quad \text{Vérfiée}$$

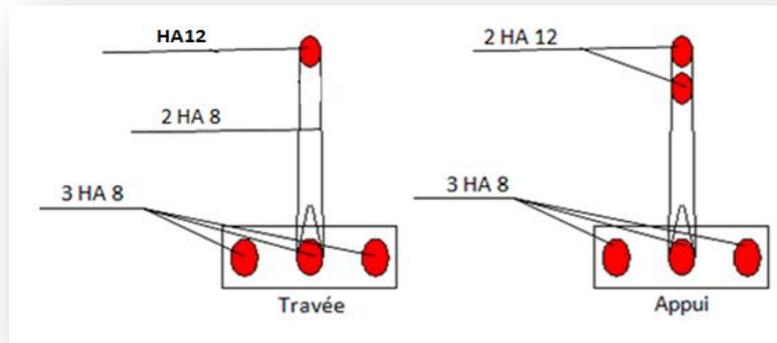


Figure 2-4. Ferrailage des poutrelles

II.2.2- Dalle de compression

La dalle de compression d'épaisseur 4 cm est armée d'un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaire aux nervures (sens porteur).
- 33 cm pour les armatures parallèle aux nervures (acier de répartition).

Les sections doivent être :

- $A_s(\perp) \geq \frac{200}{f_e} \text{ (cm}^2\text{)}$ Si : $l \leq 50 \text{ cm}$
- $A_s(\perp) \geq \frac{4.1}{f_e}$ Si : $50 \leq l \leq 80 \text{ cm}$

l : longueur entre l'axe des nervure.

Dans notre cas : $f_e = 400 \text{ MPa}$ et $l = 65 \text{ cm}$

Le diamètre des barres doit être : $\Phi = \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\}$, nous prenons un diamètre $\Phi = 6 \text{ mm}$ pour les deux sens.

$$50 < l \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_s \geq \frac{4l}{f_e} = \frac{4 \times 65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2$$

$$A_s (//) = \frac{A_s(\perp)}{2} = 0.705 \text{ cm}^2$$

Le treillis soudé adopté est un quadrillage à maille rectangulaire :

- ⇒ Sens porteur: Φ 6 avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$
- ⇒ Acier de répartition: Φ 6 avec un espacement $S_t = 33 \text{ cm}$

III- Dalles pleines

Nous procéderons au prédimensionnement des balcons et des escaliers. Le calcul du ferrailage se fera uniquement pour les balcons.

Dans notre ouvrage le balcon ne saillit pas hors du bâtiment mais est un espace ouvert sur l'extérieur à l'étage : on ne compte dans ce cas qu'un seul garde-corps à l'avant, avec des murs sur les côtés : dans ce cas, on parle plutôt de loggia.

III.1- Prédimensionnement

Son épaisseur doit satisfaire les conditions suivantes :

- Condition de résistance au feu :

$e = 7 \text{ cm}$ pour une durée de 1h de coupe feu

$e = 11 \text{ cm}$ pour une durée de 2h de coup feu

- Isolation phonique [2] :

$e \geq 13 \text{ cm}$

- Résistance à la flexion :

Dalle reposant sur 2 appuis (balcons) : $L/35 \leq e \leq L/30$

Où L : portée maximale = 1.5 m

Ce qui nous donne : $4.3 \leq e \leq 5 \text{ cm}$

- Condition de déformation :

$$\frac{L}{25} \leq e \leq \frac{L}{20} : \quad 6 \leq e \leq 7.5 \text{ cm}$$

⇒ Pour respecter les conditions précédentes, nous optons pour une dalle d'épaisseur de 12 cm pour les balcons et 14 cm pour les escaliers.

III.2- Ferrailage

Un balcon est un élément d'architecture consistant en une plate-forme se dégageant du mur d'un édifice. Il est dans la plupart des cas à l'extérieur de l'édifice.

Réalisé en béton armé, il sera calculé comme une console de 1m de largeur et de 12 cm d'épaisseur.

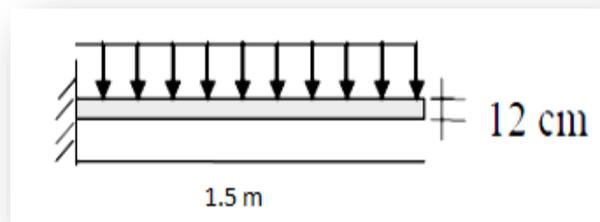


Figure 2.5 – Schéma statique du balcon

Le calcul se fera à l'ELU avec une vérification à l'ELS

Tab.2-5. Combinaisons des charges du balcon

Charges	G [kN/m ²]	Q [kN/m ²]	P _u [kN/m]	P _{ser} [kN/m]
	5.82	3.5	35.5	25.16

Tab.2-6. Actions et sollicitations agissant sur le balcon

	ELU	ELS
Moment à l'encastrement [kN.m]	$\frac{ql^2}{2} = 39.9$	28.31
Effort tranchant à l'encastrement [kN]	53.25	37.74

III.2.1- A l'ELU

La section dangereuse est au niveau de l'encastrement, les fissurations sont considérées comme préjudiciables. Les résultats de ferrailage sont donnés dans le tableau suivant :

Tab.2-7. Ferrailage du balcon à l'ELU

M _u [kN.m]	μ	As [cm ²]	Choix d'armatures	S _t [cm]
39.9	0.28	13.7	7 HA 16	14

Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.2 \text{ cm}^2$$

III.2.2– Vérification à l'ELS

Tab.2-8. Calcul à l'ELS

Position de l'axe neutre y [cm]	Moment d'inertie [m ⁴]	Coefficient K [MN/m ³]
4.72	9.4 x 10 ⁻⁵	301.2

$$\sigma_{bc} = Ky = 14.21 \leq \sigma_{bc}' = 15 \text{ MPa} \quad \text{vérifiée}$$

$$\sigma_s = n K (d - y) = 238.55 \text{ MPa} < \sigma_s' = 206.1 \text{ MPa} \quad \text{non vérifiée}$$

Nous calculons A_s à partir de l'organigramme de l'annexe A.

Tab.2-9. Ferrailage du balcon à l'ELS

Contrainte de l'acier $\sigma_s' = \sigma_s$ [MPa]	λ	Φ [°]	Profondeur relative de la fibre neutre α	Contrainte du béton σ_{bc} [MPa]	A_s [cm ²]
201.6	1.42	53.77	0.501	13.49	16.75

$$A_s = \max \{ A_{s \text{ ELU}} ; A_{s \text{ ELS}} ; A_{s \text{ min}} \} = 16.75 \text{ cm}^2$$

Nous optons alors pour des HA 20 avec $St = 16 \text{ cm}$

- Condition de cisaillement

$$\tau_u = \frac{V}{bd} = 0.53 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée, ce qui signifie que le béton seul suffit à reprendre l'effort tranchant, on dispose donc des armatures de répartition minimales :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 4.2 \text{ cm}^2 \quad 4 \text{ HA } 12 / \text{ml}$$

Le schéma de ferrailage du balcon est donné dans la figure qui suit :

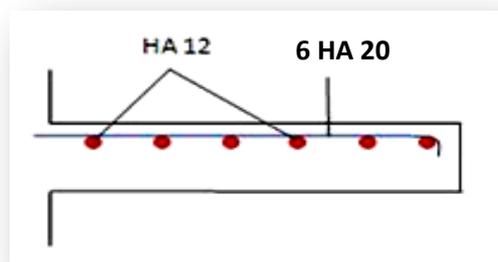
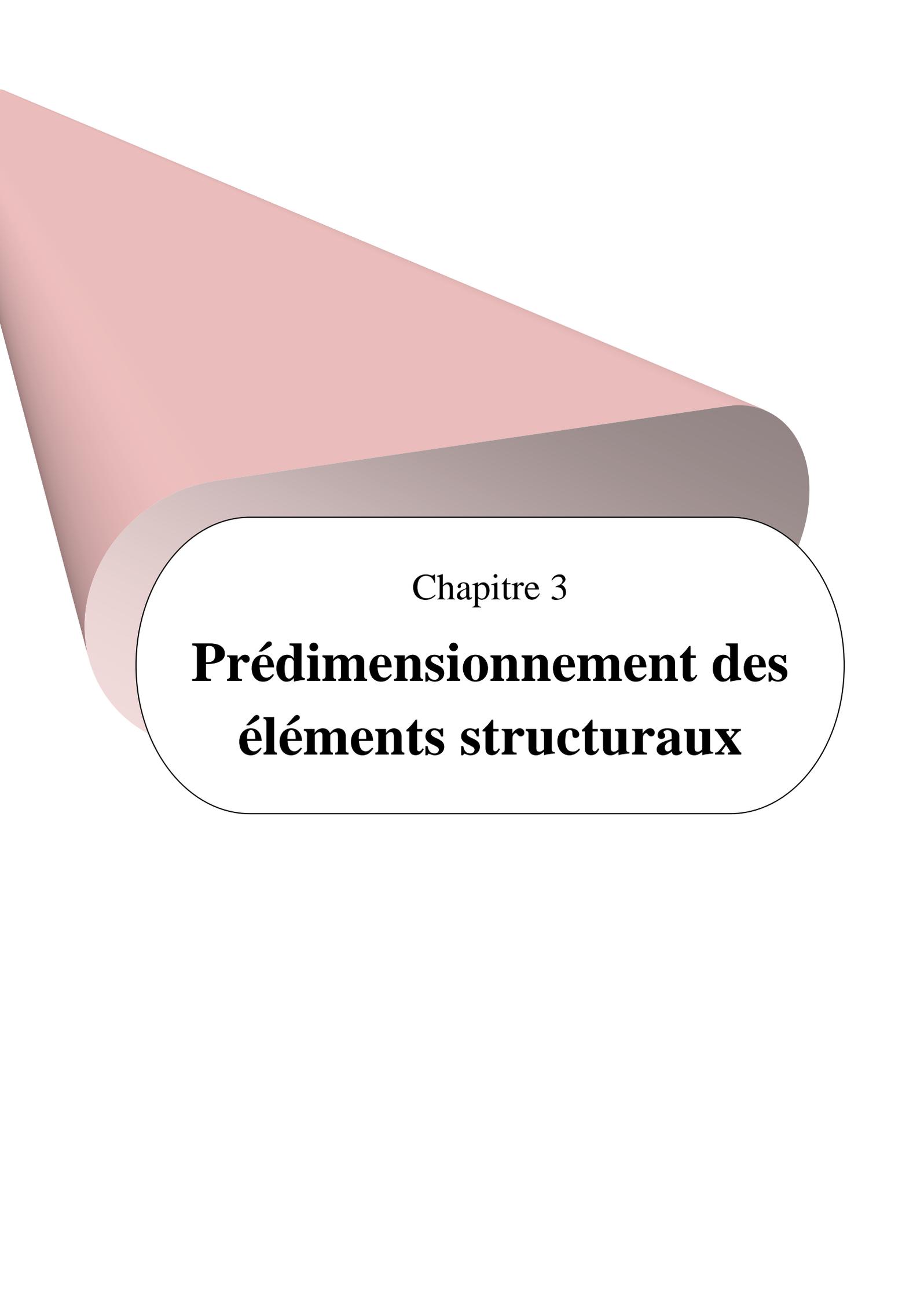


Figure 2-6. Ferrailage du balcon



Chapitre 3

**Prédimensionnement des
éléments structuraux**

I- Introduction

Bien avant de penser au choix définitif et au dimensionnement précis des éléments structuraux et non structuraux (au stade d'avant-projet), le concepteur doit opter pour un ensemble de solutions basées sur les règlements en vigueur. Ces derniers donnent des dimensions minimales découlant des limitations des déformations, de l'expérience et de l'observation des ingénieurs.

Nous avons utilisé les RPA 99 version 2003, les CBA 93 et les BAEL pour prédimensionner des poteaux, poutres et voiles.

II- Evaluation des charges et surcharges

II.1- Plancher courant

Tab 3-1. Charges permanentes d'un plancher courant

Revêtement	Epaisseur [cm]	G [kN/m ²]
Carrelage	2	0.44
Mortier de pose	3.5	0.7
Lit de sable	2	0.36
Corps creux	16+4	2.85
Enduit de ciment	1.5	0.3
Enduit de plâtre	2	0.2
Cloisons	10	0.9
		G_{PC} = 5.75 kN/m²

II.2- Plancher terrasse

Tab 3-2. Charges permanentes du plancher terrasse

Revêtement	Epaisseur [cm]	G [kN/m ²]
Gravillon	5	0.8
Etanchéité multicouche	2	0.12
Forme de pente	10	2.2
Corps creux	16+4	2.85
Isolation thermique	6	0.16
Enduit ciment	1.5	0.27
Enduit plâtre	2	0.2
		G_T = 6.6 kN/m²

II.3- Loggia

Tab 3-3. Charges permanentes de la loggia

Revêtement	Epaisseur [cm]	G [kN/m ²]
Carrelage	2	0.44
Mortier de pose	3.5	0.7
Lit de sable	2	0.36
Dalle pleine	12	3
Enduit de ciment	1.5	0.3
Etanchéité	2	0.12
Cloisons	10	0.9
		G_B = 5.82 kN/m²

II.4- Escaliers

Tab 3-4. Charges permanentes de l'escalier

Palier	Revêtement	Epaisseur [cm]	G [kN/m ²]
	Carrelage	2	0.44
	Mortier de pose	3.5	0.7
	Lit de sable	2	0.36
	Dalle pleine	14	3.5
	Enduit de ciment	1.5	0.3
			G_B = 5.3 kN/m²
Paillasse	Revêtement	Epaisseur [cm]	G [kN/m ²]
	Carrelage	2	0.44
	Mortier de pose	3.5	0.7
	Lit de sable	2	0.36
	Marche	$17/2 = 8.5$	1.87
	Dalle pleine	$\frac{e}{\cos \alpha} = 16.6$	4.15
	Enduit de ciment	1.5	0.3
			G_B = 7.82 kN/m²

II.5- Conclusion

Charges permanentes

Tab 3-5. Récapitulatif des charges permanentes

G [kN/m ²]	Plancher terrasse	Plancher courant	Loggia	Escaliers	
	6.6	5.75	5.82	Palier	Paillasse
				5.3	7.82

Charges d'exploitations.

Tab 3-6. Récapitulatif des charges d'exploitations

Q [kN/m ²]	Plancher terrasse	Plancher courant	Loggia	Escaliers
		1	1.5	3.5

III- Prédimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux et linéaires faisant partie de l'ossature d'un plancher. Elles reçoivent les actions mécaniques et les transmettent aux appuis. Leurs dimensions doivent satisfaire les conditions suivantes :

D'après l'article 7.5 des RPA 99 version 2003:

$$\begin{cases} b \geq 20 \\ h \geq 30 \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$

b : largeur de la poutre

h : hauteur de la poutre

Et d'après le BAEL91 :

$$\frac{L}{15} < h_T < \frac{L}{10} \quad \text{et} \quad 0.4h_T < b < 0.7h_T$$

Tab 3-7. Prédimensionnement des poutres

	L_{\max} [cm]	Sens	Dimensions [cm]
Poutres principales	540	Parallèle à Y	30x40
Poutres secondaires	370	Parallèle à X	25x35
Poutres palier	670	Parallèle à X	35x50

IV- Prédimensionnement des poteaux

Les poteaux sont des organes de structure d'un ouvrage. Sur lesquels se concentrent de façon ponctuelle les charges de la superstructure, et par lesquels ces charges se répartissent vers l'infrastructure.

D'après l'article B.8.4.1 du CBA 93 : l'effort normal ultime agissant dans un poteau doit être au plus égal à :

$$\overline{N}_u \leq \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

Expression dans laquelle :

N_u : Effort normal maximal à l'ELU ($N_u = 1,35 G + 1,5 Q$) calculé en utilisant la règle de dégression verticale.

B_r : Section réduite du poteau calculée à partir des dimensions réelles du poteau réduites de 1 cm au pourtour, [$B_r = (a - 0,02)(b - 0,02) \text{ m}^2$].

A_s : Section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul = $0.9\%B_r$ (article 7.4.2 du RPA99).

α : Coefficient fonction de l'élanement du poteau calculé par :

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

Avec : $\lambda = \frac{l_f \times \sqrt{12}}{a}$ et $l_f = 0.7 \times l_0$ [2].

IV.1- Charges permanentes revenant au poteau le plus chargé

Le poteau le plus chargé dans notre cas est celui qui supporte la plus grande surface :

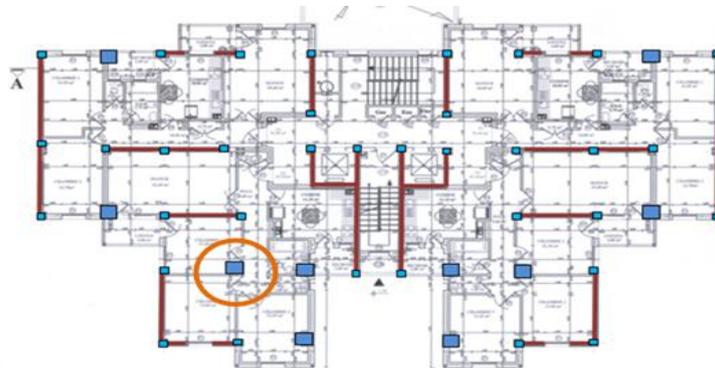


Figure 3-1. Localisation du poteau le plus chargé

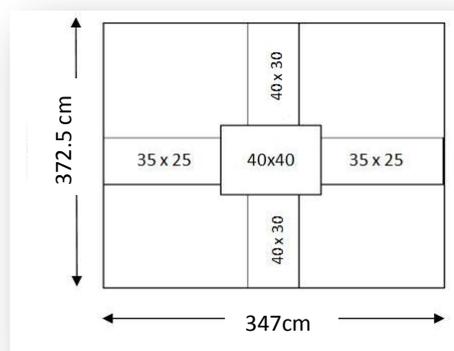


Figure 3-2. Surface reprise par le poteau le plus sollicité

➤ Terrasse :

- Poids poutre principale : $(0.4 \times 0.3 \times 25 \times 3.725) = 11.17 \text{ kN}$
- Poids poutre secondaire : $(0.35 \times 0.25 \times 25 \times 3.47) = 7.6 \text{ kN}$
- Poids poteau : $0.4 \times 0.4 \times (3.06 - 0.4) \times 25 = 10.64 \text{ kN}$
- Poids de la dalle : $12.94 \times 6.6 = 85.4 \text{ kN}$

$$G_{\text{Terrasse}} = 111.81 \text{ kN}$$

➤ Etage courant :

- Poids poutre principale : $(0.4 \times 0.3 \times 25 \times 3.725) = 11.17 \text{ kN}$
- Poids poutre secondaire : $(0.35 \times 0.25 \times 25 \times 3.47) = 7.6 \text{ kN}$
- Poids poteau : $0.4 \times 0.4 \times (3.06 - 0.4) \times 25 = 10.64 \text{ kN}$
- Poids de la dalle: $12.94 \times 5.74 = 74.3 \text{ kN}$

$$\mathbf{G_{\text{Etage courant}} = 103.71 \text{ kN}}$$

IV.2- Surcharges revenant au poteau le plus sollicité

Pour un bâtiment qui présente plus de 5 niveaux et dont les planchers ont une charge d'exploitation différente comme notre cas, la dégression de charges d'exploitations se fait comme indiqué dans l'article 6.3 du DTR BC22 :

Sous la terrasse : Q_0

Sous le 13^{ème} étage : $Q_0 + Q_1$

Sous le 12^{ème} étage : $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$

Sous le 11^{ème} étage : $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Sous le 10^{ème} étage : $Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Sous le 9^{ème} étage : $Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

Sous les étages inférieurs : $Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum Q_i$

n : numéro de l'étage à partir du sommet du bâtiment

Tab 3-8. Dégression des charges

Niveau	Dégression	Q_i
Terrasse	Q_0	1
14	$Q_0 + Q_1$	2.5
13	$Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$	3.85
12	$Q_0 + 0.9 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$	5.05
11	$Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	6.1
10	$Q_0 + 0.8 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	7
9 (n=6)	$Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$	7.75
8 (n=7)	$Q_0 + 0.71 (Q_1 + \dots + Q_7)$	8.45
7 (n=8)	$Q_0 + 0.687 (Q_1 + \dots + Q_8)$	9.25
6 (n=9)	$Q_0 + 0.67 (Q_1 + \dots + Q_9)$	10.045
5 (n=10)	$Q_0 + 0.65 (Q_1 + \dots + Q_{10})$	10.75
4 (n=11)	$Q_0 + 0.64 (Q_1 + \dots + Q_{11})$	11.56
3 (n=12)	$Q_0 + 0.625 (Q_1 + \dots + Q_{12})$	12.25
2 (n=13)	$Q_0 + 0.615 (Q_1 + \dots + Q_{13})$	13
1 (n=14)	$Q_0 + 0.607 (Q_1 + \dots + Q_{14})$	13.75
RDC (n=15)	$Q_0 + 0.6 (Q_1 + \dots + Q_{15})$	16.6

Les efforts revenant au poteau sont présentés dans le tableau suivant :

Tab 3-9. Efforts revenant au poteau

Etage	Q_i [kN/m ²]	$Q_{cumulé}$ [kN/m ²]	N_Q [kN]	G_i [kN]	N_G [kN]
Terrasse	1	1	12,94	111,81	111,81
14	1,5	2,5	32,35	103,71	215,52
13	1,5	3,85	49,819	103,71	319,23
12	1,5	5,05	65,347	103,71	422,94
11	1,5	6,1	78,934	103,71	526,65
10	1,5	7	90,58	103,71	630,36
9	1,5	7,75	100,285	103,71	734,07
8	1,5	8,45	109,343	103,71	837,78
7	1,5	9,25	119,695	103,71	941,49
6	1,5	10,045	129,9823	103,71	1045,2
5	1,5	10,75	139,105	103,71	1148,91
4	1,5	11,56	149,5864	103,71	1252,62
3	1,5	12,25	158,515	103,71	1356,33
2	1,5	13	168,22	103,71	1460,04
1	1,5	13,75	177,925	103,71	1563,75

IV.3- Prédimensionnement

Les sections obtenues sont résumés comme suit :

Tab 3-10. Prédimensionnement des poteaux

Etage	$1,1N_u$ [MN]	Br [m ²]	axa [cmxcm]
Sous la terrasse	0.187	0,0122	40x40
Sous le 14 ^{ème}	0.373	0,0243	40x40
Sous le 13 ^{ème}	0.556	0,0362	40x40
Sous le 12 ^{ème}	0.736	0,0479	40x40
Sous le 11 ^{ème}	0.912	0,0594	40x40
Sous le 10 ^{ème}	1.085	0,0708	45x45
Sous le 9 ^{ème}	1.255	0,0818	45x45
Sous le 8 ^{ème}	1.424	0,0928	45x45
Sous le 7 ^{ème}	1.596	0,1040	45x45
Sous le 6 ^{ème}	1.766	0,1151	45x45
Sous le 5 ^{ème}	1.936	0,1262	50x50
Sous le 4 ^{ème}	2.107	0,1374	50x50
Sous le 3 ^{ème}	2.276	0,1484	50x50
Sous le 2 ^{ème}	2.446	0,1594	50x50
Sous le 1 ^{er}	2.616	0,1705	50x50

IV.4- Vérifications

L'effort de compression doit vérifier les conditions suivantes :

- A l'ELU :

$$\sigma = \frac{N_u}{b h} = \frac{2.62}{0.5^2} = 10.48 < f_{bu}$$

- A l'ELS :

$$N_{ser} = 1.1 (N_Q + N_G) = 1.9 \text{ MN}$$

$$\sigma = \frac{N_{ser}}{b h} = \frac{1.9}{0.5^2} = 7.6 < 0.6 f_{c28} = 15$$

Afin 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 exigée dans l'article (7.4.3.1) du RPA99-version 2003 :

$$V = \frac{N_u}{A f_{c28}} = 0.42 \leq 0.3 \text{ n'est pas vérifiée}$$

N_u : effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton

A : aire de la section brute du béton.

Dans le but de vérifier cette condition, nous adoptons les sections suivantes :

Tab 3-11. Dimensions des poteaux

Etages	RDC au 2 ^{ème}	3 ^{ème} au 5 ^{ème}	6 ^{ème} au 8 ^{ème}	9 ^{ème} au 11 ^{ème}	12 ^{ème} au 14 ^{ème}
a x a	65 x 65	60 x 60	55 x 55	50 x 50	45 x 45

V- Prédimensionnement des voiles

Les voiles sont des éléments résistants verticaux. Leur rôle est de reprendre les efforts horizontaux par leur grande inertie. Ils participent aussi à la reprise des efforts verticaux.

Ils sont considérés comme voiles, les éléments satisfaisant la condition :

$$L \geq 4e$$

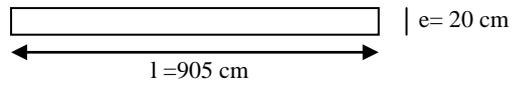
l : longueur du voile.

e : épaisseur du voile.

Selon l'article 7.7.1 du RPA99/version 2003 :

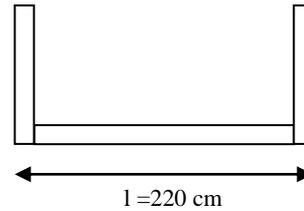
- Pour les voiles à abouts libre :

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq 15 \\ e \geq \frac{h_e}{20} = \frac{3.5}{20} = 17.5 \text{ cm} \\ \text{On adopte l'épaisseur : } e = 20 \text{ cm} \\ l \geq 4 \times e \quad \text{vérifiée} \end{array} \right.$$



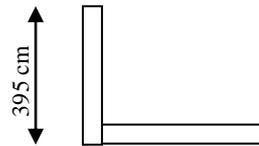
- Pour les voiles à deux abouts :

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq 15 \text{ cm} \\ e \geq \frac{h_e}{25} = \frac{3.5}{25} = 14 \text{ cm} \\ \text{On adopte l'épaisseur : } e = 20 \text{ cm} \\ l \geq 4 \times e \quad \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

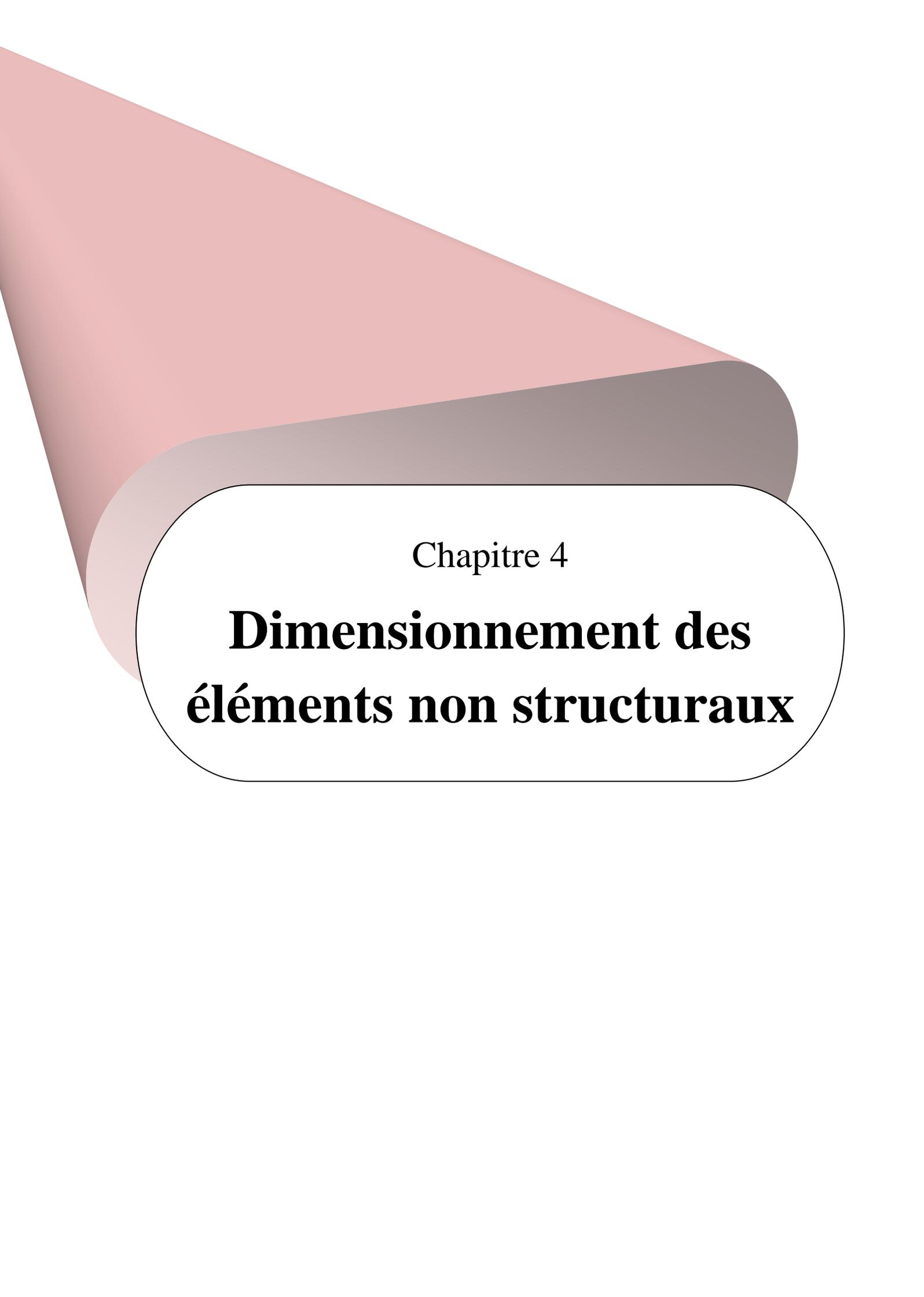


Pour les voiles à un about libre :

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq 15 \text{ cm} \\ e \geq \frac{h_e}{24} = \frac{3.5}{24} = 14.6 \text{ cm} \\ \text{On adopte l'épaisseur : } e = 20 \text{ cm} \\ l \geq 4 \times e \quad \text{vérifiée} \end{array} \right.$$



Tous les voiles de ce bâtiment auront une épaisseur de 20 cm.



Chapitre 4

**Dimensionnement des
éléments non structuraux**

I- Introduction

Les éléments non structuraux n'apportant pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques d'ensemble peuvent être considérés comme éléments secondaires. Ceci à condition que leur résistance à ces actions soit effectivement négligée et qu'ils ne soient soumis du fait des déformations imposées, qu'à des sollicitations négligeables vis-à-vis des sollicitations d'autres origines.

Dans ce chapitre, nous allons aborder le calcul des éléments non structuraux suivants :

- Escaliers.
- Acrotère.

II- Escaliers

L'escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marches sur une dalle inclinée, permettant d'accéder à un étage, de passer d'un niveau à un autre en montant et descendant.

Pour ce bâtiment, nous avons deux escaliers. Les deux sont droits et à deux volées. Ils diffèrent dans le type d'appuis.

II.1- Caractéristiques des escaliers

Afin que l'escalier garantisse le confort nécessaire aux usagers, les conditions suivantes doivent être respectées.

Formule du pas ou relation de Blondel : $60 \leq g + 2h \leq 65$

$$\left\{ \begin{array}{l} 14 \leq h \leq 18 \\ 25 \leq g \leq 32 \\ h = \frac{H}{n} \text{ avec } H = \frac{h_e}{2} \\ g = \frac{L}{n-1} \end{array} \right.$$

$$\text{avec } \left\{ \begin{array}{l} h : \text{ hauteur de la contre marche.} \\ g : \text{ giron ou largeur de la marche.} \\ L : \text{ longueur de la volée} = 2.4 \text{ m} \\ n : \text{ nombre de marches} \\ h_e : \text{ hauteur d'étage} \end{array} \right.$$

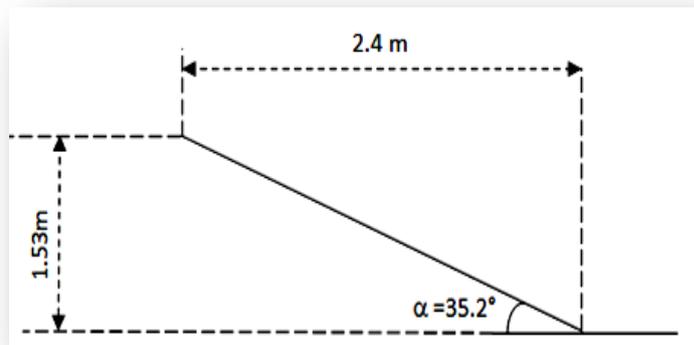


Figure 4-1. Inclinaison de la paillasse

Nous aboutissons aux résultats suivants :

Tab.4-1. Caractéristiques de l'escalier

	g [cm]	n	h [cm]
Étage courant (3.06 m)	30	9	17
RDC (3.5 m)	28	10	17.5

En ce qui concerne les escaliers principaux, les dimensions des paliers intermédiaire et d'arrivée sont : 1.3 x 2.7 m et 2.6 x 2.7 m respectivement.

Pour les escaliers de secours : palier intermédiaire 1.9 x 1.1 m

Palier d'arrivée 1.9 x 1.9 m

II.2- Prédimensionnement de la paillasse et du palier

L'épaisseur de la paillasse est déterminée par les relations suivantes :

- Limitation de la flèche : $e \geq \max \left\{ \frac{\text{portée } (L')}{30} ; 10 \text{ cm} \right\}$
- Condition de résistance : $\frac{L'}{30} \leq e \leq \frac{L'}{20}$

Le tableau 4-2 suivants résume les dimensions de la paillasse.

Tab.4-2. Dimensions de la paillasse

α [°]	L' [m]	e [cm]
32.5	2.85	14

Tenant compte de la continuité entre la paillasse et le palier, nous adopterons la même épaisseur pour le palier à savoir 14 cm.

II.3- Ferrailage de l'escalier

II.3.1- 1^{er} type d'escalier (principaux)

➤ Calcul des efforts

Les sollicitations agissant sur l'escalier sont :

Tab.4-3. Chargement de l'escalier

	G [kN/m ²]	Q [kN/m ²]	P _U [kN/m ²]
Palier	5.3	2.5	10.9
Paillasse	7.82	2.5	14.4

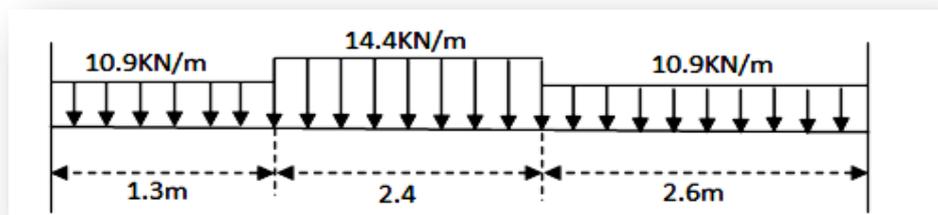
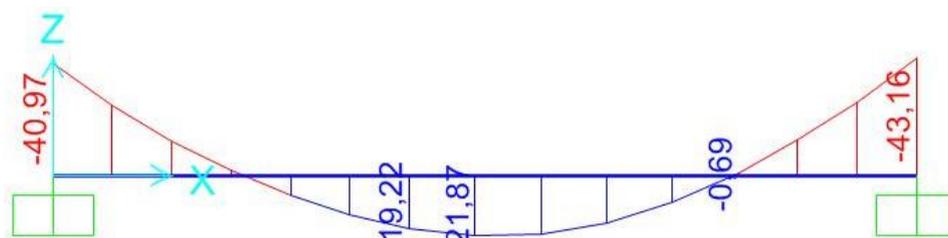


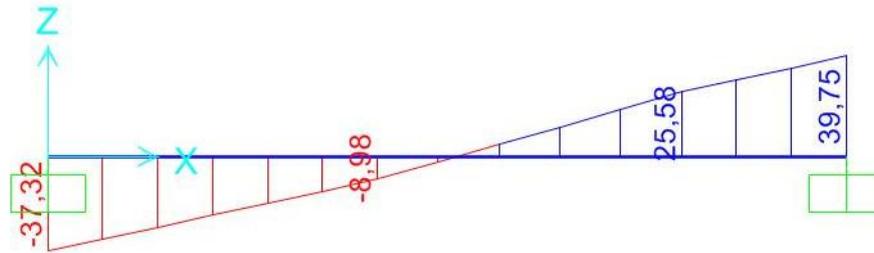
Figure 4-2. Schéma statique de l'escalier

Le moment fléchissant et l'effort tranchant ont été déterminés grâce au logiciel SAP2000, les figures suivantes résument les résultats obtenus :



$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t \max} = 21.87 \text{ kN.m} \\ M_{a \max} = -43.16 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

a. Moment fléchissant



$$T_{\max} = 39.75 \text{ kN}$$

b. Effort tranchant

Figure 4-3. Sollicitations de l'escalier

➤ Calcul du ferrailage

La section transversale qui modélise les éléments de l'escalier (paillasse et palier) est de 100x 14 cm, avec un enrobage de 2 cm.

• Armatures longitudinales

Le ferrailage est calculé en flexion simple à l'ELU (fissuration peu préjudiciable).

Le tableau qui suit récapitule les résultats obtenus :

Tab.4-4. Armatures longitudinales de l'escalier

	M_u [kN.m]	μ	A_s [cm ²]	Choix d'armatures	S_t [cm]
Appuis	-43.16	0.191	11.03	HA 14	12
travée	21.87	0.097	5.33	HA 10	12

- Vérification à l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V}{bd} = 0.33 \text{ MPa} < \tau = 3.33 \text{ MPa}$$

Puisque la condition est vérifiée, le béton seul suffit à reprendre l'effort tranchant.

- Vérification de la condition de non fragilité

$$A_s > 0.23 \times A_b \times f_{tj} / f_c$$

Cette condition est vérifiée

- Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_l}{4} = 6.16 \text{ cm}^2. \implies \text{Nous optons pour 8 HA 10 /ml}$$

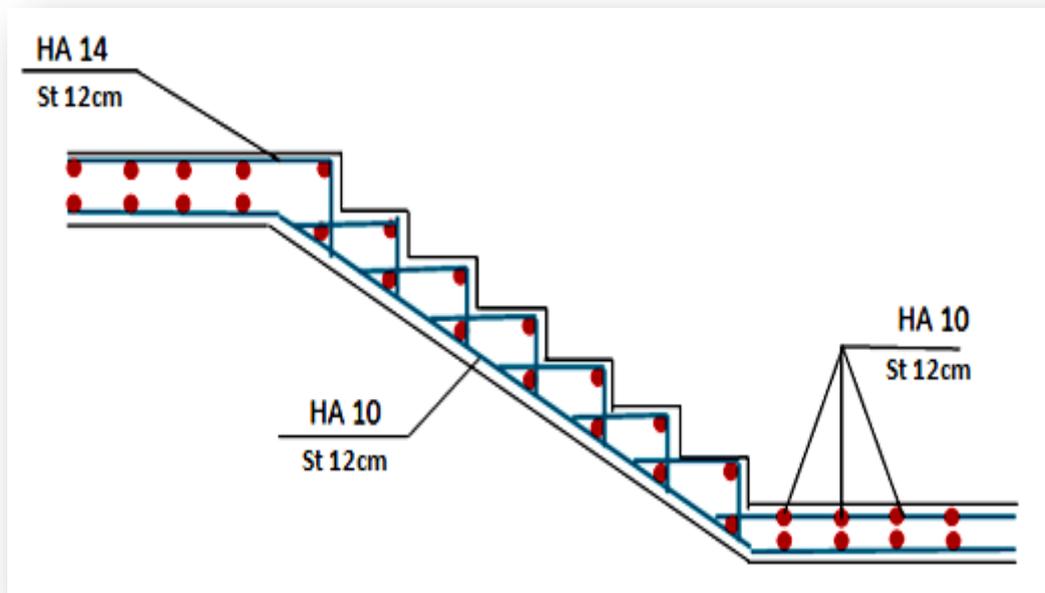


Figure 4-4. Ferrailage de l'escalier

III.3.2- 2^{ème} type d'escalier (de secours)

Cet escalier support le même chargement que le précédent.

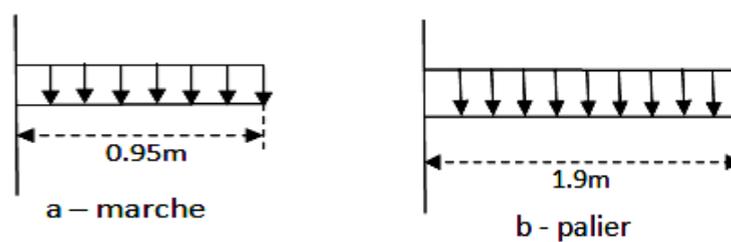


Figure 4-5. Schéma statique de l'escalier

Le moment fléchissant et l'effort tranchant obtenus sont illustrés dans la figure suivante :

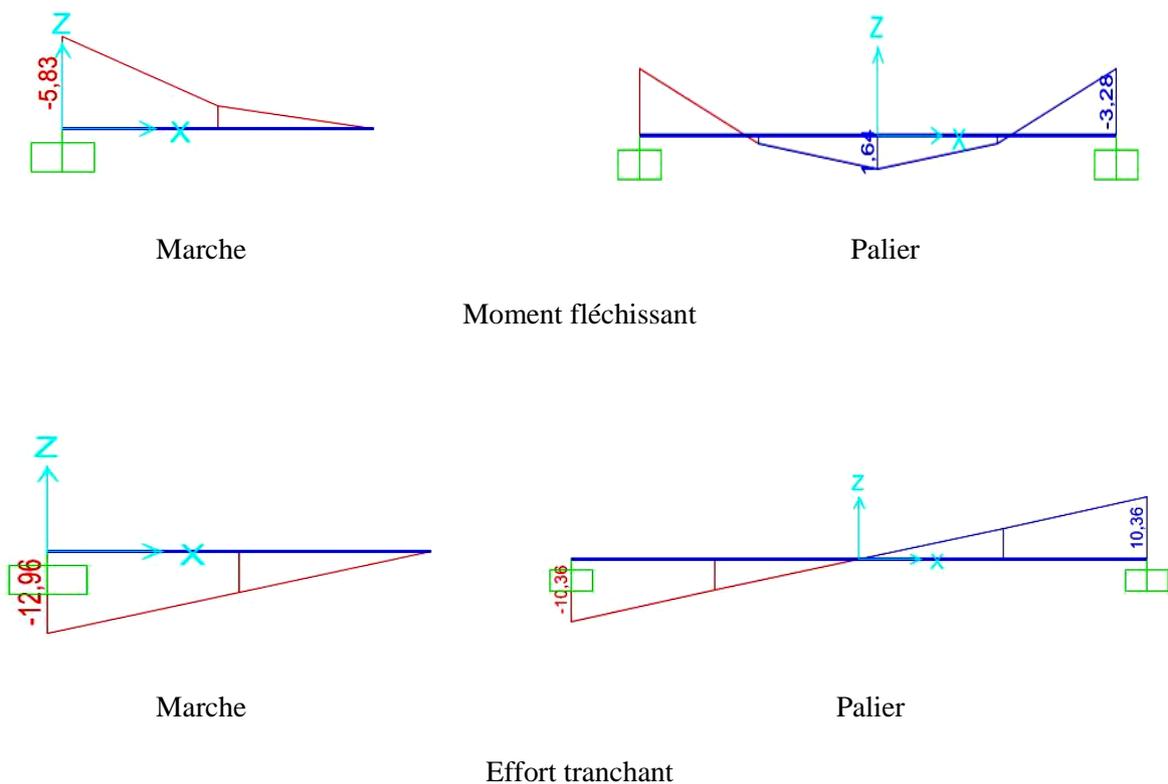


Figure 4-6 .Sollicitations de l'escalier

➤ Calcul du ferrailage :

La section transversale qui modélise les éléments de l'escalier (paillasse et palier) est de 100 x 14 cm, avec un enrobage de 2 cm.

• Armatures longitudinales

Le ferrailage est calculé en flexion simple à l'ELU car la fissuration est considérée comme peu préjudiciable.

Etant donné la valeur faible du moment M , les sections d'armatures seront minimales, le tableau qui suit résume les résultats obtenus :

Tab.4-5. Armatures longitudinales de l'escalier

	As [cm ²]	Choix d'armatures	S _t [cm]
Marche	3.5	5 HA 10	20
Palier	2.01	4 HA 8	25

Remarque : As (marche) a été obtenu en utilisant l'article B.5.3.1 du BAEL 91

- Vérification à l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V}{bd} = 0.108 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$$

Puisque la condition est vérifiée, le béton seul suffit à reprendre l'effort tranchant.

- **Armatures de répartition**

Nous prendrons une section minimale de 4 HA 8

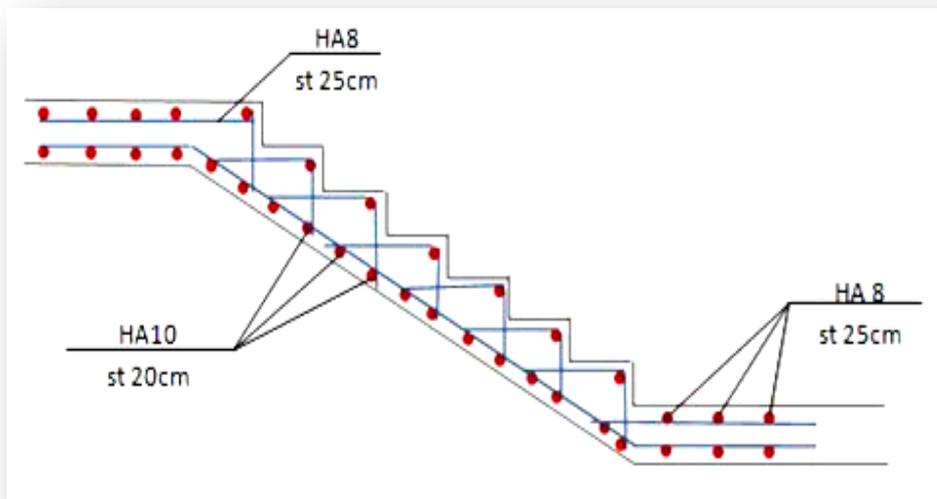


Figure 4-7. Ferrailage de l'escalier

III- Acrotère

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé, contournant les planchers terrasses. Son rôle est de former un écran de protection empêchant toute chute de personnes. Il est assimilé à une console encastree au niveau de la dalle de la terrasse. Il est exposé aux intempéries, donc il sera calculé en fissuration préjudiciable.

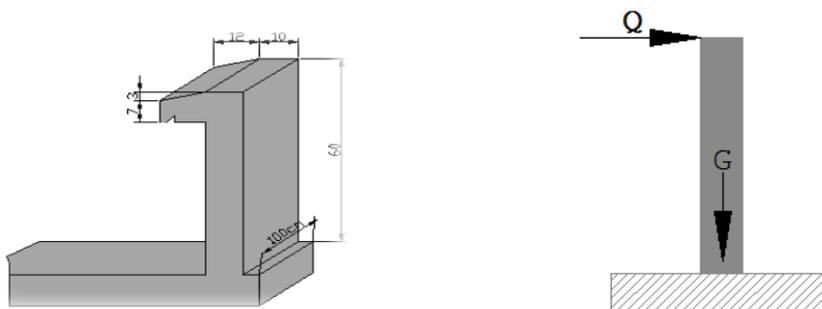


Figure 4-8. Dimensions et modèle de calcul de l'acrotère

III.1- Vérification vis-à-vis de la force sismique

L'acrotère est considéré comme étant un élément non structural sur lequel est appliquée une force horizontale « F_p » due au séisme calculée comme suit [1]:

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

A : Coefficient d'accélération de zone = 0.25

C_p : Facteur de force horizontale = 0.8

W_p : Poids de l'acrotère

$$W_p = ((0.6 \times 0.1) + [(0.21 \times 0.1) - \frac{1}{2} (0.12 \times 0.03)]) \times 25 = 1.755 \text{ kN/ml}$$

$$\Rightarrow F_p = 1.404 \text{ kN/ml}$$

La charge d'exploitation (due à une main courante) $Q = 1 \text{ kN/ml}$

$$F_p = 1.404 \text{ kN/ml} < 1.5 \times Q = 1.5 \text{ kN/ml} \Rightarrow F_p < Q$$

III.2- Ferrailage de l'acrotère

III.2.1- Armatures longitudinales

L'acrotère est sollicité par les efforts suivants :

$$\text{ELU} \left\{ \begin{array}{l} N_u = 1.35 G = 2.37 \text{ kN} \\ M_u = 1.5 \cdot Q \cdot h = 0.9 \text{ kN.m} \\ V_u = 1.5 Q = 1.5 \text{ kN} \end{array} \right. \quad \text{ELS} \left\{ \begin{array}{l} N_{ser} = G = 1.755 \text{ kN} \\ M_{ser} = Q \cdot h = 0.6 \text{ kN.m} \\ V_{ser} = Q = 1 \text{ kN} \end{array} \right.$$

Le ferrailage est calculé en flexion composée, à l'ELU avec vérification à l'ELS car la fissuration est préjudiciable.

Les résultats suivants ont été obtenus en suivant l'organigramme de la flexion composée de l'annexe A.

La section est partiellement comprimée puisque $\Psi = 0.535$

$$\Rightarrow A_s = 0.33 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage minimal est donnée par la condition de non fragilité :

$$A_{s_{min}} = A_b \cdot 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.2 \text{ cm}^2$$

D'après l'article B.5.3.1 du BAEL91, la section d'armatures longitudinales est :

$$A_s = 0.0025 \times A_b = 0.0025 \times 10 \times 100 \implies A_s = 2.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Nous adoptons pour A_s des HA 8 avec : $St = 20\text{cm}$

III.2.2- Armatures de répartition

$$A_{\text{rép}} = \frac{A_s}{4} = 0.63 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{Nous adoptons pour } A_{\text{rép}} \text{ des HA 6 avec } St = 15\text{cm}$$

- Vérification à l'ELS

Tab.4-6. Vérification à l'ELS

Y [m]	I [m ⁴]	K [MNm ⁻³]	σ_b [MPa]	σ_s [MPa]
0.021	1.61×10^{-5}	37.14	0.78	32.87

La vérification à l'ELS est satisfaite.

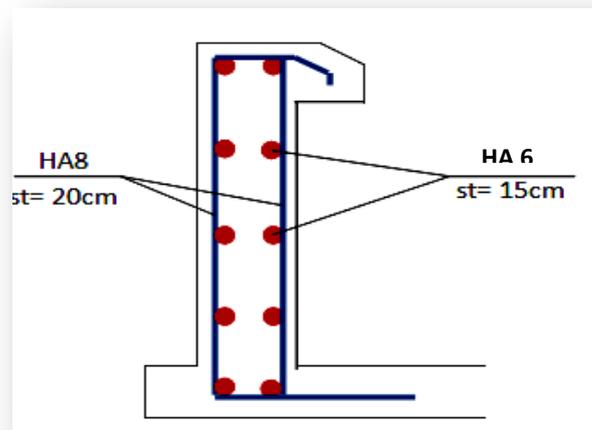
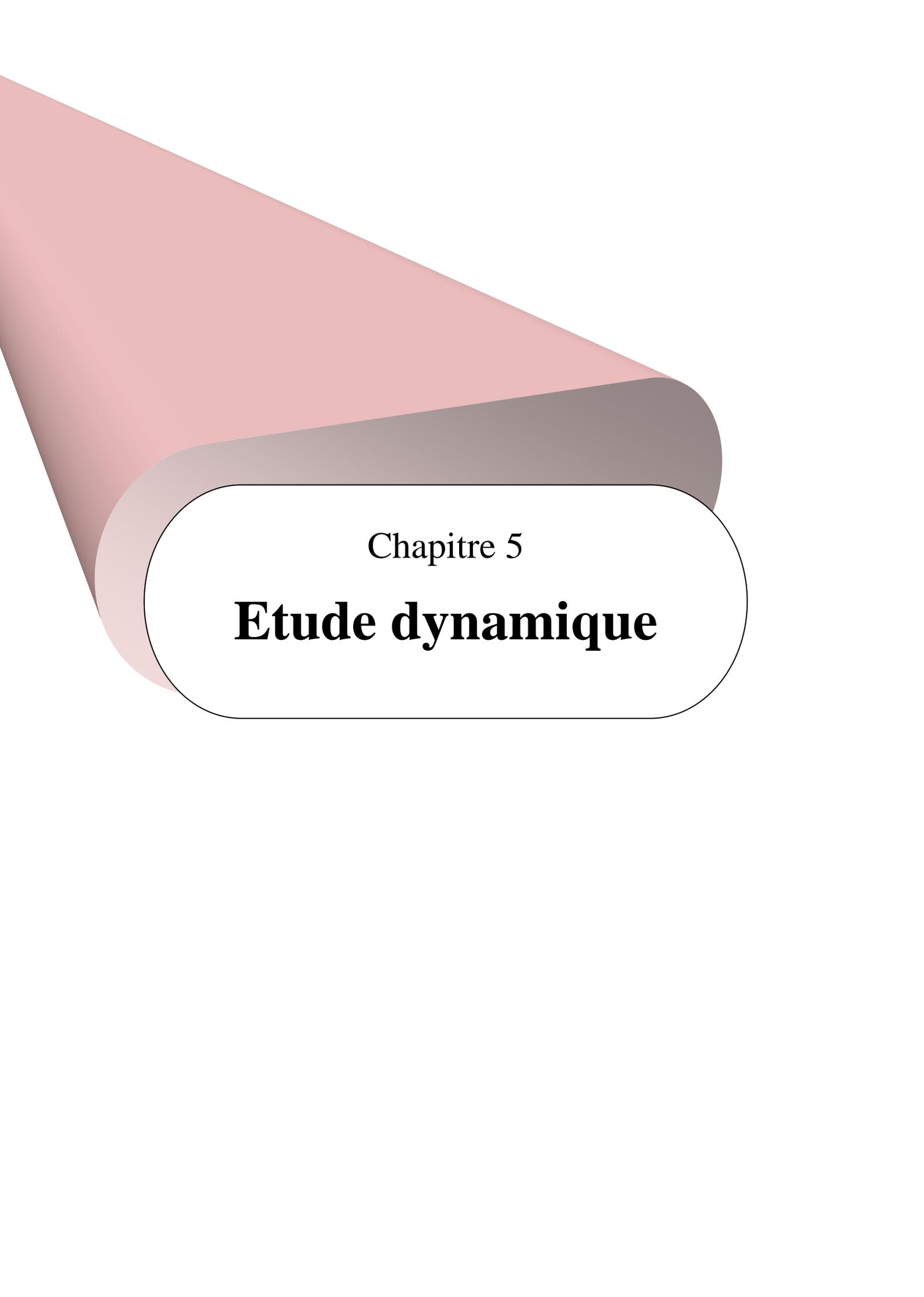


Figure 4-9. Ferrailage de l'acrotère



Chapitre 5

Etude dynamique

I- Introduction

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées. Puisque nous ne pouvons encore prévoir un tremblement de terre, il est malheureusement certain que les séismes continueront à surprendre l'homme.

Les secousses du sol provoquent des oscillations forcées sur les constructions. Leur fréquence peut atteindre plusieurs cycles par secondes. Lorsque le tremblement de terre s'arrête, les mouvements des constructions se poursuivent sous forme d'oscillations libres jusqu'à leur amortissement complet.

Pendant leurs oscillations, les ouvrages tendent à résister au déplacement de leur base et à conserver leur immobilité, ce qui donne naissance à des forces d'inerties qui agissent dans le sens opposé au mouvement. Il en résulte fréquemment des déformations plastiques de la structure porteuse, qui peut subir d'importants dégâts et céder localement, voire s'effondrer totalement dans le pire des cas.

Afin d'éviter la destruction d'ouvrages, il est impératif de déterminer leurs caractéristiques dynamiques : les périodes propres, la rigidité, les déplacements,... cela en passant par une étude dynamique, qui souvent est complexe et demande des calculs très fastidieux. Pour y remédier, nous représentons un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (DDL) infini par un modèle ayant un nombre de DDL fini en modélisant la structure à l'aide du logiciel SAP2000 (version 15).

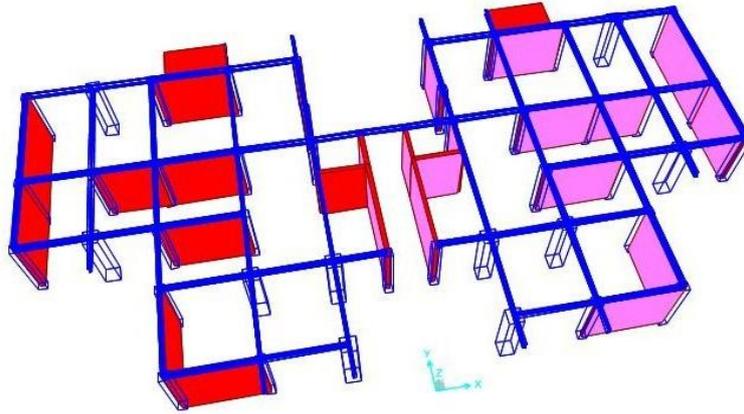
La modélisation reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine. Autrement dit un modèle simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, avec un nombre fini d'éléments et de déplacements nodaux.

II- Disposition des voiles

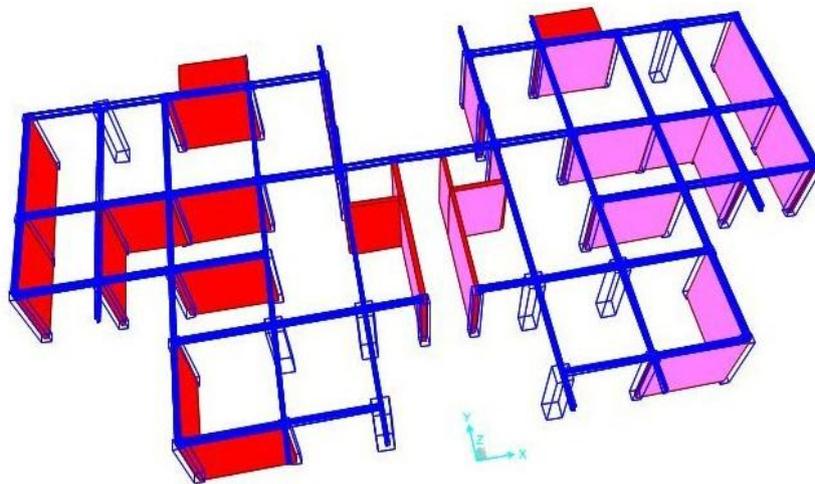
La disposition des voiles doit être faite de sorte à respecter les exigences données par les RPA99-version 2003 mais aussi l'aménagement imposé par l'architecte. Nous placerons donc les voiles à la place des parois en briques séparant les différents espaces intérieurs.

L'irrégularité en plan du bâtiment et l'aménagement intérieur ne laisse pas un grand choix pour la disposition des voiles. Nous avons proposé plusieurs variantes jusqu'à ce que nous trouvions LA disposition adéquate.

Les différentes propositions sont les suivantes :



a. Première disposition



b. Deuxième disposition

Figures 5-1. Disposition des voiles

III- Méthode de calcul

Il existe trois méthodes de calcul des forces sismiques [1] :

- Méthode statique équivalente : elle n'est pas applicable dans notre cas, car la condition sur la hauteur n'est pas vérifiée ($> 17\text{m}$ en zone III pour un bâtiment irrégulier).
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes: applicable dans notre cas, mais elle requiert un personnel qualifié.
- Méthode d'analyse modale spectrale : applicable dans tous les cas.

Pour notre étude nous utiliserons la méthode modale spectrale.

IV- Méthode modale spectrale

Cette méthode est universellement reconnue comme méthode de référence pour étudier le comportement d'une structure soumise à l'action d'un séisme. Elle permet de calculer efficacement les valeurs maximales probables de toutes les variables d'intérêt (déplacements, accélérations, réactions, ..) en déterminant la réponse maximale de chacun des modes propres et en s'appuyant sur la notion de spectre d'oscillateur d'un accélérogramme de séisme.

IV.1- Spectre de réponse de calcul

Le spectre de réponse indiqué par les RPA99-version 2003 est le suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T \geq 3.0s \end{cases}$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone (tableau 4.1 des RPA99-version2003)

ξ : pourcentage d'amortissement critique (tableau 4.2 des RPA99-version2003)

η : facteur de correction d'amortissement

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$$

R: coefficient de comportement de la structure (tableau 4.3 des RPA99-version2003)

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (tableau 4.7 des RPA99-version2003)

Q : facteur de qualité (tableau 4.4 du RPA99-version2003)

Notre ouvrage est un bâtiment à usage d'habitation (catégorie 2), implanté à Draria (zone sismique III) sur un site ferme (S2), ce qui nous permet de déterminer les coefficients résumés ci-dessous en utilisant les RPA :

Tab. 5-1. Coefficients à retenir pour le calcul dynamique de l'ouvrage étudié

A	ξ [%]	η	R	T_1 [s]	T_2 [s]	Q
0.25	7	0.76	5	0.15	0.5	1.2

Tab.5-2. Spectre de réponse de calcul

T [s]	S_a/g	T [s]	S_a/g	T [s]	S_a/g
0,0	0,313	1.7	0.063	3.4	0.035
0.1	0.214	1.8	0.061	3.5	0.033
0.2	0.165	1.9	0.059	3.6	0.032
0.3	0.165	2.0	0.057	3.7	0.030
0.4	0.165	2.1	0.055	3.8	0.029
0.5	0.143	2.2	0.053	3.9	0.028
0.6	0.126	2.3	0.052	4.0	0.027
0.7	0.114	2.4	0.050	4.1	0.026
0.8	0.104	2.5	0.049	4.2	0.025
0.9	0.096	2.6	0.047	4.3	0.024
1.0	0.090	2.7	0.046	4.4	0.023
1.1	0.084	2.8	0.045	4.5	0.022
1.2	0.079	2.9	0.044	4.6	0.021
1.3	0.075	3.0	0.043	4.7	0.020
1.4	0.072	3.1	0.041	4.8	0.020
1.5	0.069	3.2	0.039	4.9	0.019
1.6	0.066	3.3	0.037	5.0	0.018

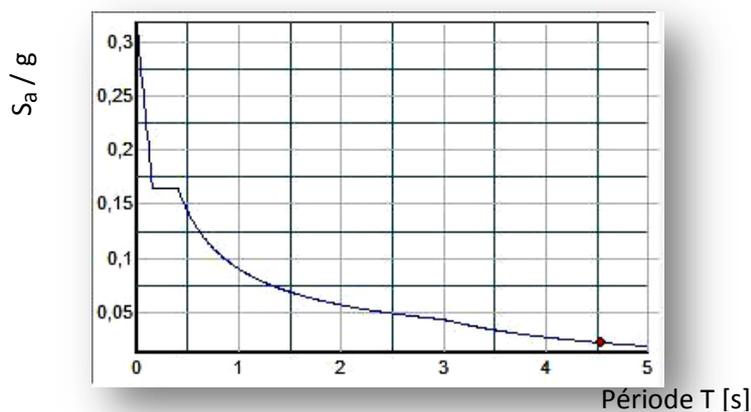


Figure 5.2 - Spectre de réponse de calcul

IV.2- Caractéristiques géométriques du bâtiment

Le centre de masse est le point situé à la position moyenne de la masse du plancher.

Le centre de torsion est le centre de rigidité des éléments de contreventements, il est caractérisé par deux principales propriétés:

- un effort horizontal passant par ce point entraîne uniquement une translation,
- un couple dont l'axe vertical passe par le centre n'entraîne qu'une rotation.

L'excentricité théorique est donc la différence entre les coordonnées du centre de masse et du centre de torsion.

L'excentricité accidentelle est égale à 5% de la dimension perpendiculaire à l'action du séisme.

Tab.5-3. Caractéristiques géométriques du bâtiment

Etage	Centre de masse [m]		Centre de torsion [m]		Excentricité théorique [m]		Excentricité accidentelle [m]		Excentricité calculée [m]	
	X _g	Y _g	X _c	Y _c	X	Y	X	Y	X	Y
RDC	16,65	10,345	16,609	10,226	0,119	-0,041	1,15	1,66	1,78	1,191
1	16,65	10,351	16,533	10,393	-0,042	-0,117	1,15	1,66	1,702	1,267
2	16,65	10,362	16,439	10,573	-0,211	-0,211	1,15	1,66	1,871	1,361
3	16,65	10,372	16,339	10,703	-0,331	-0,311	1,15	1,66	1,991	1,461
4	16,65	10,372	16,234	10,789	-0,417	-0,416	1,15	1,66	2,077	1,566
5	16,65	10,382	16,125	10,844	-0,462	-0,525	1,15	1,66	2,122	1,675
6	16,65	10,39	16,014	10,877	-0,487	-0,636	1,15	1,66	2,147	1,786
7	16,65	10,39	15,901	10,893	-0,503	-0,749	1,15	1,66	2,163	1,899
8	16,65	10,399	15,788	10,895	-0,496	-0,862	1,15	1,66	2,156	2,012
9	16,65	10,407	15,681	10,884	-0,477	-0,969	1,15	1,66	2,137	2,119
10	16,65	10,407	15,592	10,855	-0,448	-1,058	1,15	1,66	2,108	2,208
11	16,65	10,416	15,551	10,797	-0,381	-1,099	1,15	1,66	2,041	2,249
12	16,65	10,423	15,641	10,677	-0,254	-1,009	1,15	1,66	1,914	2,159
13	16,65	10,423	15,59	10,683	-0,31	-1,09	1,15	1,66	1,97	2,24
14	16,65	10,622	15,506	10,662	-0,04	-1,144	1,15	1,66	1,7	2,294

IV.3- Nombre de modes à considérer

Le nombre de modes à considérer dans chaque direction de l'excitation sismique est donné à l'article 4.3.4 du RPA 99-version 2003 :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus doit être égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Dans le cas où les conditions décrites précédemment ne peuvent pas être satisfaites, le nombre minimum de modes K à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_K \leq 0.2 \text{ s}$$

Avec N : nombre de niveaux au dessus du sol et T_K : période du mode K .

Les résultats obtenus pour les différentes dispositions, grâce au logiciel SAP2000 sont résumés dans les tableaux suivants :

Tab.5-4. Périodes et facteurs de participation massique de la première variante

Modes	Périodes [s]	Facteurs de participation massique		Facteurs de participation massique cumulés	
		UX	UY	Σ UX	Σ UY
1	1,214157	0,65884	0	0,65884	0
2	0,977317	0	0,66015	0,65884	0,66015
3	0,854438	0,00678	$2,384 \cdot 10^{-20}$	0,66562	0,66015
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
27	0.09671	$2.275 \cdot 10^{-14}$	0.00285	0.91207	0.85627
28	0.095203	$2.457 \cdot 10^{-14}$	0.05704	0.91207	0.91331

Le nombre de mode à considérer pour cette disposition est de 28.

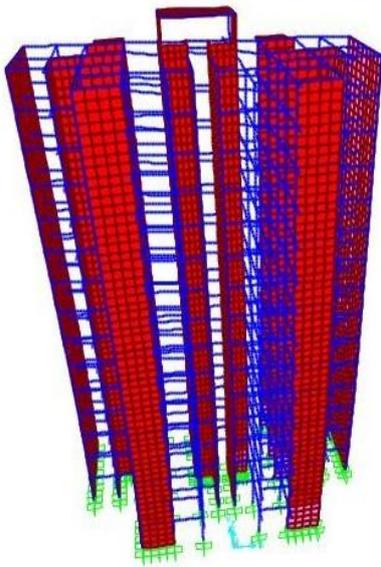
Tab.5-5. Périodes et facteurs de participation massique de la deuxième variante

Modes	Périodes [s]	Facteurs de participation massique		Facteurs de participation massique cumulés	
		UX	UY	Σ UX	Σ UY
1	1,113596	0,66388	0	0,66388	0
2	0,96291	0	0,65859	0,66388	0,65859
3	0,840964	0,00028	0	0,66415	0,65859

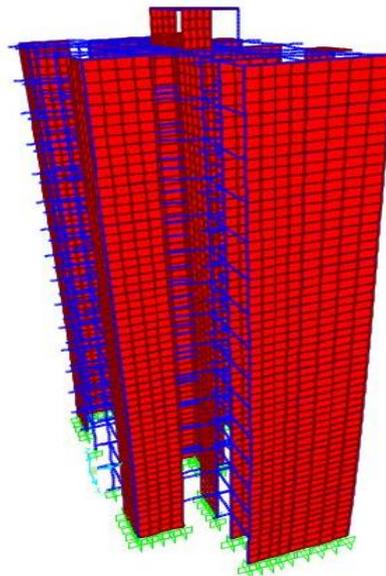
4	0,268631	0,18133	$1,345 \cdot 10^{-13}$	0,84548	0,65859
5	0,211955	$1,288 \cdot 10^{-15}$	0,1897	0,84548	0,84829
6	0,174976	0,00007124	$5,184 \cdot 10^{-15}$	0,84556	0,84829
7	0,147075	0,00554	$1,349 \cdot 10^{-14}$	0,85109	0,84829
8	0,11441	0,06143	0,00036917	0,91252	0,84865917
9	0,1095	$3,766 \cdot 10^{-14}$	0,00126	0,91252	0,84991917
10	0,109363	0,00029	0,04969	0,91281	0,89960917
11	0,10163	$9,099 \cdot 10^{-14}$	$4,171 \cdot 10^{-14}$	0,91281	0,89960917
12	0,101464	0,00013	0,00078365	0,91294	0,90039282

La disposition dont les résultats seront donnés dans ce qui suit est la deuxième car ses résultats sont les plus acceptables / adéquats.

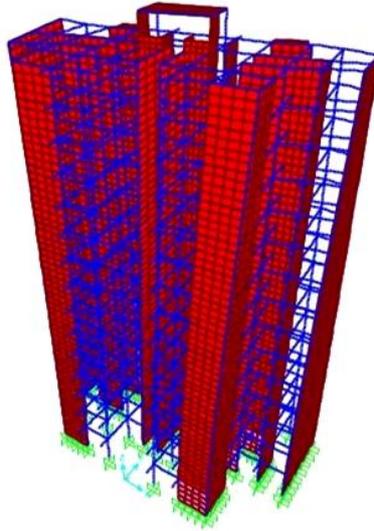
- La période fondamentale de la structure est de 1.11 s.
- Le premier et deuxième mode sont des modes de translation suivant X et Y respectivement.
- Le troisième mode est un mode de torsion tel que $R_z = 0.34$.
- Les facteurs de participations massiques atteignent les 90% au 8^{ème} et 12^{ème} mode selon la direction X et Y respectivement.
- Le nombre de modes à considérer est de 12.



Mode 1



Mode 2



Mode 3

Figure 5-3. Principaux modes de vibrations de la structure

V- Vérifications

V.1- Période

Les RPA.99 (article 4.2.4) exigent que la période numérique (obtenue par SAP2000) ne dépasse pas de plus de 30% celle obtenue à partir des formules empiriques ($1.3 T_{\text{empirique}} > T_{\text{num}}$).

$$T_{\text{empirique}} = \min \left\{ C_T h_N^{3/4} ; 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

Avec :

- h_N = hauteur totale de la structure mesurée à partir de la base.
- C_T = coefficient; fonction du système de contreventement et du type de remplissage.
- D = dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.

Tab.5-6. Calcul de la période empirique

h_N [m]	C_T	D [m]	$T_{\text{empirique}}$ [s]
46.4	0,05	23	0.88

$$T_{\text{num}} = 1.11 \text{ s} < 1.3 T_{\text{empirique}} = 1.13 \text{ s}$$

La condition est donc vérifiée.

V.2- Résultantes des forces sismiques de calcul

Selon l'article 4.3.6 des RPA 99-version2003, la résultante des forces sismiques à la base (V_t) obtenue par la combinaison des valeurs modales doit être au moins égale à 80% de celle calculée par la méthode statique équivalente (V).

Si cette condition n'est pas vérifiée, il faudra majorer tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, ...) par un facteur qui est pris égal à $0.8 \frac{V}{V_t}$

Calcul de V

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

A, Q et R ont été définies en IV.1

W : poids de la structure

D : facteur d'amplification dynamique moyen [1], se présente comme suit :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5 \eta (T_2/3.0)^{2/3} (3.0/T)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

Les paramètres permettant de calculer l'effort tranchant à la base sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tab.5-7. Forces sismiques à la base par la méthode statique équivalente

A	D		Q	R	W [kN]	V [kN]	
0.25	Sens x	Sens y	1.2	5	81957.2	Sens x	Sens y
	1.48	1.3				7277.8	6392.7

Après avoir fait la vérification des RPA, nous avons obtenu les résultats suivants :

Tab. 5-8. Vérification de la condition sur l'effort tranchant

Sens	V_t [kN]	V [kN]	V_t / V	Vérification
x	5125.45	7277.8	0.7	✘
y	5719.34	6392.7	0.89	✔

Nous constatons que la condition pour le sens longitudinal n'est pas vérifiée. Cela contraint à amplifier l'effort sismique (E_x) par le rapport $0.8 \frac{V}{V_t} = 1.14$.

V.3- Déplacements latéraux inter-étages

Une autre vérification préconisée par les RPA 99, concerne les déplacements latéraux inter-étages.

Selon l'article 5.10, l'inégalité exprimée ci-dessous doit être vérifiée :

$$\Delta_x \leq \bar{\Delta} \quad \text{et} \quad \Delta_y \leq \bar{\Delta} \quad \text{et cela pour chaque étage.}$$

Avec

$$\bar{\Delta} = 1\% h_e : \text{déplacement ultime.}$$

$$\Delta_x = R (\delta_{ex}^k - \delta_{ex}^{k-1}) : \text{déplacement horizontal.}$$

$$\Delta_{ek} = \delta_{ex}^k - \delta_{ex}^{k-1} : \text{déplacement relatif entre deux niveaux successifs.}$$

Les résultats de cette vérification sont résumés dans le tableau 5-9.

Tab.5-9. Vérification des déplacements inter-étages

Etage	δ_{ex} [cm]	δ_{ey} [cm]	Δ_{ex} [cm]	Δ_{ey} [cm]	Δ_x [cm]	Δ_y [cm]	$\bar{\Delta}$ [cm]	Condition
Terrasse	4,5424	3,4266	0,3515	0,2791	1,7575	1,3955	3,06	✓
14 ^{ème}	4,1909	3,1475	0,3585	0,2832	1,7925	1,416	3,06	✓
13 ^{ème}	3,8324	2,8643	0,3643	0,286	1,8215	1,43	3,06	✓
12 ^{ème}	3,4681	2,5783	0,3688	0,2872	1,844	1,436	3,06	✓
11 ^{ème}	3,0993	2,2911	0,3711	0,2863	1,8555	1,4315	3,06	✓
10 ^{ème}	2,7282	2,0048	0,3703	0,283	1,8515	1,415	3,06	✓
9 ^{ème}	2,3579	1,7218	0,3652	0,2764	1,826	1,382	3,06	✓
8 ^{ème}	1,9927	1,4454	0,3556	0,2663	1,778	1,3315	3,06	✓
7 ^{ème}	1,6371	1,1791	0,3405	0,2522	1,7025	1,261	3,06	✓
6 ^{ème}	1,2966	0,9269	0,3188	0,2334	1,594	1,167	3,06	✓
5 ^{ème}	0,9778	0,6935	0,2901	0,2099	1,4505	1,0495	3,06	✓
4 ^{ème}	0,6877	0,4836	0,2531	0,1807	1,2655	0,9035	3,06	✓
3 ^{ème}	0,4346	0,3029	0,2063	0,1453	1,0315	0,7265	3,06	✓
2 ^{ème}	0,2283	0,1576	0,1485	0,103	0,7425	0,515	3,06	✓
1 ^{er}	0,0798	0,0546	0,0798	0,0546	0,399	0,273	3,5	✓

V.4- Effet P-Δ

L'excentricité des charges verticales résultant des déplacements relatifs des étages provoque des efforts axiaux additionnels.

Les RPA 99 exigent de faire une vérification de la structure vis-à-vis de ce phénomène, à partir de la formule suivante :

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} < 0.1$$

Avec :

P_k = Poids de la structure au dessus du niveau k, calculé suivant la formule $P_k = \Sigma(W_{gi} + \beta W_{qi})$.

V_k = effort tranchant de l'étage au niveau k.

Δ_k = Déplacement relatif calculé en considérant la combinaison G+Q+E.

Le tableau qui suit indique les résultats obtenus.

Tab.5-10. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

Etage	Δ_x [cm]	Δ_y [cm]	V_x [kN]	V_y [kN]	W [kN]	h_k [cm]	θ_x	θ_y
14 ^{ème}	1,7575	1,3955	363,54	386,105	4177,556	306	0,0661	0,049
13 ^{ème}	1,7925	1,416	899,274	879,295	9495,361	306	0,0618	0,049
12 ^{ème}	1,8215	1,43	1750,756	1700,115	14813,166	306	0,0504	0,041
11 ^{ème}	1,844	1,436	2371,015	2313,069	20130,971	306	0,0512	0,0408
10 ^{ème}	1,8555	1,4315	2821,103	2778,482	25477,846	306	0,0547	0,0428
9 ^{ème}	1,8515	1,415	3176,693	3163,772	30824,72	306	0,0587	0,0450
8 ^{ème}	1,826	1,382	3498,997	3517,006	36171,595	306	0,0617	0,0464
7 ^{ème}	1,778	1,3315	3815,169	3854,628	41550,6	306	0,0633	0,0469
6 ^{ème}	1,7025	1,261	4122,645	4169,738	46929,605	306	0,0633	0,0464
5 ^{ème}	1,594	1,167	4414,101	4455,695	52308,61	306	0,0617	0,0447
4 ^{ème}	1,4505	1,0495	4696,17	4721,565	57722,804	306	0,0583	0,0419
3 ^{ème}	1,2655	0,9035	4979,695	4981,397	64136,999	306	0,0524	0,0374
2 ^{ème}	1,0315	0,7265	5259,817	5235,145	69851,194	306	0,0439	0,0311
1 ^{er}	0,7425	0,515	5509,585	5461,628	75503,639	306	0,0326	0,0228
RDC	0,399	0,273	5690,405	5627,105	81957,2	350	0,0159	0,0110

Nous constatons que $\theta_k < 0.1$ à chaque niveau et dans les deux sens, nous pouvons donc négliger l'effet P- Δ .

V.5- Renversement

La stabilité au renversement d'une structure est très importante, elle est vérifiée par la relation :

$$\frac{M_S}{M_r} \geq 1.5$$

Où : M_S : Moment stabilisant = $W \cdot X_G$ (et Y_G pour le sens transversal).

M_r : Moment renversant.

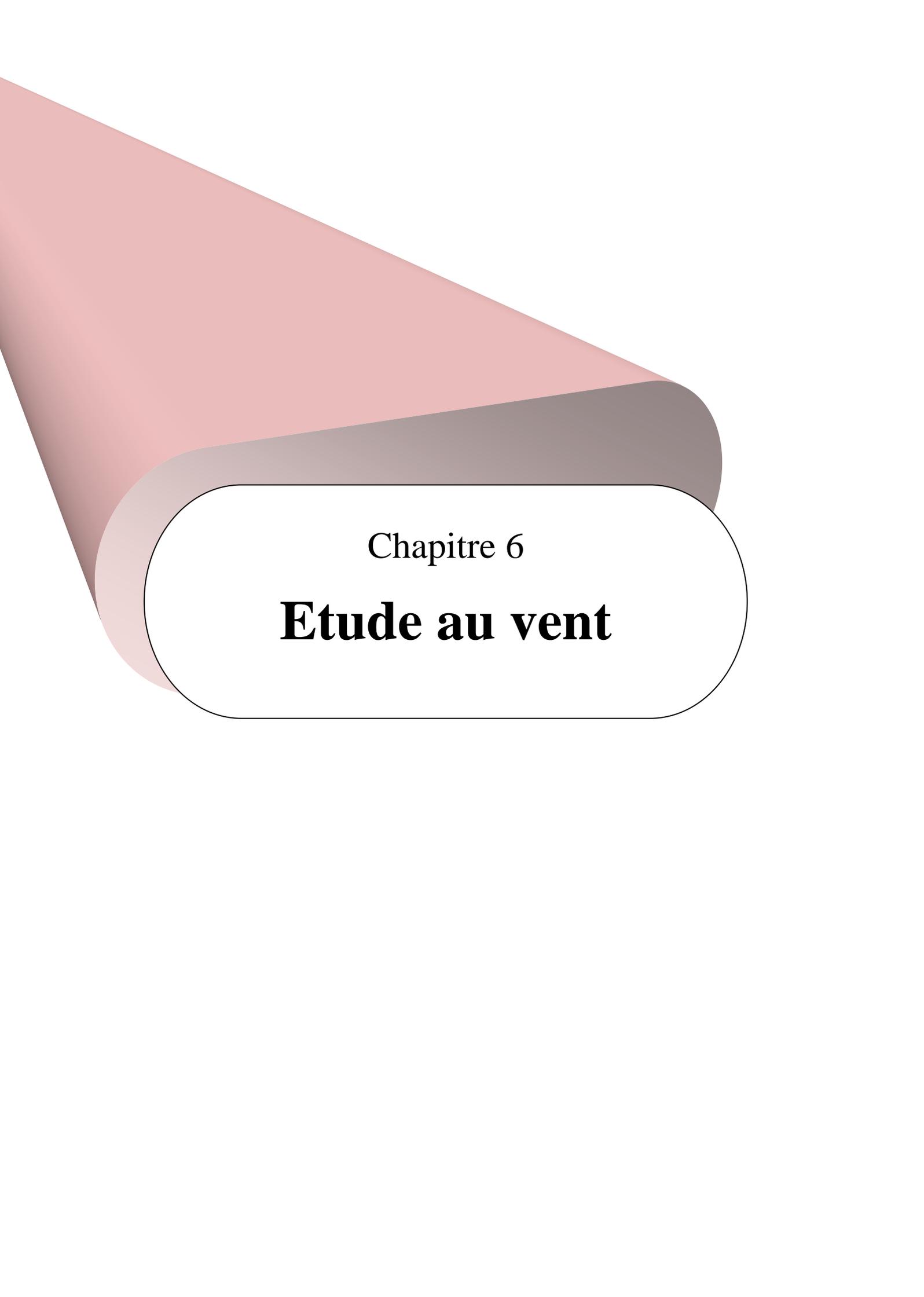
Tab.5-11. Vérification de la stabilité de la structure

	Poids [kN]	M_S [kN.m]	M_r [kN.m]	M_S/M_r	Vérification
Sens x	81957.2	1364587.4	171192.57	7.97	✓
Sens y		885137.76	168546.7	5.25	✓

VI- Conclusion

Cette étude nous a permis de vérifier la bonne conception de l'ouvrage, grâce aux vérifications imposées par les RPA99 (Période, Effort tranchant, déplacement et stabilité au renversement) et d'apporter les corrections appropriées dans le cas échéant.

Nous avons eu recours à une seule correction concernant la résultante de la force sismique à la base pour le sens longitudinal.



Chapitre 6

Etude au vent

I- Introduction

Toute structure d'une certaine hauteur, doit être vérifiée sous les efforts exercée par le vent. L'action de ce dernier est considérée horizontale et peut engendrer des effets dynamiques, elle dépend de plusieurs paramètres tel que :

- La région.
- Le site.
- L'altitude.
- Les dimensions de l'ouvrage.

L'étude au vent consiste à calculer sa résultante à la base de la structure en utilisant les Règlements Neige et Vent 99 (RNV 99).

Le comportement de l'ouvrage est celui d'une console encastree à sa base et soumise à une charge uniformément répartie.

II- Données du projet

Le calcul doit être effectué séparément pour chacune des directions perpendiculaires aux différentes parois de la construction.

Pour une construction rectangulaire, on considérera les deux directions du vent tel que schématisé dans la figure 6-1.

L'ouvrage sur lequel nous travaillons est de **catégorie I** (art 1.1.3 RNV99), implantée à Draria (W.Alger), région classée en **zone I**. Ayant les dimensions suivantes :

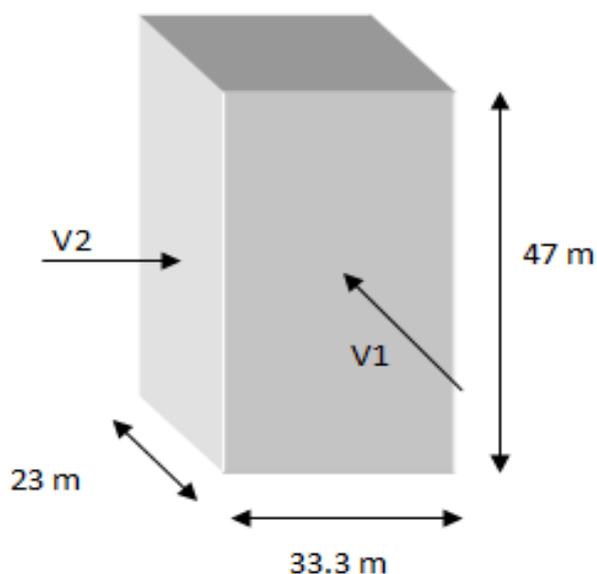


Figure 6-1. Action du vent

III- Etapes de calcul

III.1- Détermination du coefficient dynamique C_d

Le coefficient dynamique C_d tient compte des effets de réduction dus à l'imparfaite corrélation des pressions exercées sur les parois ainsi que des effets d'amplification dus à la partie de structure ayant une fréquence proche de la fréquence fondamentale d'oscillation de la structure.

- Sens longitudinal

$b = 33.3 \text{ m}$

$h = 47 \text{ m}$

D'après l'abaque 3.1 du RNV et après interpolation, $C_d = 0.93$

- Sens transversal

$$\left. \begin{array}{l} b = 23 \text{ m} \\ h = 47 \text{ m} \end{array} \right\} \Rightarrow C_d = 0.95$$

$C_d < 1.2$, donc notre structure est peu sensible aux excitations dynamiques.

III.2- Détermination de la pression dynamique q_{dyn}

Nous avons $q_{dyn} = q_{ref} \times C_e(z_{eq})$

Avec :

$q_{ref} = 375 \text{ N/m}^2$ (obtenue du tableau 2.3 du RNV 99)

$C_e(z)$: Coefficient d'exposition au vent (article 3.3 RNV 99)

$$C_e(z_{eq}) = C_T(z_{eq})^2 \times C_r(z_{eq})^2 \times \left(\frac{1 + (7 \times K_T)}{(C_T(Z) \times C_r(Z))} \right).$$

Il tient compte des paramètres suivants :

K_T = Facteur de terrain.

C_r = coefficient de rugosité donnée par l'article 4.2:

$$\left\{ \begin{array}{ll} K_T \ln \left(\frac{z}{z_0} \right) & z_{min} \leq z \leq 200\text{m} \\ K_T \ln \left(\frac{z_{min}}{z_0} \right) & z \leq z_{min} \end{array} \right.$$

C_T = coefficient de topographie (tableau 2.5 du RNV 99)

Tab.6-1. Caractéristiques du site

K_T	C_T	z_{min} [m]	z_0 [m]
0.24	1.15	16	1

Le calcul de la pression dynamique du vent et les paramètres nécessaires pour son calcul sont résumés dans le tableau 6-2.

Tab.6-2. Détermination de la pression dynamique

Etages	Z_j [m]	Z [m]	C_r	C_e	q_{dyn} [N/m ²]
RDC	1,75	1,75	0,665	1,86962256	701,108461
1 ^{er}	3,06	4,81	0,665	1,86962256	701,108461
2 ^{ème}	3,06	7,87	0,665	1,86962256	701,108461
3 ^{ème}	3,06	10,93	0,665	1,86962256	701,108461
4 ^{ème}	3,06	13,99	0,665	1,86962256	701,108461
5 ^{ème}	3,06	17,05	0,68067605	1,92780667	722,927502
6 ^{ème}	3,06	20,11	0,72029213	2,07774484	779,154314
7 ^{ème}	3,06	23,17	0,754286	2,20971345	828,642545
8 ^{ème}	3,06	26,23	0,78405691	2,32779853	872,924449
9 ^{ème}	3,06	29,29	0,81053908	2,43480908	913,053406
10 ^{ème}	3,06	32,35	0,83438737	2,5327639	949,786462
11 ^{ème}	3,06	35,41	0,85607862	2,62316528	983,686981
12 ^{ème}	3,06	38,47	0,87597089	2,70716308	1015,18616
13 ^{ème}	3,06	41,53	0,89433985	2,78565799	1044,62175
14 ^{ème}	3,06	44,59	0,91140231	2,8593694	1072,26352
Terrasse	2,13	46,72	0,92260136	2,90816893	1090,56335

III.3- Détermination des coefficients de pression extérieure C_{pe}

III.3.1- Parois verticales

Pour les parois verticales, il convient de les diviser comme l'indique la figure 6-2. Les valeurs de $C_{pe,10}$ et $C_{pe,1}$ sont données dans l'article 5.1 du RNV99.

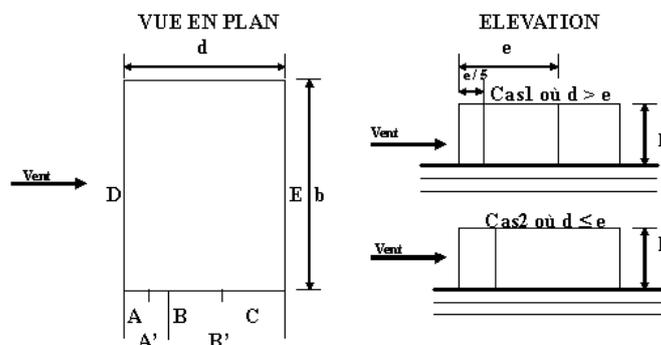


Figure 6-2. Schéma de division des parois verticales

- Sens longitudinal :

$$e = \min \{b ; 2h\} = 33.3 \text{ m}$$

Puisque $d < e$, la paroi sera divisée comme suit :

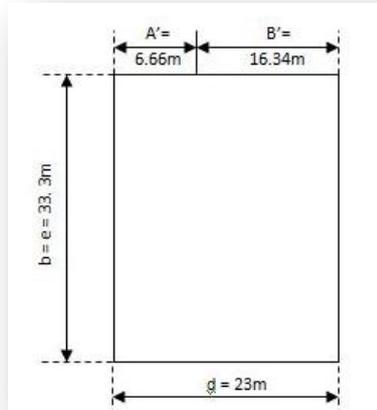


Figure 6-3. Résultat de la division dans le sens longitudinal

Les valeurs du coefficient de pression extérieure sont données dans le tableau suivant :

Tab.6-3. Valeurs du coefficient C_{pe} pour le sens longitudinal

	A'	B'	D	E
C_{pe10}	-1	-0.8	0.8	-0.3

- Sens transversal :

$$e = \min \{b ; 2h\} = 23 \text{ m}$$

Puisque $d > e$, la paroi sera divisée comme suit :

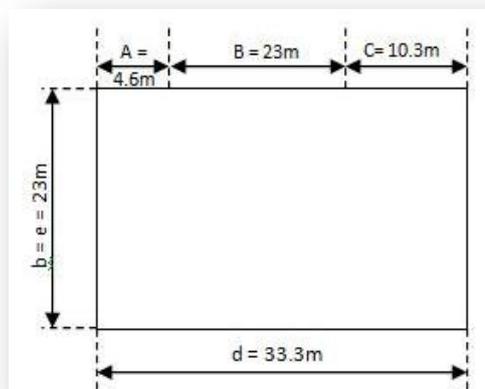


Figure 6-4. Résultat de la division dans le sens transversal

Les valeurs du coefficient de pression extérieure sont données dans le tableau suivant :

Tab.6-4. Valeurs du coefficient C_{pe} pour le sens transversal

	A	B	C	D	E
C_{pe10}	-1	-0.8	-0.5	0.8	-0.3

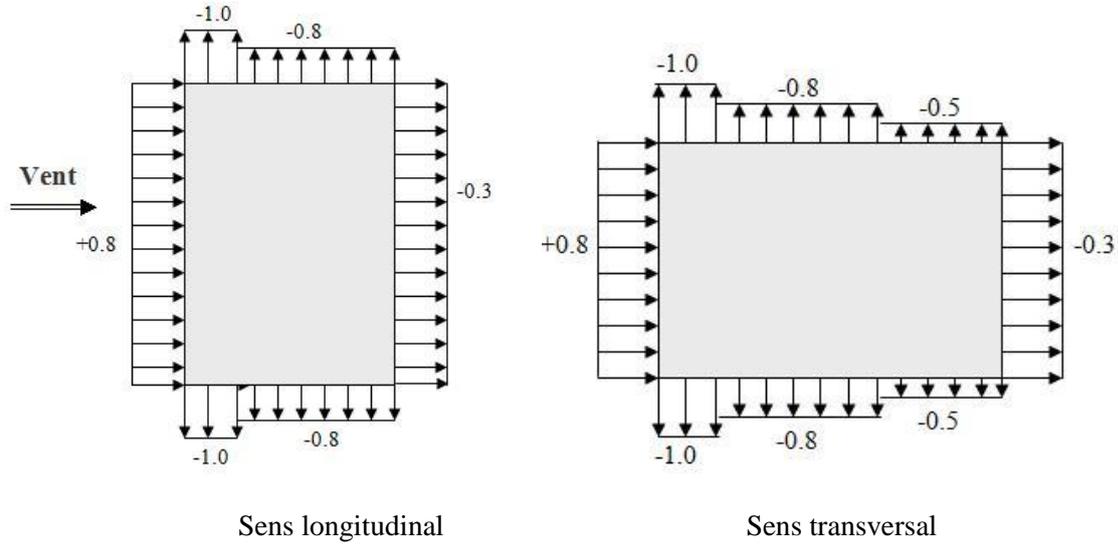


Figure 6-5. Coefficients de pression extérieure pour les parois verticales

III.3.2- Toiture

Le bâtiment sur lequel porte notre étude est prévu avec une toiture plate. Il convient de la diviser comme l'indique la figure 6-6 afin de déterminer les coefficients C_{pe} .

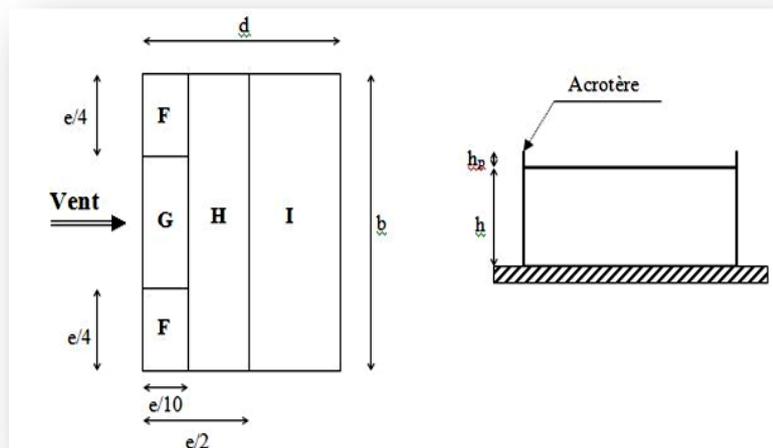


Figure 6-6. Division de la toiture

- Sens longitudinal :

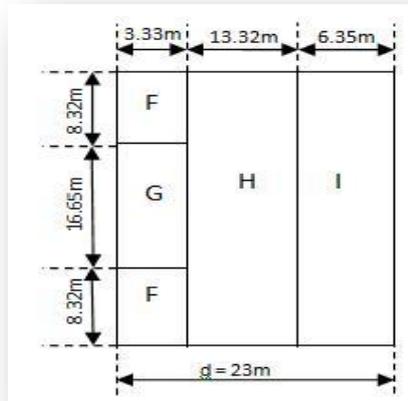


Figure 6-7. Résultat de la division de la toiture dans le sens longitudinal

Les valeurs du coefficient de pression extérieure de la toiture sont données dans le tableau suivant :

Tab.6-5. Valeurs du coefficient C_{pe} pour le sens longitudinal

	F	G	H	I
C_{pe10}	-1.7	-1.147	-0.7	± 0.2

- Sens transversal :

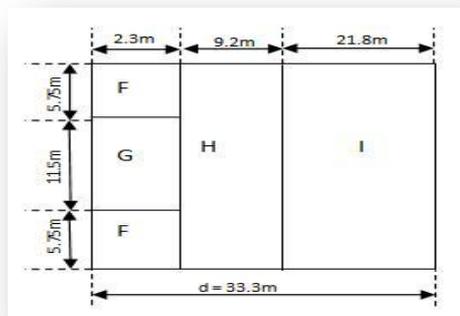


Figure 6-8. Résultat de la division de la toiture dans le sens transversal

Les valeurs du coefficient C_{pe} sont données dans le tableau qui suit :

Tab.6-6. Valeurs du coefficient C_{pe} pour le sens transversal

	F	G	H	I
C_{pe10}	-1.7	-1.147	-0.7	± 0.2

III.4- Détermination du coefficient de pression intérieure C_{pi}

D’après l’article 2.2.2 du RNV 99, dans le cas de bâtiments avec cloisons intérieures, les valeurs suivantes doivent être utilisées :

$$C_{pi} = -0,5 \text{ et } C_{pi} = +0,8$$

III.5- Détermination de la pression due au vent

La pression due au vent q_j , qui s’exerce sur un élément de surface j est donnée par (article 1.2.2 RNV 99) :

$$q_j = C_d * W(z_j).$$

C_d : coefficient dynamique de la construction.

W : pression nette exercée sur l’élément de surface j calculée à la hauteur z_j relative à l’élément de surface j , $W(Z_i)$ donnée par la formule suivante :

$$W(z_j) = q_{dyn}(z_j) \times (C_{pe} - C_{pi}).$$

➤ Sens longitudinal

Tab.6-7. Pression due au vent dans le sens longitudinal

		$C_{pi} = 0.8$			$C_{pi} = -0.5$	
		$q_{dyn} [N/m^2]$	$W_z [N/m^2]$	$q_i [N/m^2]$	$W_z [N/m^2]$	$q_i [N/m^2]$
RDC	A'	701,108461	-1261,99523	-1173,65556	-350,554231	-326,015434
	B'	701,108461	-1121,77354	-1043,24939	-210,332538	-195,609261
	C	701,108461	-911,440999	-847,640129	0	0
	D	701,108461	0	0	911,440999	847,640129
	E	701,108461	-771,219307	-717,233956	140,221692	130,406174
1	A''	701,108461	-1261,99523	-1173,65556	-350,554231	-326,015434
	B'	701,108461	-1121,77354	-1043,24939	-210,332538	-195,609261
	C	701,108461	-911,440999	-847,640129	0	0
	D	701,108461	0	0	911,440999	847,640129
	E	701,108461	-771,219307	-717,233956	140,221692	130,406174
2	A''	701,108461	-1261,99523	-1173,65556	-350,554231	-326,015434
	B'	701,108461	-1121,77354	-1043,24939	-210,332538	-195,609261
	C	701,108461	-911,440999	-847,640129	0	0
	D	701,108461	0	0	911,440999	847,640129
	E	701,108461	-771,219307	-717,233956	140,221692	130,406174
3	A''	701,108461	-1261,99523	-1173,65556	-350,554231	-326,015434
	B'	701,108461	-1121,77354	-1043,24939	-210,332538	-195,609261
	C	701,108461	-911,440999	-847,640129	0	0
	D	701,108461	0	0	911,440999	847,640129
	E	701,108461	-771,219307	-717,233956	140,221692	130,406174

4	A''	701,108461	-1261,99523	-1173,65556	-350,554231	-326,015434
	B'	701,108461	-1121,77354	-1043,24939	-210,332538	-195,609261
	C	701,108461	-911,440999	-847,640129	0	0
	D	701,108461	0	0	911,440999	847,640129
	E	701,108461	-771,219307	-717,233956	140,221692	130,406174
5	A''	722,927502	-1301,2695	-1210,18064	-361,463751	-336,161288
	B'	722,927502	-1156,684	-1075,71612	-216,878251	-201,696773
	C	722,927502	-939,805753	-874,01935	0	0
	D	722,927502	0	0	939,805753	874,01935
	E	722,927502	-795,220252	-739,554835	144,5855	134,464515
6	A''	779,154314	-1402,47777	-1304,30432	-389,577157	-362,306756
	B'	779,154314	-1246,6469	-1159,38162	-233,746294	-217,384054
	C	779,154314	-1012,90061	-941,997566	0	0
	D	779,154314	0	0	1012,90061	941,997566
	E	779,154314	-857,069745	-797,074863	155,830863	144,922702
7	A''	828,642545	-1491,55658	-1387,14762	-414,321273	-385,318783
	B'	828,642545	-1325,82807	-1233,02011	-248,592764	-231,19127
	C	828,642545	-1077,23531	-1001,82884	0	0
	D	828,642545	0	0	1077,23531	1001,82884
	E	828,642545	-911,5068	-847,701324	165,728509	154,127513
8	A''	872,924449	-1571,26401	-1461,27553	-436,462225	-405,909869
	B'	872,924449	-1396,67912	-1298,91158	-261,877335	-243,545921
	C	872,924449	-1134,80178	-1055,36566	0	0
	D	872,924449	0	0	1134,80178	1055,36566
	E	872,924449	-960,216894	-893,001711	174,58489	162,363948
9	A''	913,053406	-1643,49613	-1528,4514	-456,526703	-424,569834
	B'	913,053406	-1460,88545	-1358,62347	-273,916022	-254,7419
	C	913,053406	-1186,96943	-1103,88157	0	0
	D	913,053406	0	0	1186,96943	1103,88157
	E	913,053406	-1004,35875	-934,053634	182,610681	169,827934
10	A''	949,786462	-1709,61563	-1589,94254	-474,893231	-441,650705
	B'	949,786462	-1519,65834	-1413,28226	-284,935939	-264,990423
	C	949,786462	-1234,7224	-1148,29183	0	0
	D	949,786462	0	0	1234,7224	1148,29183
	E	949,786462	-1044,76511	-971,631551	189,957292	176,660282
11	A''	983,686981	-1770,63657	-1646,69201	-491,843491	-457,414446
	B'	983,686981	-1573,89917	-1463,72623	-295,106094	-274,448668
	C	983,686981	-1278,79308	-1189,27756	0	0
	D	983,686981	0	0	1278,79308	1189,27756
	E	983,686981	-1082,05568	-1006,31178	196,737396	182,965778
12	A''	1015,18616	-1827,33509	-1699,42163	-507,59308	-472,061564
	B'	1015,18616	-1624,29786	-1510,59701	-304,555848	-283,236939
	C	1015,18616	-1319,74201	-1227,36007	0	0
	D	1015,18616	0	0	1319,74201	1227,36007

	E	1015,18616	-1116,70478	-1038,53544	203,037232	188,824626
13	A''	1044,62175	-1880,31915	-1748,69681	-522,310875	-485,749114
	B'	1044,62175	-1671,3948	-1554,39716	-313,386525	-291,449468
	C	1044,62175	-1358,00828	-1262,9477	0	0
	D	1044,62175	0	0	1358,00828	1262,9477
	E	1044,62175	-1149,08393	-1068,64805	208,92435	194,299646
14	A''	1072,26352	-1930,07434	-1794,96913	-536,13176	-498,602537
	B'	1072,26352	-1715,62163	-1595,52812	-321,679056	-299,161522
	C	1072,26352	-1393,94258	-1296,3666	0	0
	D	1072,26352	0	0	1393,94258	1296,3666
	E	1072,26352	-1179,48987	-1096,92558	214,452704	199,441015

➤ Sens transversal

Tab.6-8. Pression due au vent dans le sens transversal

		$C_{pi} = 0.8$			$C_{pi} = -0.5$	
		$q_{dyn} [N/m^2]$	$W(z_j) [N/m^2]$	$q_i [N/m^2]$	$W(z_j) [N/m^2]$	$q_i [N/m^2]$
RDC	A'	701,108461	-1261,99523	-1198,89547	-350,554231	-333,026519
	B'	701,108461	-1121,77354	-1065,68486	-210,332538	-199,815911
	C	701,108461	-911,440999	-865,868949	0	0
	D	701,108461	0	0	911,440999	865,868949
	E	701,108461	-771,219307	-732,658342	140,221692	133,210608
1	A'	701,108461	-1261,99523	-1198,89547	-350,554231	-333,026519
	B'	701,108461	-1121,77354	-1065,68486	-210,332538	-199,815911
	C	701,108461	-911,440999	-865,868949	0	0
	D	701,108461	0	0	911,440999	865,868949
	E	701,108461	-771,219307	-732,658342	140,221692	133,210608
2	A'	701,108461	-1261,99523	-1198,89547	-350,554231	-333,026519
	B'	701,108461	-1121,77354	-1065,68486	-210,332538	-199,815911
	C	701,108461	-911,440999	-865,868949	0	0
	D	701,108461	0	0	911,440999	865,868949
	E	701,108461	-771,219307	-732,658342	140,221692	133,210608
3	A'	701,108461	-1261,99523	-1198,89547	-350,554231	-333,026519
	B'	701,108461	-1121,77354	-1065,68486	-210,332538	-199,815911
	C	701,108461	-911,440999	-865,868949	0	0
	D	701,108461	0	0	911,440999	865,868949
	E	701,108461	-771,219307	-732,658342	140,221692	133,210608
4	A'	701,108461	-1261,99523	-1198,89547	-350,554231	-333,026519
	B'	701,108461	-1121,77354	-1065,68486	-210,332538	-199,815911
	C	701,108461	-911,440999	-865,868949	0	0
	D	701,108461	0	0	911,440999	865,868949
	E	701,108461	-771,219307	-732,658342	140,221692	133,210608
5	A'	722,927502	-1301,2695	-1236,20603	-361,463751	-343,390563

	B'	722,927502	-1156,684	-1098,8498	-216,878251	-206,034338
	C	722,927502	-939,805753	-892,815465	0	0
	D	722,927502	0	0	939,805753	892,815465
	E	722,927502	-795,220252	-755,45924	144,5855	137,356225
	A'	779,154314	-1402,47777	-1332,35388	-389,577157	-370,098299
6	B'	779,154314	-1246,6469	-1184,31456	-233,746294	-222,058979
	C	779,154314	-1012,90061	-962,255578	0	0
	D	779,154314	0	0	1012,90061	962,255578
	E	779,154314	-857,069745	-814,216258	155,830863	148,03932
	A'	828,642545	-1491,55658	-1416,97875	-414,321273	-393,605209
7	B'	828,642545	-1325,82807	-1259,53667	-248,592764	-236,163125
	C	828,642545	-1077,23531	-1023,37354	0	0
	D	828,642545	0	0	1077,23531	1023,37354
	E	828,642545	-911,5068	-865,93146	165,728509	157,442084
	A'	872,924449	-1571,26401	-1492,70081	-436,462225	-414,639113
8	B'	872,924449	-1396,67912	-1326,84516	-261,877335	-248,783468
	C	872,924449	-1134,80178	-1078,06169	0	0
	D	872,924449	0	0	1134,80178	1078,06169
	E	872,924449	-960,216894	-912,206049	174,58489	165,855645
	A'	913,053406	-1643,49613	-1561,32132	-456,526703	-433,700368
9	B'	913,053406	-1460,88545	-1387,84118	-273,916022	-260,220221
	C	913,053406	-1186,96943	-1127,62096	0	0
	D	913,053406	0	0	1186,96943	1127,62096
	E	913,053406	-1004,35875	-954,140809	182,610681	173,480147
	A'	949,786462	-1709,61563	-1624,13485	-474,893231	-451,148569
10	B'	949,786462	-1519,65834	-1443,67542	-284,935939	-270,689142
	C	949,786462	-1234,7224	-1172,98628	0	0
	D	949,786462	0	0	1234,7224	1172,98628
	E	949,786462	-1044,76511	-992,526853	189,957292	180,459428
	A'	983,686981	-1770,63657	-1682,10474	-491,843491	-467,251316
11	B'	983,686981	-1573,89917	-1495,20421	-295,106094	-280,35079
	C	983,686981	-1278,79308	-1214,85342	0	0
	D	983,686981	0	0	1278,79308	1214,85342
	E	983,686981	-1082,05568	-1027,9529	196,737396	186,900526
	A'	1015,18616	-1827,33509	-1735,96833	-507,59308	-482,213426
12	B'	1015,18616	-1624,29786	-1543,08296	-304,555848	-289,328056
	C	1015,18616	-1319,74201	-1253,75491	0	0
	D	1015,18616	0	0	1319,74201	1253,75491
	E	1015,18616	-1116,70478	-1060,86954	203,037232	192,88537
	A'	1044,62175	-1880,31915	-1786,30319	-522,310875	-496,195331
13	B'	1044,62175	-1671,3948	-1587,82506	-313,386525	-297,717199
	C	1044,62175	-1358,00828	-1290,10786	0	0
	D	1044,62175	0	0	1358,00828	1290,10786
	E	1044,62175	-1149,08393	-1091,62973	208,92435	198,478133

14	A'	1072,26352	-1930,07434	-1833,57062	-536,13176	-509,325172
	B'	1072,26352	-1715,62163	-1629,84055	-321,679056	-305,595103
	C	1072,26352	-1393,94258	-1324,24545	0	0
	D	1072,26352	0	0	1393,94258	1324,24545
	E	1072,26352	-1179,48987	-1120,51538	214,452704	203,730069

➤ Toiture

- Sens longitudinal

Tab.6-9. Pression due au vent dans le sens longitudinal (toiture)

Zone	q _{dyn} [N/m ²]	C _{pi} = 0.8		C _{pi} = -0.5		
		W [N/m ²]	q [N/m ²]	W [N/m ²]	q [N/m ²]	
F	1090,56335	-2680,6588	-2493,01268	-1286,71622	-1196,64609	
G	1090,56335	-2090,91386	-1944,54989	-696,971288	-648,183298	
H	1090,56335	-1608,39528	-1495,80761	-214,452704	-199,441015	
I	1090,56335	-643,358112	-598,323044	750,584464	698,043552	C _{pe} = + 0.2
	1090,56335	-1072,26352	-997,205074	321,679056	299,161522	C _{pe} = - 0.2

- Sens transversal

Tab.6-10. Pression due au vent dans le sens transversal (toiture)

Zone	q _{dyn} [N/m ²]	C _{pi} = 0.8		C _{pi} = -0.5		
		W [N/m ²]	q [N/m ²]	W [N/m ²]	q [N/m ²]	
F	1090,56335	-2680,6588	-2546,62586	-1286,71622	-1222,38041	
G	1090,56335	-2090,91386	-1986,36817	-696,971288	-662,122724	
H	1090,56335	-1608,39528	-1527,97552	-214,452704	-203,730069	
I	1090,56335	-643,358112	-611,190206	750,584464	713,055241	C _{pe} = + 0.2
	1090,56335	-1072,26352	-1018,65034	321,679056	305,595103	C _{pe} = - 0.2

III.6- Calcul des forces de frottement

Dans notre cas $d/h < 3$ pour les deux directions ; selon le règlement RNV99 on néglige les forces de frottement.

III.7- Détermination de la force résultante

La force résultante est donnée par la formule :

$$R = q_i \times S_i$$

➤ Sens longitudinal

Tab.6-11. Force résultante dans le sens longitudinal

Côte [m]	Zone	S [m ²]	C _{pi} = 0.8		C _{pi} = -0.5	
			q _i [N/m ²]	R	q _i [N/m ²]	R [N]
1,75	D	116,55	0	0	847,640129	98792,457
	E	116,55	-717,233956	-83593,6176	130,406174	15198,8396
4,81	D	109,22	0	0	847,640129	92579,2549
	E	109,22	-717,233956	-78336,2927	130,406174	14242,9623
7,87	D	101,9	0	0	847,640129	86374,5291
	E	101,9	-717,233956	-73086,1401	130,406174	13288,3891
10,93	D	101,9	0	0	847,640129	86374,5291
	E	101,9	-717,233956	-73086,1401	130,406174	13288,3891
13,99	D	101,9	0	0	847,640129	86374,5291
	E	101,9	-717,233956	-73086,1401	130,406174	13288,3891
17,05	D	101,9	0	0	874,01935	89062,5718
	E	101,9	-739,554835	-75360,6377	134,464515	13701,9341
20,11	D	101,9	0	0	941,997566	95989,552
	E	101,9	-797,074863	-81221,9285	144,922702	14767,6233
23,17	D	101,9	0	0	1001,82884	102086,359
	E	101,9	-847,701324	-86380,7649	154,127513	15705,5936
26,23	D	101,9	0	0	1055,36566	107541,761
	E	101,9	-893,001711	-90996,8744	162,363948	16544,8863
29,29	D	101,9	0	0	1103,88157	112485,532
	E	101,9	-934,053634	-95180,0653	169,827934	17305,4665
32,35	D	101,9	0	0	1148,29183	117010,937
	E	101,9	-971,631551	-99009,255	176,660282	18001,6827
35,41	D	101,9	0	0	1189,27756	121187,383
	E	101,9	-1006,31178	-102543,17	182,965778	18644,2128
38,47	D	101,9	0	0	1227,36007	125067,991
	E	101,9	-1038,53544	-105826,761	188,824626	19241,2294
41,53	D	101,9	0	0	1262,9477	128694,371
	E	101,9	-1068,64805	-108895,236	194,299646	19799,1339
44,59	D	101,9	0	0	1296,3666	132099,757
	E	101,9	-1096,92558	-111776,717	199,441015	20323,0394
46,12	D	50,95	0	0	1296,3666	66049,8783
	E	50,95	-1096,92558	-55888,3583	199,441015	10161,5197
46,72	F	9,99	-2493,01268	-24905,1967	-1196,64609	-11954,4944
	G	9,99	-1944,54989	-19426,0534	-648,183298	-6475,35115
	I	19,98	-598,323044	-11954,4944	698,043552	13946,9102
		19,98	-997,205074	-19924,1574	299,161522	5977,24721
Somme				-1470478		1902768,99

➤ Sens transversal

Tab.6-12. Force résultante dans le sens transversal

Côte [m]	Zone	S [m ²]	C _{pi} = 0.8		C _{pi} = -0.5	
			q _i [N/m ²]	R	q _i [N/m ²]	R [N]
1,75	D	40,25	0	0	865,868949	34851,2252
	E	40,25	-732,658342	-29489,4983	133,210608	5361,72697
4,81	D	75,44	0	0	865,868949	65321,1535
	E	75,44	-732,658342	-55271,7453	133,210608	10049,4083
7,87	D	70,38	0	0	865,868949	60939,8566
	E	70,38	-732,658342	-51564,4941	133,210608	9375,36259
10,93	D	70,38	0	0	865,868949	60939,8566
	E	70,38	-732,658342	-51564,4941	133,210608	9375,36259
13,99	D	70,38	0	0	865,868949	60939,8566
	E	70,38	-732,658342	-51564,4941	133,210608	9375,36259
17,05	D	70,38	0	0	892,815465	62836,3524
	E	70,38	-755,45924	-53169,2213	137,356225	9667,13112
20,11	D	70,38	0	0	962,255578	67723,5476
	E	70,38	-814,216258	-57304,5402	148,03932	10419,0073
23,17	D	70,38	0	0	1023,37354	72025,0297
	E	70,38	-865,93146	-60944,2562	157,442084	11080,7739
26,23	D	70,38	0	0	1078,06169	75873,9817
	E	70,38	-912,206049	-64201,0617	165,855645	11672,9203
29,29	D	70,38	0	0	1127,62096	79361,9632
	E	70,38	-954,140809	-67152,4301	173,480147	12209,5327
32,35	D	70,38	0	0	1172,98628	82554,7744
	E	70,38	-992,526853	-69854,0399	180,459428	12700,7345
35,41	D	70,38	0	0	1214,85342	85501,3837
	E	70,38	-1027,9529	-72347,3251	186,900526	13154,059
38,47	D	70,38	0	0	1253,75491	88239,2706
	E	70,38	-1060,86954	-74663,9982	192,88537	13575,2723
41,53	D	70,38	0	0	1290,10786	90797,7912
	E	70,38	-1091,62973	-76828,9004	198,478133	13968,891
44,59	D	70,38	0	0	1324,24545	93200,3948
	E	70,38	-1120,51538	-78861,8724	203,730069	14338,5223
46,12	D	35,2	0	0	1324,24545	46613,4398
	E	35,2	-1120,51538	-39442,1414	203,730069	7171,29843
46,72	F	6,9	-2546,62586	-17571,7184	-1222,38041	-8434,42483
	G	6,9	-1986,36817	-13705,9404	-662,122724	-4568,6468
	I	13,8	-611,190206	-8434,42484	713,055241	9840,16233
		13,8	-1018,65034	-14057,3747	305,595103	4217,21242
Somme				-1007993,97		1302269,55

On prend la résultant la plus grande des deux sens d'où : $R = 1903 \text{ kN}$

IV- Conclusion

La force résultante R dans chaque direction est négligeable devant le poids du bâtiment ($W = 81957.2 \text{ kN}$) donc il n'y a pas de risques de soulèvement ou de renversement.

En comparant la résultante de la force sismique à la base du bâtiment à celle due au vent, nous constatons que cette dernière est dérisoire, ce qui nous permet de ne pas prendre en considération la force résultante.

Chapitre 7

**Ferrailage des
éléments structuraux**

I- Introduction

L'acier joue un rôle primordial pour satisfaire aux critères relatifs à la résistance, la ductilité, et la stabilité des éléments constructifs des ouvrages.

Ce chapitre consiste à déterminer les sections des armatures nécessaires à la reprise des efforts. Cela en se basant sur les valeurs des sollicitations obtenues grâce au logiciel SAP2000.

Le ferraillage sera conforme aux règlements en vigueur : RPA 99 version 2003, CBA 93 et BAEL 91.

II- Ferraillage des poteaux

Les poteaux reprennent les charges verticales appliquées sur les planches et participent à la reprise des efforts latéraux dus au séisme ou au vent. Ils sont donc calculés à la flexion composée.

Les armatures seront déterminées sous l'effet des sollicitations les plus défavorables en considérant les trois cas de charges suivants :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{\max} \quad \Rightarrow \quad N_{\text{correspondant}} \\ N_{\max} \quad \Rightarrow \quad M_{\text{correspondant}} \\ N_{\min} \quad \Rightarrow \quad M_{\text{correspondant}} \end{array} \right.$$

Et sous les combinaisons de charges suivantes :

- ELU : $1.35 G + 1.5 Q$ [3]
- Situation accidentelle : $G + Q + E$ et $0.8 G \pm E$ [1]

II.1- Calcul du ferraillage

II.1.1- Armatures longitudinales

Pour chaque combinaison d'action, les sollicitations obtenues (M, N) et le ferraillage correspondant calculé à l'aide de l'organigramme de l'annexe A, est résumé dans les tableaux qui suivent.

Tab.7-1. Ferraillage pour M_{max} et N_{cor}

Dimensions des Poteaux [cm ²]	Combinaison	M_{max} [kN.m]	N_{cor} [kN]	$A_{s_{calculée}}$ [cm ²]
45x45	G+Q+E _x	87.46	87.145	5.6
50x50	G+Q+E _x	68.7753	400.24	0.00
55x55	G+Q+E _x	68.803	745.269	0.00
60x60	G+Q+E _x	65.1301	1142.221	0.00
65x65	G+Q+E _x	66.662	1451.33	0.00

Tab.7-2. Ferraillage pour N_{max} et M_{cor}

Dimensions des Poteaux [cm ²]	Combinaison	N_{max} [kN]	M_{cor} [kN.m]	$A_{s_{calculée}}$ [cm ²]
45x45	ELU	386.203	7.861	0.00
50x50	ELU	797.311	8.012	0.00
55x55	ELU	1258.26	8.372	0.00
60x60	ELU	1773.7	9.456	0.00
65x65	ELU	2349.4	5.444	0.00

Tab.7-3. Ferraillage pour N_{min} et M_{cor}

Dimensions des Poteaux [cm ²]	Combinaison	N_{min} [kN]	M_{cor} [kN.m]	$A_{s_{calculée}}$ [cm ²]
45x45	0.8G+E _x	14.94	51.06	3.68
50x50	0.8G+E _x	76.87	35.92	1.47
55x55	0.8G+E _x	141.25	35.29	0.44
60x60	0.8G+E _x	217.64	27.88	0.00
65x65	0.8G+E _x	323.016	8.69	0.00

D'après les RPA 99 version 2003 (article 7.4.2.1), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- Leur pourcentage maximal et minimal en zone sismique III sera de :

$$A_{max} : \frac{A_s}{b \times h} \leq 3\% \text{ -- en zone courante.}$$

$$A_{max} : \frac{A_s}{b \times h} \leq 6\% \text{ -- en zone recouvrement.}$$

$$A_{min} : A_s \geq 0.9\%bh \text{ -- (zone III).}$$

- Le diamètre minimal est de 12 mm
- La longueur minimale de recouvrement est de $50 \Phi_1$.
- La distance maximale entre les barres dans une face de poteau est de 20 cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

Le CBA 93 exige que la section d'armature longitudinale minimale soit telle que :
 $A_{s \text{ min}} = 0.2 \% b.h$

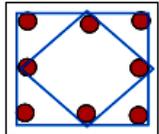
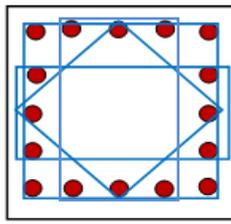
Le tableau suivant résume les sections obtenues.

Tab.7-4. Ferrailage adopté pour les poteaux

Dimensions des Poteaux [cm ²]	Combinaison	AS calculé [cm ²]	AS CBA [cm ²]	AS RPA [cm ²]
45x45	G+Q+E _x	5.60	4,05	18.22
50x50	0.8G+E _x	1.47	5.00	22.50
55x55	0.8G+E _x	0.44	6.05	27.22
60x60	0.8G+E _x	0.00	7.20	32.40
65x65	0.8G+E _x	0.00	8.45	38.02

Nous constatons que le ferrailage calculé est inférieur à celui exigé par les RPA 99 et le CBA 93. Les poteaux seront ferrillés avec les sections minimales imposées par les RPA 99.

Tab.7-5. Choix des barres

Dimensions des poteaux [cm ²]	As [cm ²]	Choix des barres	Schéma de ferrailage
45x45	18.22	4 HA 16 + 4 HA 20	
50x50	22.50	8 HA 20	
55x55	27.22	4 HA 20 + 12 HA 14	
60x60	32.40	4 HA 20 + 12 HA 16	
65x65	38.02	4 HA 25 + 12 HA 16	

II.1.2- Armatures transversales

➤ Vérification à l'effort tranchant [1]

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit satisfaire la condition suivante :

$$\tau_b = \frac{V}{b d} \leq \rho_d f_{c28}$$

Où :

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{Sinon} \end{cases}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} : \text{élancement mécanique du poteau}$$

Tab.7-6. Vérification à l'effort tranchant

Section [cm ²]	λ_g	ρ_d	V_u [kN]	τ_b	Vérification
40x40	5.35	0.075	67.02	0.45	✓
45x45	4.76	0.04	49.85	0.26	✓
50x50	4,28	0.04	45.79	0.20	✓
55x55	3,89	0.04	44.22	0.15	✓
60x60	3,57	0.04	39.83	0.12	✓
65x65	3,29	0.04	30.54	0.07	✓

o **Calcul des armatures transversales**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :[1]

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e}$$

V_u : effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \text{Sinon} \end{cases}$$

t : espacement des armatures transversales.

- Sa valeur maximale est fixée comme suit [1]:

1) En zone nodale (zone III) : $t \leq 10\text{cm}$.

2) En zone courante : $t \leq \text{Min} \left\{ \frac{b_1}{2}, \frac{h_1}{2}, 10 \Phi_1 \right\} = 12 \text{ cm}$

Φ_1 : diamètre minimal longitudinal.

⇒ Nous optons donc pour un espacement égal à 10cm pour les zones nodales et 12 cm pour les zones courantes.

Tab.7-7. Ferraillage transversal

Section [cm ²]	λ_g	ρ_a	V_u [kN]	A_t calculée (zone courante) [cm ²]	A_t calculée (zone nodale) [cm ²]
40x40	5.35	2,5	67.02	1.25	1.05
45x45	4.76	3,75	49.85	1.225	1.04
50x50	4,28	3,75	45.79	1.035	0.84
55x55	3,89	3.75	44.22	0.9	0.75
60x60	3,57	3.75	39.83	0.75	0.625
65x65	3,29	3.75	30.54	0.53	0.44

La quantité d'armatures transversales minimale est déterminée comme suit [1]:

$$\frac{A_t}{t b} = \begin{cases} 0.3 \% \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.8 \% \text{ si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre 0.3 et 0.8 \% si } 3 < \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Tab.7-8. Ferraillage transversal donnée par les RPA 99

Section [cm ²]	A_{tRPA} [cm ²] (zone courante)	A_{tRPA} [cm ²] (zone nodale)
45x45	3.99	3,33
50x50	3.72	3,10
55x55	3.43	2,86
60x60	3.17	2,64
65x65	2.89	2,40

Le ferraillage transversal adopté est celui donné par les RPA, le tableau 7.9 résume le choix des armatures adoptées.

Tab.7-9. Ferraillage transversal adopté pour les poteaux

Section poteaux [cm ²]	45x45	50x50	55x55	60x60	65x65
Choix armatures	2 cadres HA12	2 cadres HA12	3 cadres HA 10	3 cadres HA 10	3 cadres HA 10

III- Ferraillage des poutres

Les poutres sont soumises aux charges verticales transmises directement par les planchers. Elles sont donc calculées en flexion simple.

Le tableau 7.10 récapitule les moments fléchissant et les efforts tranchants maximaux retenus pour la détermination du ferraillage des poutres pour chaque direction.

Tab.7-10. Sollicitations des poutres

	M_{appui} [kN.m]	$M_{\text{travée}}$ [kN.m]	V [kN]
Poutres principales	149.1083	86.71	153.403
Poutres secondaires	115.1731	71.1	87.694
Poutres palier	151.5907	104.8	62.87

III.1- Ferraillage longitudinal

Pour le calcul du ferraillage, les recommandations données par l'article 7.5.2.1 des RPA 99-version 2003 sont :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - ✓ 4 % en zone courante.
 - ✓ 6 % en zone de recouvrement.
- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- La longueur minimale de recouvrement est de : 50Φ en zone III.
- Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90° .

En suivant l'organigramme de la flexion simple (Annexe A), nous aboutissons aux résultats suivants :

Tab.7-11. Calcul du ferraillage longitudinal

	Appui		Travée		A_{lRPA} [cm ²]
	μ	A_l [cm ²]	μ	A_l [cm ²]	
Poutres principales	0.25	13.64	0.15	7.33	6
Poutres secondaires	0.32	12.9	0.195	7.16	4.37
Poutres palier	0.14	10	0.09	6.9	8.75

• **Vérification de la condition de non-fragilité**

$$\rho = \frac{A_s}{A_b} \geq 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Cette condition est vérifiée dans le cas du ferraillage en travée et sur appuis pour les trois types de poutres.

Nous optons pour le choix du ferraillage présenté dans le tableau ci-dessous :

Tab.6-12. Choix des barres

		Poutres principales	Poutres secondaires	Poutres palier
Choix des barres	Appui	3 HA 16 + 3HA 20	3 HA 14 + 3HA 20	5 HA 16
	Travée	3 HA 12 + 3HA 14	3 HA 12 + 3HA 14	5 HA 16

III.2- Ferraillage transversal

Pour reprendre l'effort tranchant et limiter les fissures, des armatures transversales sont disposées en cours successifs plans et normaux à l'axe longitudinal de la pièce.

Afin de déterminer la nécessité du ferraillage transversal, nous vérifions la condition suivante :

$$\tau = \frac{V}{b d} < \tau'$$

Les résultats de la vérification de la contrainte tangentielle sont présentés dans le tableau suivant :

Tab.7-13. Vérification de la contrainte tangentielle

	Poutres principales	Poutres secondaires	Poutres palier
V [kN]	153.403	87.694	65.87
τ [MPa]	1.38	1.13	0.4
τ' [MPa]	3.33	3.33	3.33
Vérification	✓	✓	✓

Cette condition étant vérifiée, les poutres seront ferraillées par un pourcentage minimal préconisé par l'article 7.5.2.2 des RPA 99 - version2003 :

$$A_{t_{min}} = 0.003 \cdot St \cdot b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- en zone nodale et en travée $St = \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\Phi_L \right\}$
- En dehors de la zone nodale, $St \leq h/2$.

L'espacement minimal entre les armatures transversales est tel que $St = \min\{0.9 d ; 40 \text{ cm}\}$ [2]

Tab.7-14. Ferraillage transversal des poutres

		St [cm]		At [cm ²]	Choix des armatures
		CBA	RPA		
Poutres principales	Zone Nodale	33	10	0.9	4 HA 8 (Un cadre et un étrier)
	Zone Courante		20	1.8	
Poutres secondaires	Zone Nodale	28.8	8	0.65	
	Zone Courante		17	1.3	
Poutres palier	Zone Nodale	40	12	1.31	
	Zone Courante		25	2.62	

III.3- Vérifications aux appuis

▪ Appuis de rives

$$\begin{cases} A_s \geq V_u \frac{\gamma_s}{f_e} \\ V_u < 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} b.a \end{cases}$$

Avec $a = \min\{a' ; 0.9d\}$

▪ Appuis intermédiaires

$$A_{sl} \geq \frac{\left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right)}{\frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$\sigma_{bc} < 1.3 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Ces conditions sont vérifiées pour chacune des poutres principales, secondaires et palier.

III.4- Vérification à l'ELS

Les moments à l'ELS sur appuis sont :

$$M_{ser} (PP) = 71.1316 \text{ kNm}$$

$$M_{ser} (PS) = 37.4458 \text{ kNm}$$

$$M_{ser} (P.palier) = 82.91 \text{ kNm}$$

Les moments à l'ELS en travées sont :

$$M_{ser} (PP) = 47.308 \text{ kNm}$$

$$M_{ser} (PS) = 21.8812 \text{ kNm}$$

$$M_{ser} (P.palier) = 56.78 \text{ kNm}$$

Le calcul se fera suivant l'organigramme de la flexion simple à l'ELS (annexe A). Les résultats sont résumés dans le tableau 7-15.

Tab.7-15. Vérification à l'ELS

		Y [m]	I [m ⁴]	K [MNm ⁻³]	σ _b [MPa]
Poutres principales	Appui	0.174	0.001417	50.2	8.73
	Travée	0,136	9,09 x 10 ⁻⁴	52,01	7,07
Poutres secondaires	Appui	0.1646	0.00093	40.17	6.61
	Travée	0,148	7,43 x 10 ⁻⁴	21,6	3,2
Poutres palier	Appui	0.162	1.92 x 10 ⁻³	43.21	6.99
	Travée	0,146	1.46 x 10 ⁻³	38.93	5.68

La vérification à l'ELS est satisfaite.

III.5- Schéma de ferraillage

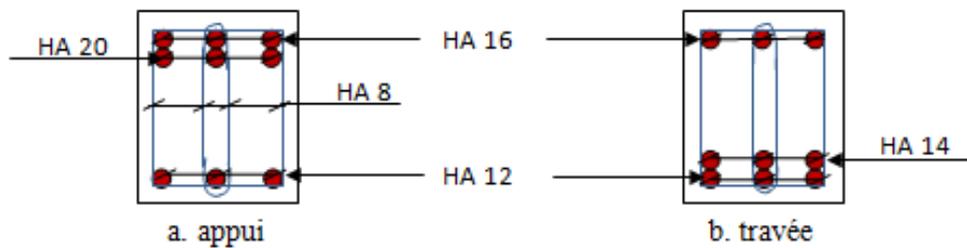


Figure 7-1. Ferraillage des poutres principales

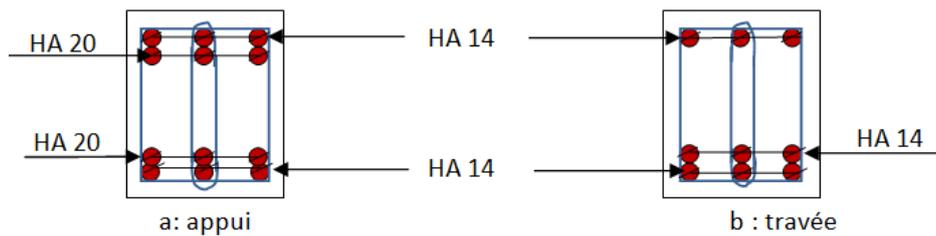


Figure 7-2. Ferraillage des poutres secondaires

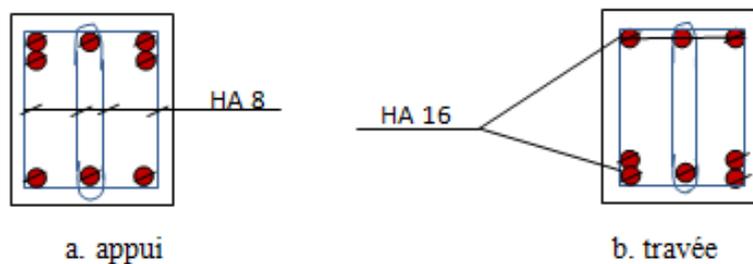


Figure 7-3. Ferraillage des poutres palier

IV- Ferrailage des voiles

Le contreventement permet d'assurer une stabilité horizontale et verticale de la structure sous l'action d'efforts horizontaux (séisme, vents) et verticaux (charges permanentes et surcharges d'exploitations). Le voile est donc sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement CBA 93 et les vérifications selon les RPA 99-version 2003 et cela pour les voiles les plus sollicités (ceux du RDC).

○ Aciers verticaux [1]

La disposition du ferrailage vertical se fera de telle sorte à ce qu'il reprenne les contraintes de flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par l'article 7.7.4.1 des RPA99-version 2003:

- L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20 % de la section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm.

○ Aciers horizontaux [1]

Les aciers horizontaux seront disposés perpendiculairement aux faces du voile. Ils doivent être munis de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ .

○ Règles communes [1]

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$St \leq 1.5 e \quad \text{avec } e : \text{épaisseur du voile.}$$

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

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

IV.1- Voiles pleins

IV.1.1- Calcul du ferraillage vertical

Afin de déterminer les contraintes dans chaque voile, nous devons d'abord calculer les paramètres suivants :

L : longueur du voile.

Ω : section transversale du voile.

I : moment d'inertie.

v : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre extrême.

Tab.7-16. Caractéristiques des voiles

Voile	L [m]	Ω [m ²]	I [m ⁴]	v [m]
V1	9,45	1,89	14,0651438	4,725
V2	4,05	0,81	1,10716875	2,025
V3	4,35	0,87	1,37188125	2,175
V4	3,7	0,74	0,84421667	1,85
V5	2,36	0,472	0,21907093	1,18
V6	7,2	1,44	6,2208	3,6
T7	1,5	0,3	0,05625	0,75
V8	6,9	1,38	5,47515	3,45
V9	2,7	0,54	0,32805	1,35
V10	4,1	0,82	1,14868333	2,05
T11	1,5	0,3	0,05625	0,75

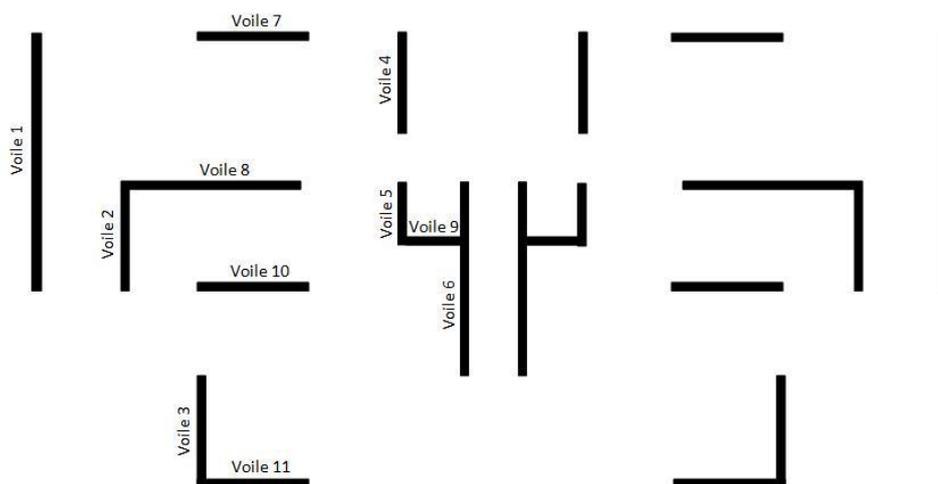


Figure 7-4. Désignation des voiles

Les contraintes maximales dans les voiles sont déterminées par la formule suivante :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{\Omega} \pm \frac{M v}{I}$$

Avec : N : effort normal appliqué.

M : moment fléchissant appliqué.

Nous distinguons trois cas :

- 1er cas : $(\sigma_1 ; \sigma_2) > 0$

La section du voile est entièrement comprimée (pas de zone tendue). La zone courante est armée par le minimum exigé par l'article 7.7.4.3 des RPA99- version 2003 ($A_{\min} = 0,15\% e L$).

- 2ème cas : $(\sigma_1 ; \sigma_2) < 0$

La section du voile est entièrement tendue. d'où la section d'armatures verticales $A_v = \frac{F_t}{f_e}$.

Avec $F_t = \frac{\sigma_t \cdot L_t \cdot e}{2}$

- 3ème cas : $(\sigma_1 ; \sigma_2)$ sont de signes différents

La section du voile est partiellement comprimée. Nous calculons les contraintes pour une bande dans la zone tendue. La largeur de cette bande est : $d \leq \min \left\{ \frac{h_e}{2} ; \frac{2L'}{3} ; L_t \right\}$.

Avec : L' : longueur de la zone comprimée ;

h_e : hauteur d'étage ;

L_t : longueur de la zone tendue.

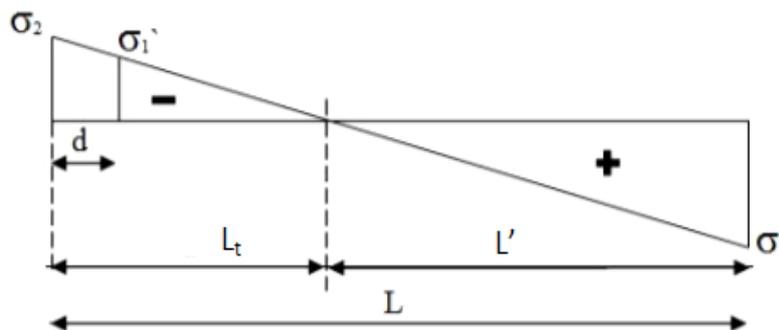


Figure 7-5. Schéma de contraintes développées dans le voile

Tab.7-17. Calcul des contraintes

Voile	L [m]	M [kN.m]	N [kN]	σ_1 [MPa]	σ_2 [MPa]	L_t [m]	d [m]	σ' [MPa]
V1	9.45	17287.3	3793.007	-3.800	7.814	3.09	1,75	-1,65
V2	4.05	1193.45	4975.8	3.836	8.202	-	-	-
V3	4.35	1517	3522	1.643	6.453	-	-	-
V4	3.7	934.3	2673.82	1.566	5.661	-	-	-
V5	2.36	159.6	1944.42	3.259	4.979	-	-	-
V6	7.2	8106.84	4557.24	-1.804	7.578	1.38	1,38	0
V7T	1.5	58.3	554.33	-0.404	3.958	1.26	0.16	-0,35
V8	6.9	10513.66	5937.187	-2.322	10.927	1.21	1,21	0
V9	2.7	511.64	967.7	-0.313	3.897	0.2	0,2	0
V10	4.1	2044.63	2375.73	-0.751	6.564	0.42	0,42	0
V11T	1.5	56.61	411.61	-0.950	3.460	1.18	0.21	-0,78

Le tableau suivant résume les sections d'armatures et le ferraillage adopté.

Tab.7-18. Calcul du ferraillage

Voile	L [m]	M' [MN.m]	N' [MN]	$A_{s\text{ cal}}$ [cm ²]	$A_{s\text{ min}}$ [cm ²]	$A_{s\text{ RPA}}$ [cm ²]	Ferraillage adopté [ml/face]
V1	9.45	0,11	-0,954	23.85	12,36	28,35	5 HA 14
V2	4.05	-0,106	0,495	-	-	12,15	4 HA 10
V3	4.35	-0,020	0,141	-	-	13,05	4 HA 10
V4	3.7	-0,018	0,132	-	-	11,1	4 HA 10
V5	2.36	-0,047	0,303	-	-	7,08	4 HA 10
V6	7.2	0,058	-0,250	6.97	5,545	21,6	4 HA 10
T7	1.5	0,00021	-0,012	1.27	5.05	4,5	4 HA 10
V8	6.9	0,056	-0,279	7.03	4,83	20,7	4 HA 12
V9	2.7	0,00023	-0,0066	0.16	0,825	8,1	4 HA 10
V10	4.1	0,0022	-0,031	0.79	1,691	12,3	4 HA 10
T11	1.5	0,0203	-0,248	2.8	4.72	4,5	4 HA 10

Avec : $A_{s\text{ min}} = 0.2\% \text{ e } L_t$

$A_{s\text{ RPA}} = 0.15\% \text{ e } L$

IV.1.2- Calcul du ferraillage horizontal

D'après l'article 7.7.2 des RPA 99-version 2003, la contrainte de cisaillement ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{e.d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} \bar{V} = 1.4 V \\ d = 0.9 \times L \end{array} \right.$

Tab.7-19. Vérification de la contrainte de cisaillement dans les voiles

Voile	V [kN]	τ_b [MPa]	Vérification
V1	907.95	0.75	✓
V2	301.07	0.58	✓
V3	329.6	0.6	✓
V4	220.84	0.46	✓
V5	122.9	0.4	✓
V6	629.3	0.68	✓
T7	128	0.66	✓
V8	1225.9	1.38	✓
V9	247	0.71	✓
V10	452	0.86	✓
T11	114	0.59	✓

Puisque la condition est satisfaite pour tous les voiles, nous nous limiterons aux armatures horizontales minimales données par l'article 7.7.4.3 des RPA 99.

$A_{min} = 0.15\% b.h$

Avec un espacement $St = \min \{ 1.5 \times e ; 30 \text{ cm} \} = 30 \text{ cm}$

Tab.7-20. Ferraillage horizontal des voiles

Voile	A_{min} [cm ²]	A_{min} /face/ml	Ferraillage adopté
V1	10.5	1.5	4 HA 8
V2	10.5	1.5	4 HA 8
V3	10.5	1.5	4 HA 8
V4	10.5	1.5	4 HA 8
V5	10.5	1.5	4 HA 8
V6	10.5	1.5	4 HA 8
T7	10.5	1.5	4 HA 8
V8	10.5	1.5	4 HA 8
V9	10.5	1.5	4 HA 8
V10	10.5	1.5	4 HA 8
T11	10.5	1.5	4 HA 8

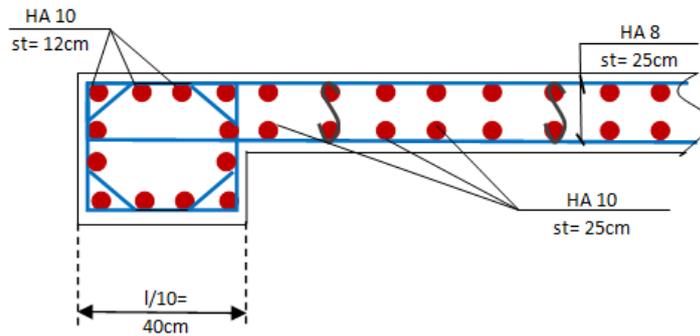


Figure 7-6. Ferraillage du voile 10

IV.2- Linteaux

Dans ce projet, nous avons deux voiles comportant une file d'ouverture (V7 et V 11).

Les linteaux qui découlent de ces ouvertures ont les mêmes caractéristiques géométriques dans les deux voiles, à savoir :

- e = 0.2 m
- L = 1.2 m
- h = 1.1 m

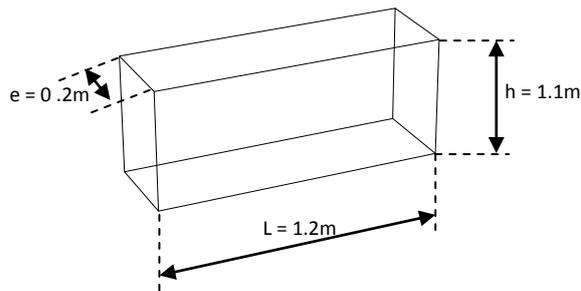


Figure 7-7. Caractéristiques géométriques des linteaux

Les sollicitations agissant sur les linteaux sont données dans le tableau suivant :

Tab.7-21. Sollicitation dans les linteaux

Linteau	M [kN.m]	V [kN]
L7	111.24	271.11
L11	123.64	260.82

Nous devons vérifier la condition de cisaillement:

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{e.d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28}$$

Tab.7-22. Vérification au cisaillement

Linteau	τ_b [MPa]	$\bar{\tau}_b$ [MPa]
L7	1.9	5
L11	1.84	5

Cette condition est vérifiée

IV.2.1- Ferraillage des linteaux

Afin de déterminer les armatures nécessaires pour reprendre l'effort de cisaillement, nous devons comparer la contrainte de cisaillement avec $0.06 f_{c28} = 1.5$ (article 7.7.3 des RPA99)

Nous sommes dans le cas où $\tau_b \geq 0.06 f_{c28}$. En plus du ferraillage habituel (longitudinal, de peau et transversal) on devra disposer des armatures en diagonales qui reprendront les efforts M et V.

- Armatures longitudinales : $A_l = 0.15 \% b.h$
- Armatures de peau : $A_c = 0.2 \% b.h$
- Armatures transversales :

$$\begin{cases} \tau_b \leq 0.025 f_{c28} = 0.625 & A_t \geq 0.15 \% b.St \\ \tau_b > 0.025 f_{c28} & A_t \geq 0.25 \% b.St \end{cases}$$

Où: $St = \frac{h}{4} = 25 \text{ cm}$

- Armatures diagonales : $A_D = \frac{V}{2f_e \sin \alpha}$

Avec $\text{tg}\alpha = \frac{h-2d'}{L}$

Les résultats du ferraillage sont donnés dans le tableau suivant :

Tab.7-23. Ferraillage des linteaux

	L7	L11	Choix des armatures
A_l [cm ²]	3.3		2 HA 16
A_c [cm ²]	4.4		4 HA 12
A_t [cm ²]	1.25		1 cadre HA 10
α [°]	40.9		/
A_D [cm ²]	5.2	4.9	8 HA 10

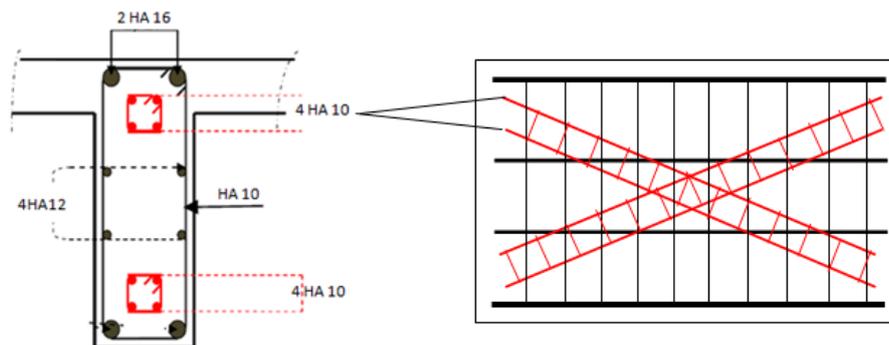


Figure 7-7. Ferraillage du linteau

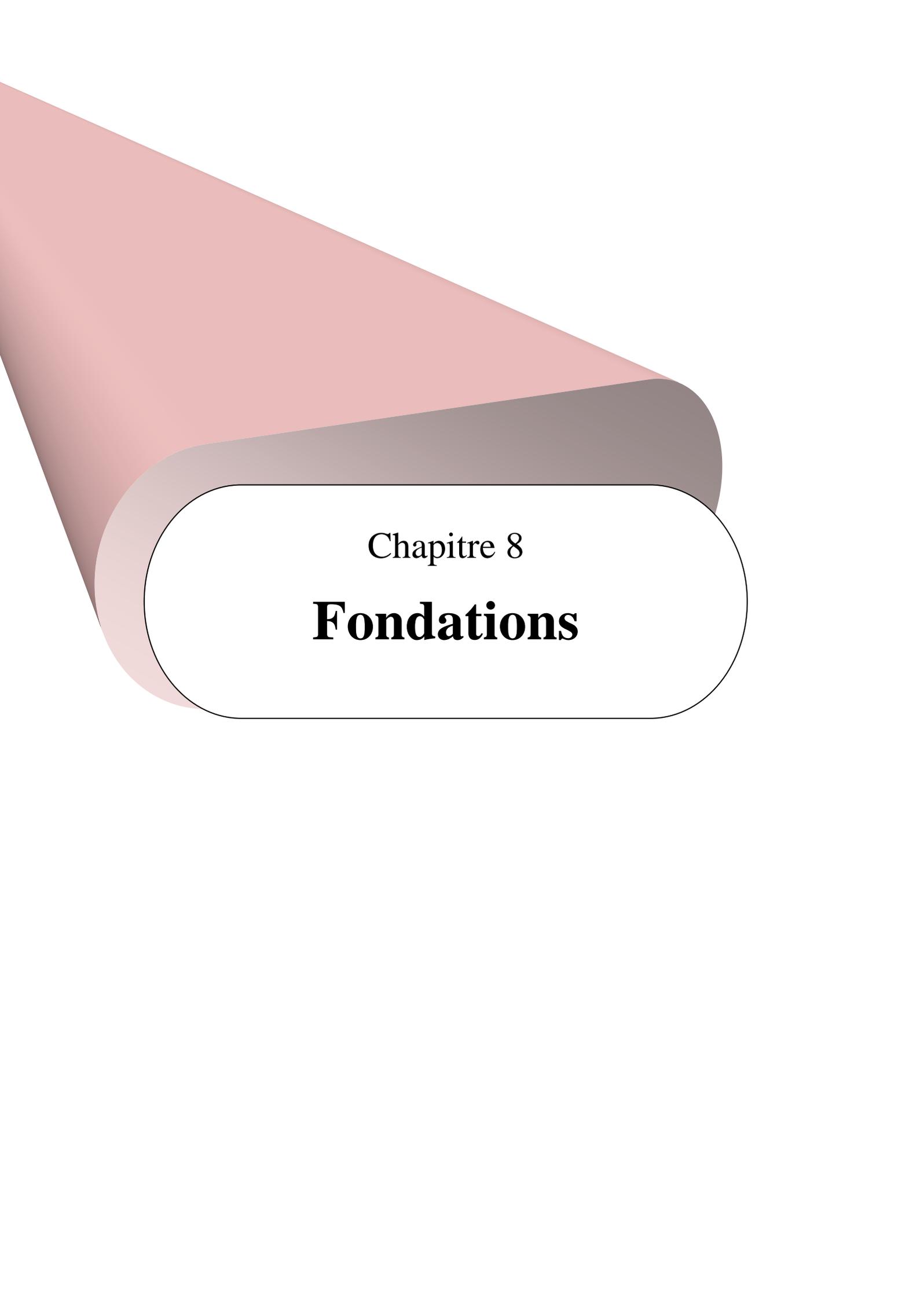
V- Conclusion

Puisque la section de béton des poteaux est importante (donnée par les RPA 99-version2003) et qu'ils sont soumis à une flexion composée (avec effort de compression), leur ferraillage sera donc le minimum donné par les règlements.

Après calcul du ferraillage, nous avons constaté que la condition sur l'effort normal ultime agissant sur les poteaux est largement satisfaite.

En ce qui concerne les poutres, nous avons remarqué que les plus sollicitées sont celles comprises entre deux voiles.

Au niveau de la zone nodale des voiles, l'espacement des armatures verticales est réduit de moitié sur le dixième de sa longueur, pour cela des raidisseurs sont prévus à ce niveau.



Chapitre 8

Fondations

I- Introduction

Une fondation est une structure qui permet de transférer le poids du bâtiment au sol sans provoquer de désordres tels que des tassements différentiels, qui provoquent de sérieux dégâts à la structure. De plus elle doit encrer la superstructure au sol pour qu'elle résiste au glissement, renversement et soulèvement.

Si les bâtiments bougent toujours un peu, en particulier, pendant leur construction, il est essentiel que la fondation assure des tassements uniformes d'un point à l'autre de la surface. Le choix des fondations est donc essentiel quand le sol n'est pas stable. Ce choix se fait en tenant compte des conditions suivantes :

- Capacité portante du sol d'assise.
- Charges transmises de la superstructure au sol.
- Distances entre les différents points d'appuis.
- Système structural adopté.

II- Prédimensionnement des fondations

Avec une contrainte du terrain égale à 2.5 bar, il y'a lieu d'opter pour des fondations superficielles de type : semelle filantes ou radier général.

Pour cela nous devons calculer la surface totale nécessaire à la semelle.

Les combinaisons de charge utilisées pour le dimensionnement et le ferrailage des différents types de fondations sont celles préconisées par les RPA 99. A savoir G+Q+E et 0.8 G ± E.

Les efforts obtenus à la base du bâtiment sont résumés dans le tableau suivant :

Tab.8-1. Effort exercés à la base du bâtiment

	N [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]
G+Q+E	149029.164	142136.65	243458.17
0.8 G ± E	123913.504	121511.25	202917.56
ELS	116237.253	192176.86	116230.23

La surface totale nécessaire pour la semelle est :

$$S_{\text{nécessaire}} = \frac{N}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{149029.164 \times 10^{-3}}{0.25} = 561.12 \text{ m}^2$$

$\bar{\sigma}_{\text{sol}}$: Contrainte admissible du sol. (Pour notre sol $\bar{\sigma}_{\text{sol}}=2.5$ bars).

$$S_{\text{base du bâtiment}} = S_{\text{bat}} = 478.06 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_{necessaire}}{S_{bat}} = \frac{561.12}{478.06} = 1.2$$

Puisque le rapport est supérieur à 0.5, nous pouvons dire que la solution du radier nervuré est la plus indiquée.

Ce type de fondation présente plusieurs avantages, qui sont notamment la réduction de :

- La forte pression apportée par la structure par l'augmentation de la surface de la semelle.
- Des tassements différentiels.
- Des efforts des irrégularités ou de l'hétérogénéité du sol.

II.1- Caractéristiques géométriques du radier

Le radier doit déborder par rapport à la surface du bâtiment. Nous optons donc pour un débord égal à 50 cm de chaque côté.

La surface du radier est : $S_{radier} = S_{base} + l_{deb} \times P_{perimetre} = 564.12 + (0.5 \times 118.1) = 623.17 \text{ m}^2$

Les coordonnées du centre de gravité sont : $X_G = 17.8 \text{ m}$

$$Y_G = 11.23 \text{ m}$$

Les moments d'inertie dans les deux directions sont :

$$I_x = 84279.81 \text{ m}^4$$

$$I_y = 224529.8 \text{ m}^4$$

II.2- Calcul de l'épaisseur

L'épaisseur du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

➤ Condition forfaitaire

La hauteur du radier est donnée par la formule empirique : $h \geq \frac{L_{max}}{20}$

La hauteur des nervures est donnée par la formule empirique : $h \geq \frac{L_{max}}{10}$

L_{max} : distance maximale entre deux poteaux = 5.4 m

$$\Rightarrow h_{ner} \geq 0.54 \text{ m}$$

$$h_{rad} \geq 0.27 \text{ m}$$

➤ Vérification au cisaillement

La contrainte de cisaillement pour une bande de 1m de largeur et d'une épaisseur 'd' doit vérifier que:

$$\tau_b = \frac{T_{max}}{b \times d} \leq \tau_{b,adm} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$T_{max} = \frac{N \times L_{max}}{2S_{radier}} = 645.69 \text{ KN}$$

$$d \geq \frac{T_{max}}{b \times \tau_{b,adm}} = 0.52 \text{ m} \Rightarrow h \geq \frac{d}{0.9} = 0.57 \text{ m}$$

➤ Condition sur la rigidité

Pour un radier rigide nous devons vérifier :

$$L \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

Avec :

$$L_e : \text{longueur élastique [m]} = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

K : coefficient de raideur du sol, nous le prenons égale à 40 MN/m³.

E : module d'élasticité du béton.

b : largeur de la semelle.

I : inertie de la semelle.

L : distance maximale entre deux poteaux = 5.4 m.

$$\text{Donc : } h \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left(\frac{2L}{\pi}\right)^4} = 0.8 \text{ m}$$

Nous choisissons donc : une hauteur de 0.7 m pour le radier,

une hauteur de 1.2 m pour les nervures avec une largeur de 0.8 m.

II.3- Vérifications diverses

II.3.1- Vérification au poinçonnement

Le poinçonnement est un phénomène qui engendre une rupture dans la région autour de la zone d'application de forces concentrées. Cette rupture est caractérisée par une grande fragilité, ce qui rend ce phénomène particulièrement dangereux. Ce mode de rupture gouverne généralement le dimensionnement et la vérification des planchers dalles.

Afin de vérifier le non poinçonnement du radier, il faut vérifier la condition suivante :

$$P_u \leq 0.045 \times u_c \times h_r \times f_{c28}$$

Avec :

P_u : charge maximale revenant au poteau ou au voile.

h_r : épaisseur totale du radier.

$u_c = 2 \times (a + b + 2h)$: périmètre de la surface d'impact projetée au niveau du feuillet moyen du radier.

Nous avons procédé à cette vérification pour chacun des poteaux et des voiles.

- Poteau

Le poteau le plus sollicité a une section de 65x65 cm².

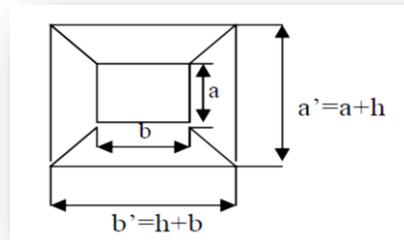


Figure 8-1. Transmission des charges du poteau au radier

Tab.8-2. Vérification au poinçonnement sous le poteau

P_u [kN]	u_c [m]	h_r [m]	Condition
2371.025	7.4	1.2	✓

- Voile

Le voile le plus sollicité est le voile 8 de longueur 6.9 m.

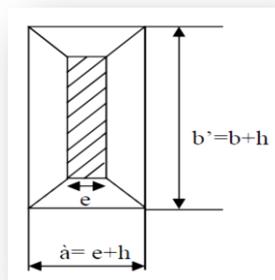


Figure 8-2. Transmission des charges du voile au radier

Tab.8-3. Vérification au poinçonnement sous le voile

P_u [kN]	u_c [m]	h_r [m]	Condition
7664,718	19	1.2	✓

II.3.2- Vérification au soulèvement

La vérification suivante est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sous l'effet de la sous pression hydrostatique.

$$P \geq \gamma_w \times S_{\text{radier}} \times Z \times F_S$$

Avec : P : poids de la superstructure

γ_w : poids volumique de l'eau

Z : hauteur d'encrage

F_S : coefficient de sécurité

Tab.8-4. Vérification au soulèvement

P [kN]	γ_w [kN/m ³]	S_{radier} [m ²]	Z [m]	F_S	Condition
81957.2	10	623.17	3.0	1.5	✓

II.3.3-Vérification de la stabilité au renversement

Nous devons vérifier que l'excentricité de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement (article 10.1.5 des RPA 99).

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

$$M = M_{\text{acc}} = 243458.17 \text{ kN.m}$$

$$N = N_{\text{acc}} = 149029.164 \text{ kN}$$

$$B = 34 \text{ m}$$

⇒ Cette condition est vérifiée

II.3.4- Vérification des contraintes

Poids du radier : 13945.47 kN

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{\Omega} \pm \frac{M v}{I} \leq \sigma_{adm} = 1.33 \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Avec :

I : moment d'inertie

v : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre extrême.

Tab.8-5. Vérification des contraintes

	0.8G+E		G+Q+E	
	Sens x	Sens y	Sens x	Sens y
N [KN]	76722.136	76722.136	130182.723	130182.723
M [KN.m]	121511.25	202917.56	224529.8	243458.17
V [m]	17	12	17	12
I [m ⁴]	84279.81	224529.8	84279.81	224529.8
σ_1 [MPa]	0.147	0.13	0.25	0.22
σ_2 [MPa]	0.11	0.112	0.16	0.19
σ_{moy} [MPa]	0.137	0.12	0.22	0.21
σ_{adm} [MPa]	0.33	0.33	0.33	0.33
Condition	✓	✓	✓	✓

- Sous la combinaison G+Q+E

$$N = G_{bat} + G_{rad} + Q_{bat}$$

- Sous la combinaison 0.8 G+E

$$N = 0.8 (G_{bat} + G_{rad}) + Q_{bat}$$

III-Ferraillage des fondations

III.1- Ferraillage du radier

Le radier est considéré comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie due à la réaction du sol et dont les appuis sont constitués par les poteaux, poutres et voiles. Son ferraillage se calcule sous les sollicitations maximales obtenues par l'application des combinaisons de charges les plus défavorables. La fissuration est considérée comme très préjudiciable.

Nous utilisons la méthode de Pigeaud pour la détermination des moments et des efforts tranchants pour le calcul du ferraillage.

Le panneau de radier le plus sollicité a les dimensions suivantes : $l_x = 3.65$ m et $l_y = 3.7$ m

$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = 0.98 > 0.4 \implies$ le panneau travaille dans les deux sens avec les moments de flexion suivants :

$$M_{ox} = \mu_x \times q \times l_x^2$$

$$M_{oy} = \mu_y \times M_{ox}$$

Avec : μ_x, μ_y : coefficient donnée en fonction de α et de l'état limite considéré.

En tenant compte de la continuité des panneaux dalles, les moments en appuis et en travée sont :

- Sur appuis ; $M_{xa} = 0.5 M_{ox}$
- En travées : $M_{xt} = 0.75 M_{ox}$

Les efforts tranchant maximaux sont donnés par :

$$V_{x \max} = \frac{N l_x l_y}{2 l_y + l_x}$$

$$V_{y \max} = \frac{N l_x}{3}$$

Tab.8-6. Sollicitations dans le radier

μ_x	μ_y	q [kN/m ²]	M_{ox} [MN.m]	M_{oy} [MN.m]	V_x [kN.m]	V_y [kN.m]
0.038	0.977	0.22	0.111	0.108	182.14	181.3

Les moments à prendre pour les calculs sont les suivants :

Tab.8-7. Moments à prendre en compte pour les calculs

	M_a [MN.m]	M_t [MN.m]
Sens X	0.055	0.083
Sens Y	0.054	0.081

Nous remarquons que les valeurs du moment dans chacun des sens sont presque égales. Nous adopterons le même ferrailage dans le sens x et le sens y.

Tab.8-8. Ferrailage du radier

	μ	A_s [cm ²]	Ferrailage adopté
Travée	0.014	3.94	4 HA 12
Appui	5.9×10^{-3}	2.6	4 HA 10

III.1.1- Vérification de la condition de non fragilité

Cette condition est satisfaite car :

$$\rho_x = \frac{A_x}{b h} = 4.48 > \rho_{\min} = \frac{3-\alpha}{2} \times \frac{0.23 f_{tj}}{f_e} = 1.2 \times 10^{-3}$$

III.1.2- Vérification au cisaillement

$$\tau_b = \frac{V_{max}}{b d} = 0.28 \text{ MPa} < \tau_b' = 0.1 f_{c28} = 2.5 \text{ MPa}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement, donc, pas besoin d'armatures transversales.

III.2- Ferrailage des nervures

Nous avons calculé les sollicitations des nervures les plus chargées dans chacun des sens X et Y.

La transmission des charges des dalles aux nervures se fait en utilisant la méthode des lignes de ruptures. Cette méthode préconise de remplacer les charges triangulaires et trapézoïdales par des charges uniformes équivalentes tel que présenté dans le tableau 8-9 :

Tab.8-9. Transmission des charges

Elément	Trapèze	Triangle
P_V	$\left(\frac{1-\alpha}{2}\right) \frac{P l_x}{2}$	$\frac{P l_x}{4}$
P_M	$\left(1 - \frac{\alpha^2}{3}\right) \frac{P l_x}{2}$	$\frac{P l_x}{3}$

Avec :

P_V : charge uniforme équivalente pour le calcul de l'effort tranchant

P_M : charge uniforme équivalente pour le calcul du moment fléchissant

La transmission de charges pour un panneau dalle portant suivant les deux sens, est faite comme l'indique la figure 8-3 :

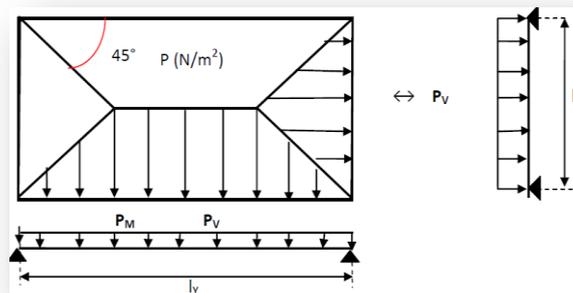


Figure 8-3. Transmission des charges aux poutres

Par exemple la poutre continue la plus sollicitée dans le sens Y, reçoit les efforts comme illustré ci-dessous :

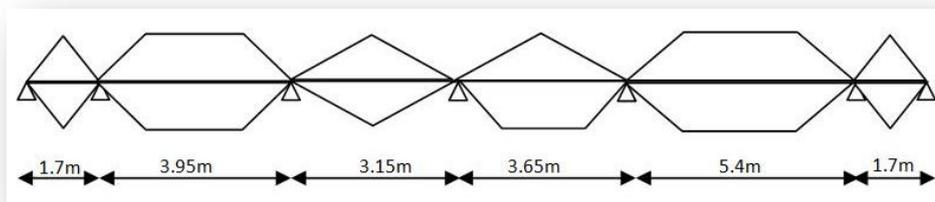
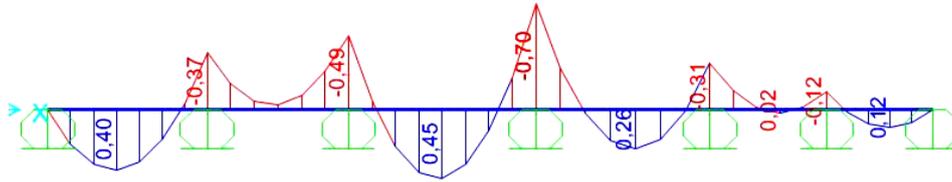


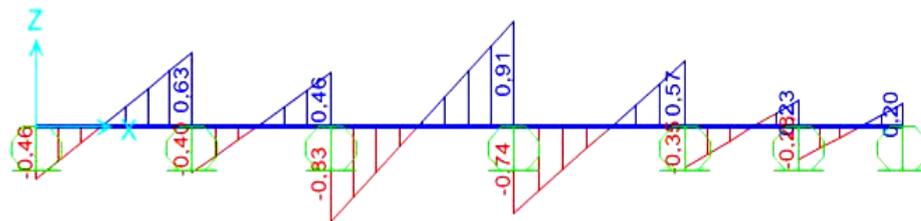
Figure 8-4. Charges revenants aux nervures dans le sens Y

III.2.1- Armatures longitudinales

Les efforts obtenus au niveau des appuis et travées des nervures dans chaque sens sont illustrés dans les figures 8-5 et 8-6.

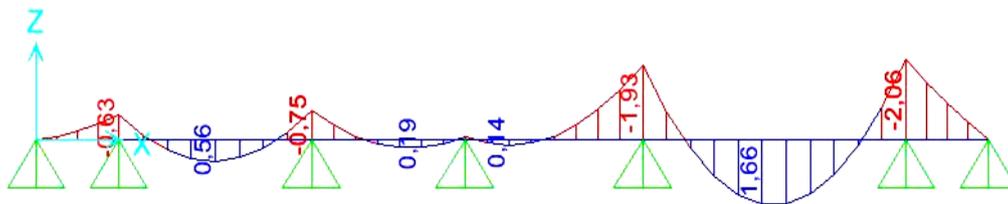


a – Moment fléchissant

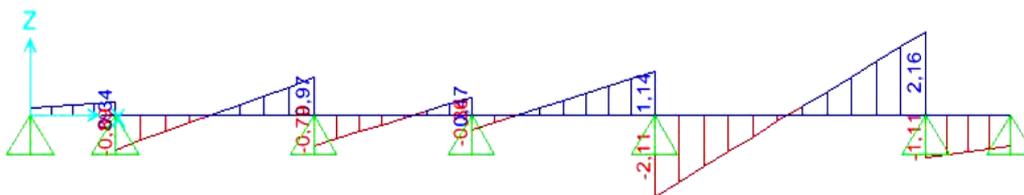


b- Effort tranchant

Figure 8-5. Diagrammes des efforts dans la nervure sens X



a – Moment fléchissant



b- Effort tranchant

Figure 8-6. Diagrammes des efforts dans la nervure sens Y

Le tableau 8-10 résume les efforts maximaux en appui et en travée avec lesquels le ferrailage sera calculé :

Tab.8-10. Moments et efforts tranchant dans les nervures

		M_{max} [MN.m]	T_{max} [MN]
Sens X	Appui	0.7	0.91
	Travée	0.45	
Sens Y	Appui	2.06	2.16
	Travée	1.66	

Nous constatons que la nervure la plus sollicitée est celle du sens Y. Nous procéderons donc à son ferrailage.

Ce dernier se calcul en flexion simple à l'ELU en suivant les étapes du diagramme de l'annexe A, en considérant une section rectangulaire sur appuis et une section en T en travée.

Tab.8-11. Ferrailage des nervures

		M [MN.m]	μ	A_s [cm ²]	$A_{s\ min}$ [cm ²]	Choix des barres
Sens Y	Appui	2.06	0.14	55.6	11.6	12 HA 25
	Travée	1.66	0.08	44.6		10 HA 25

III.2.2- Vérification au cisaillement

$$\tau_b = \frac{T_{max}}{b d} = 2.34 \text{ MPa} < \tau_b' = 0.1 f_{c28} = 2.5 \text{ MPa}$$

Cette condition est vérifiée, pas besoin d'armatures transversales, nous calculons juste les armatures transversales minimales

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \Phi_1 \right\} = 2.5 \text{ cm}$$

Nous optons donc pour des $\Phi_t = 14 \text{ mm}$

III.2.3- Calcul de l'espacement

$$S_t \leq \left\{ \frac{h}{4}; 12 \Phi_1 \right\} = 30 \text{ cm (article 7.5.2.2 des RPA 99 – version 2003)}$$

$$S_t \leq \min \{0.9d; 40 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm (article A.5.1.2.2 des CBA 93)}$$

Nous prenons donc des armatures HA 14 avec un espacement de 20 cm.

Le ferrailage de la nervure est illustré ci-dessous.

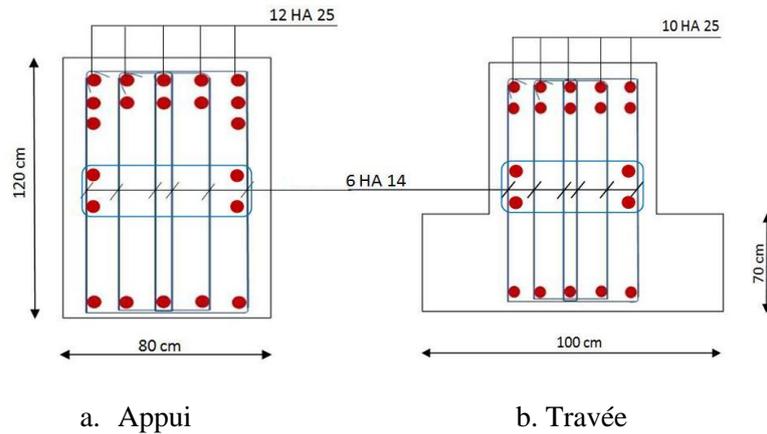


Figure 8-7. Ferrailage de la nervure

III.3- Ferrailage du débord

Le débord est considéré comme une console soumise à une charge uniformément répartie. Ses dimensions sont données dans la figure 8-8

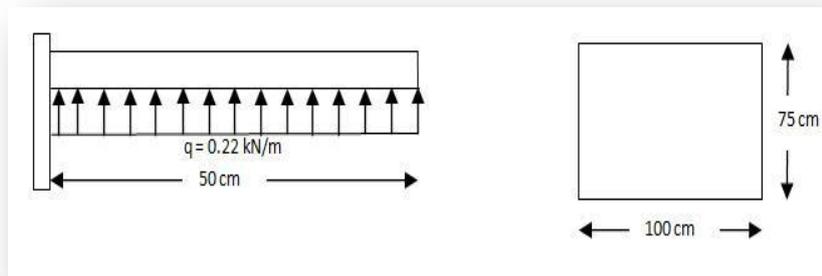


Figure 8-8. Schéma statique et dimensions du débord

Le tableau qui suit résume le ferrailage obtenu pour le débord.

Tab.8-12. Ferrailage du débord

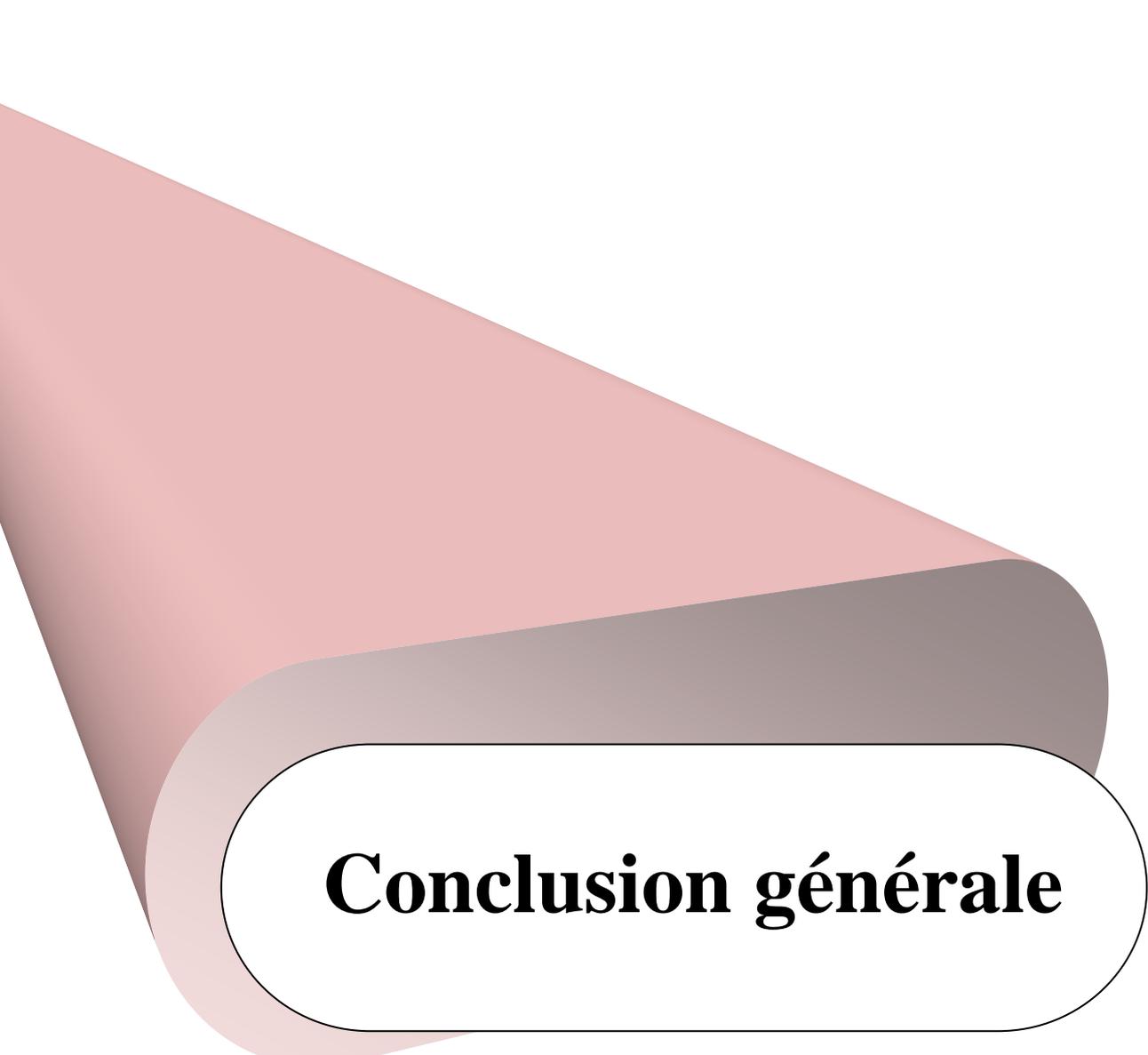
M [MN.m]	V [MN]	A_s [cm ²]	$A_{s \text{ min}}$ [cm ²]	Choix armatures
0.0275	0.11	1.2	9.06	6 HA 14

▪ Vérification au cisaillement

$$\tau_b = \frac{T_{max}}{b d} = 0.15 \text{ MPa} < \tau_b' = 0.1 f_{c28} = 2.5 \text{ MPa}$$

Cette condition est vérifiée, pas besoin d'armatures transversales.

Remarque : pour des raisons de pratique de réalisation, nous adoptons le même ferrailage pour le débord et le radier.



Conclusion générale

Ce projet de fin d'études fut une expérience très enrichissante puisqu'il nous a permis de mettre en application directe plusieurs cours étudiés à l'ENP, dont notamment la dynamique des structures, la résistance des matériaux, la mécanique des sols ou encore le béton armé. Les échanges avec des personnes telles que les ingénieurs ont également apporté un enseignement très profitable et fructueux.

L'intérêt a été double, apprendre à appréhender les problèmes de conception et faire nos premiers pas dans le calcul pratique d'une structure.

Durant notre travail, nous avons constaté l'importance de l'outil informatique, la bonne maîtrise des différents logiciels pour la modélisation et le calcul nous a permis de gagner du temps d'une part, et de garantir la qualité des résultats obtenus d'une autre part.

L'irrégularité en plan du bâtiment étudié nous a contraint à disposer un nombre important de voiles, c'est pour cela qu'il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet, pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoûts importants.

Bibliographie

[1] DTR BC2.48 : Règles parasismiques algériennes (RPA 99 –version 2003)

[2] DTR BC2.41 : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé, CBA 93

[3] DTU, BAEL 91 ; Règles technique de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites

[4] DTR B.C 2.2 : Charges permanentes et charges d'exploitations.

[5] DTR C2-47 : Règlement neige et vent 99.

Hugo BACHMANN ; Conception parasismique des bâtiments ; éditions office fédéral des eaux et de la géologie.

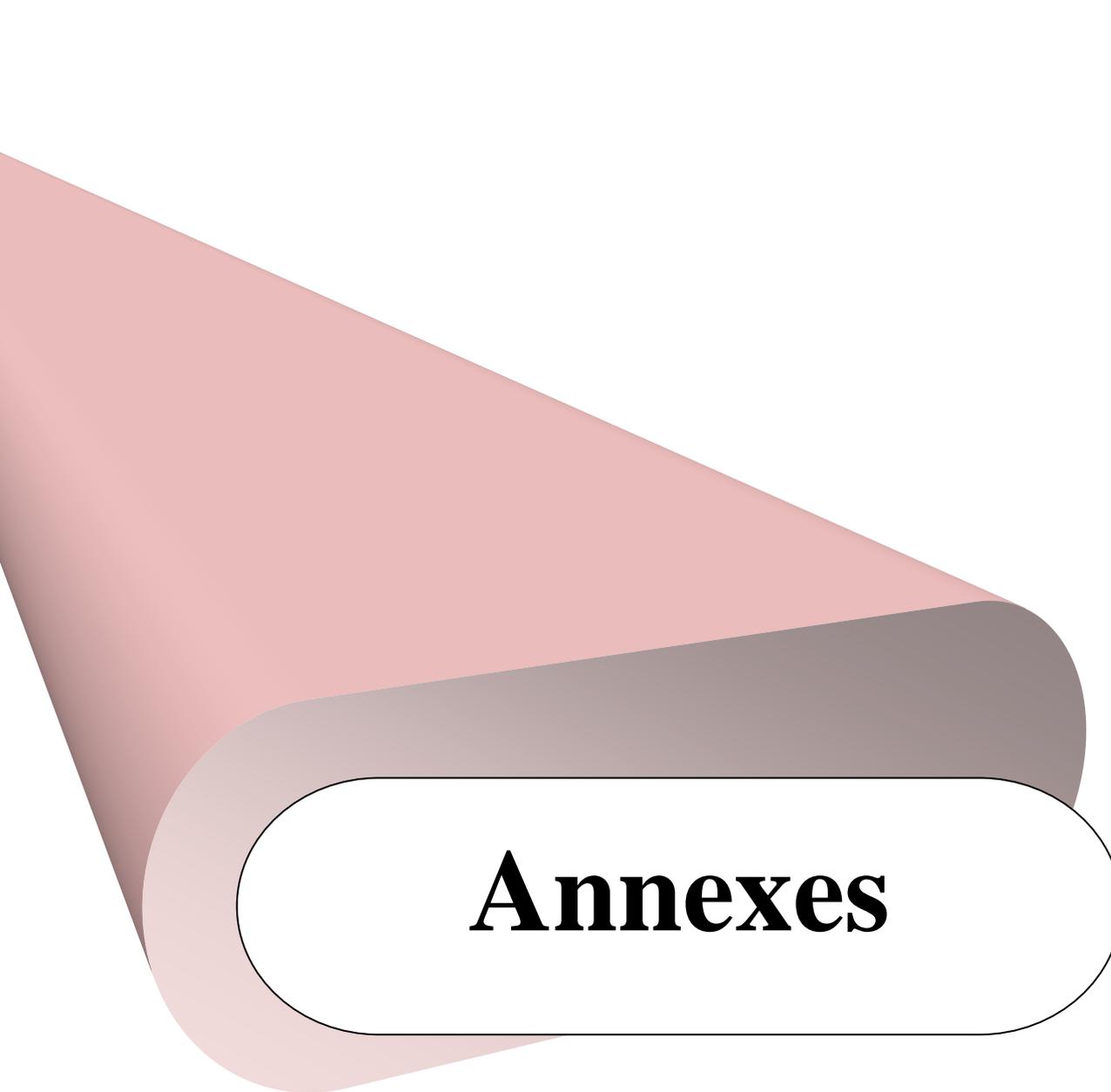
André GUERRIN; Traité de béton armé, volume 4 ; éditions Dunod.

André PLUMIER ; Construction en zone sismique ; faculté des sciences appliquées, université de Liège ; édition 2007

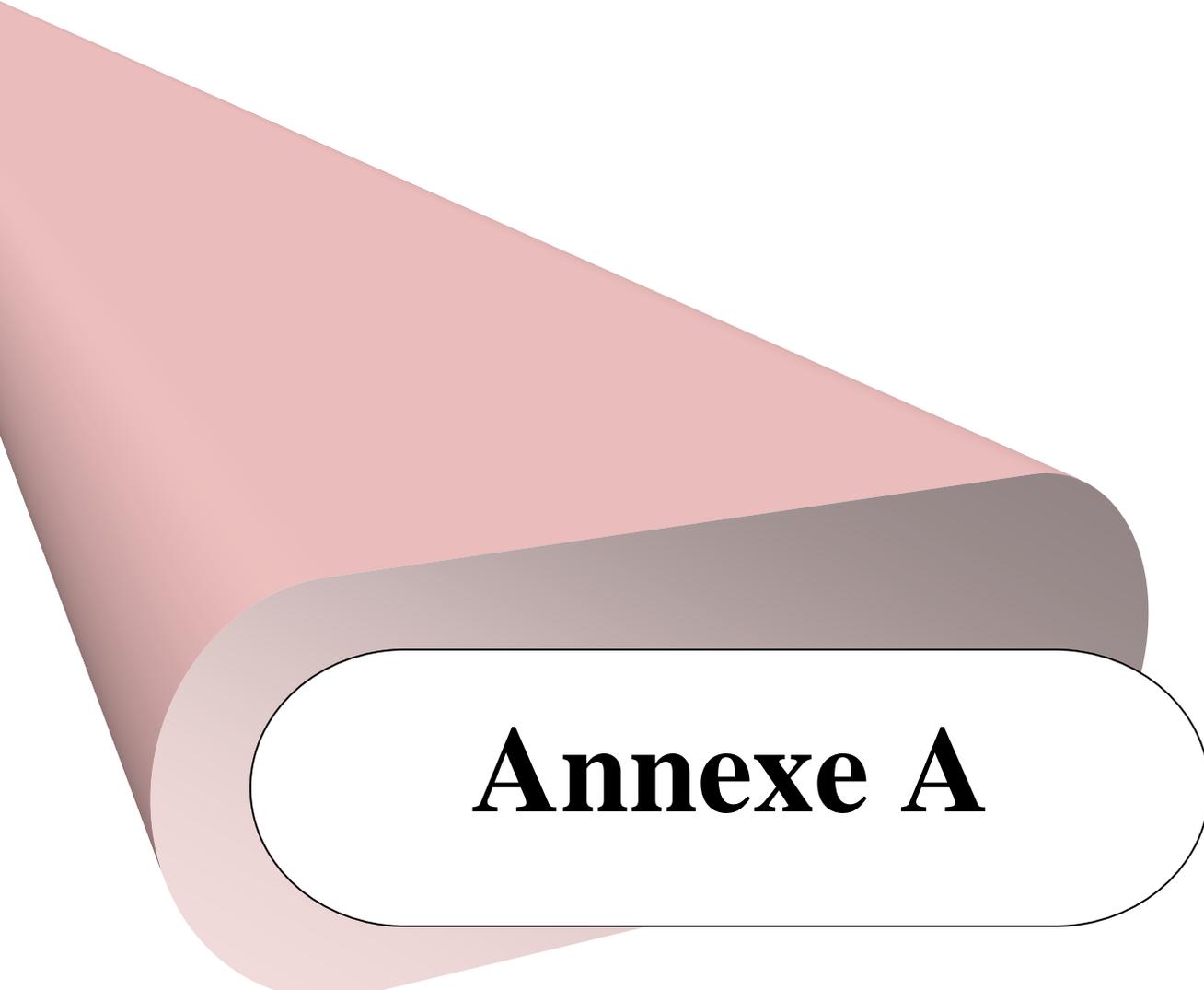
Henry THONIER ; Conception et calcul des structures de bâtiment ; Tome 1 (1999).

M.BOUKHAMACHA ; H.HAMIDANE : Calcul d'un bâtiment en R+5 à usage d'habitation et commerce. mémoire. ENP. 2006

M.LEBANE ; M.BENNAMA : Etude d'un gratte-ciel en béton armé. mémoire. ENP. 2010

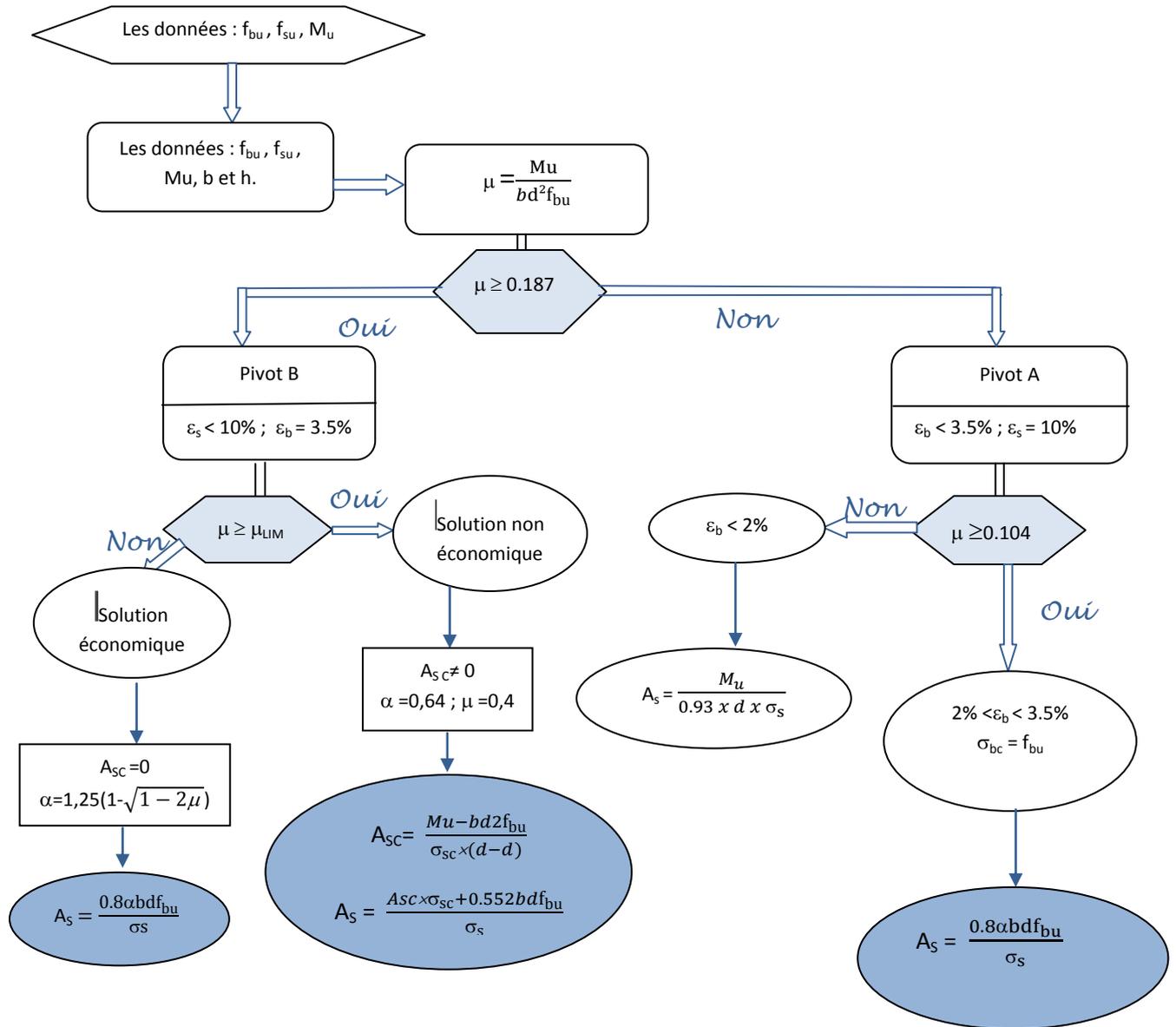


Annexes



Annexe A

Flexion simple rectangulaire

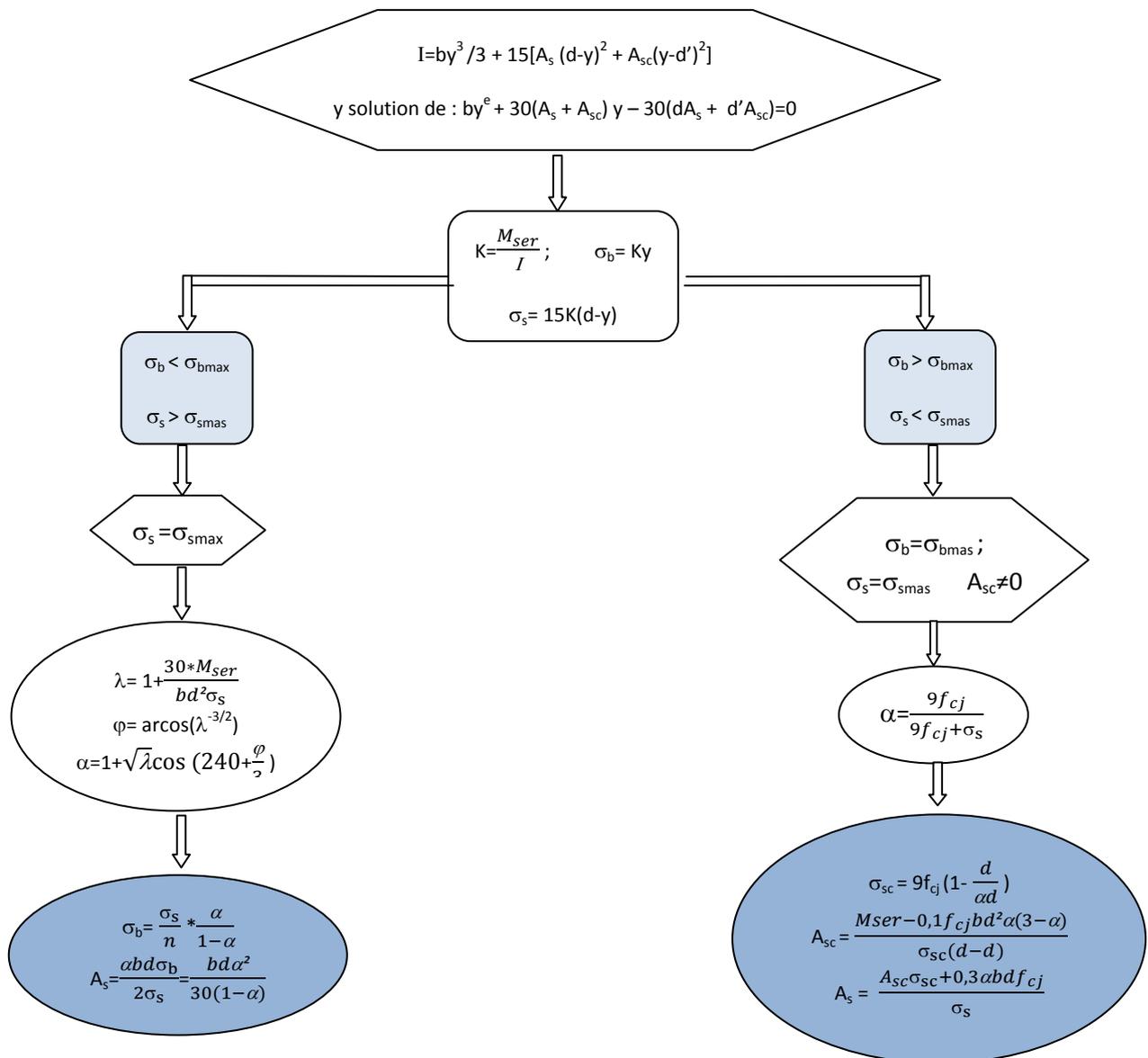


Vérification à l'ELS section rectangulaire (diagramme rectangle simplifié)

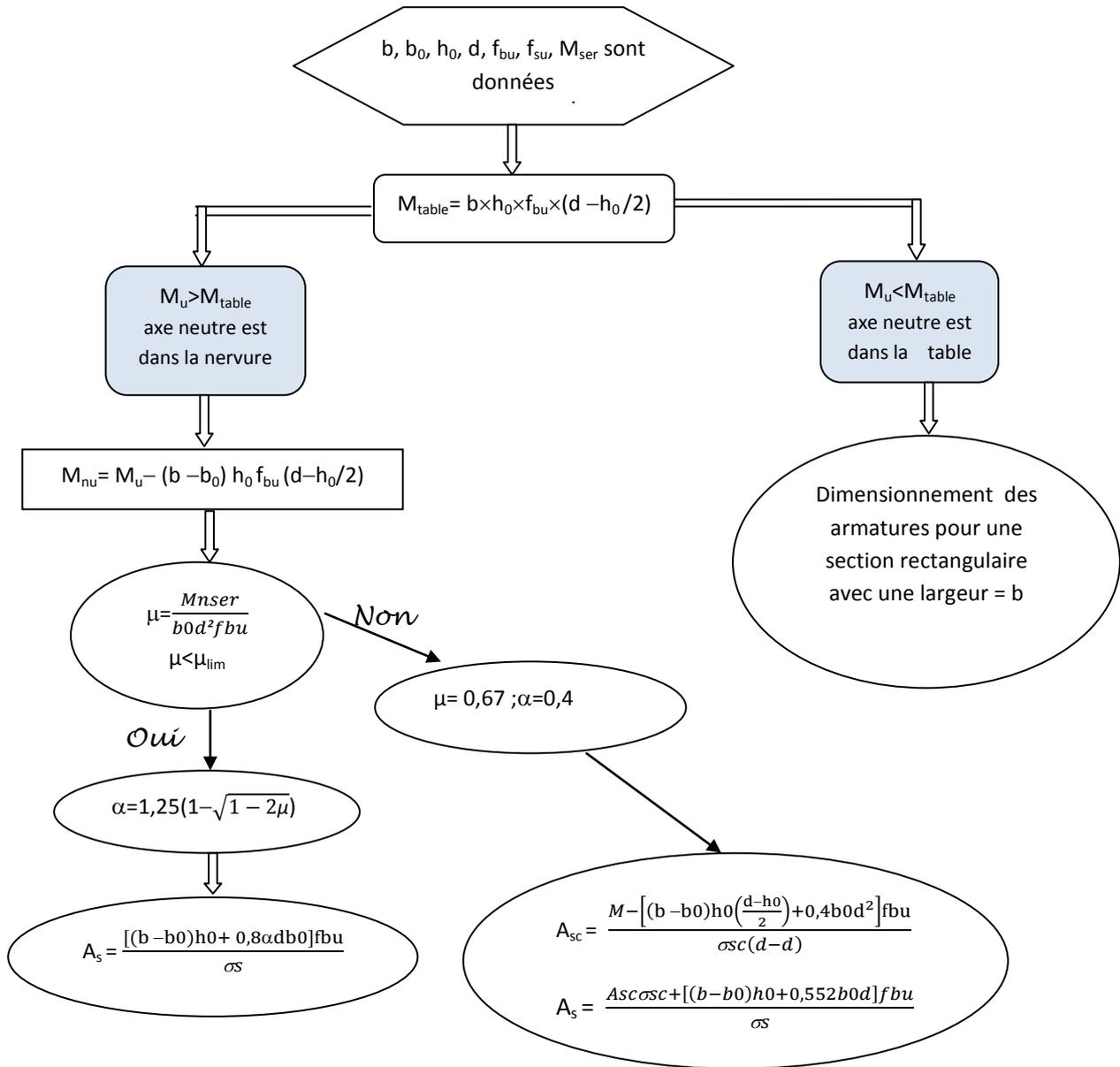
Les données $\sigma_{smas} = \min\left\{\frac{2 \cdot f_e}{3}; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}\right\}$ fissuration préjudiciable

$\sigma_{smx} = \min\{0,5 f_e; 90 \sqrt{\eta f_{tj}}\}$ fissuration très préjudiciable

$\sigma_{bmax} = 0,6 f_{cj}$; A_{sc}, A_s : trouvées à l'ELU



Dimensionnement à l'ELU d'une section en T (diagramme rectangle simplifié)



Calcul du ferrailage en flexion composée pour une section rectangulaire

Calcul du coefficient de majoration :

$$\gamma(\lambda) = 1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \quad \text{si } \lambda < 50$$

$$\gamma(\lambda) = 1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \frac{h}{e_0} \quad \text{si } \lambda \geq 50$$

Avec : $e_0 = M/N$

$$\lambda = \frac{l_f}{i_{min}} \quad l_f = 0.7 \times l \quad i_{min} = \sqrt{\frac{I_{min}}{B}}$$

I_{min} : moment d'inertie minimum
 B : section de béton

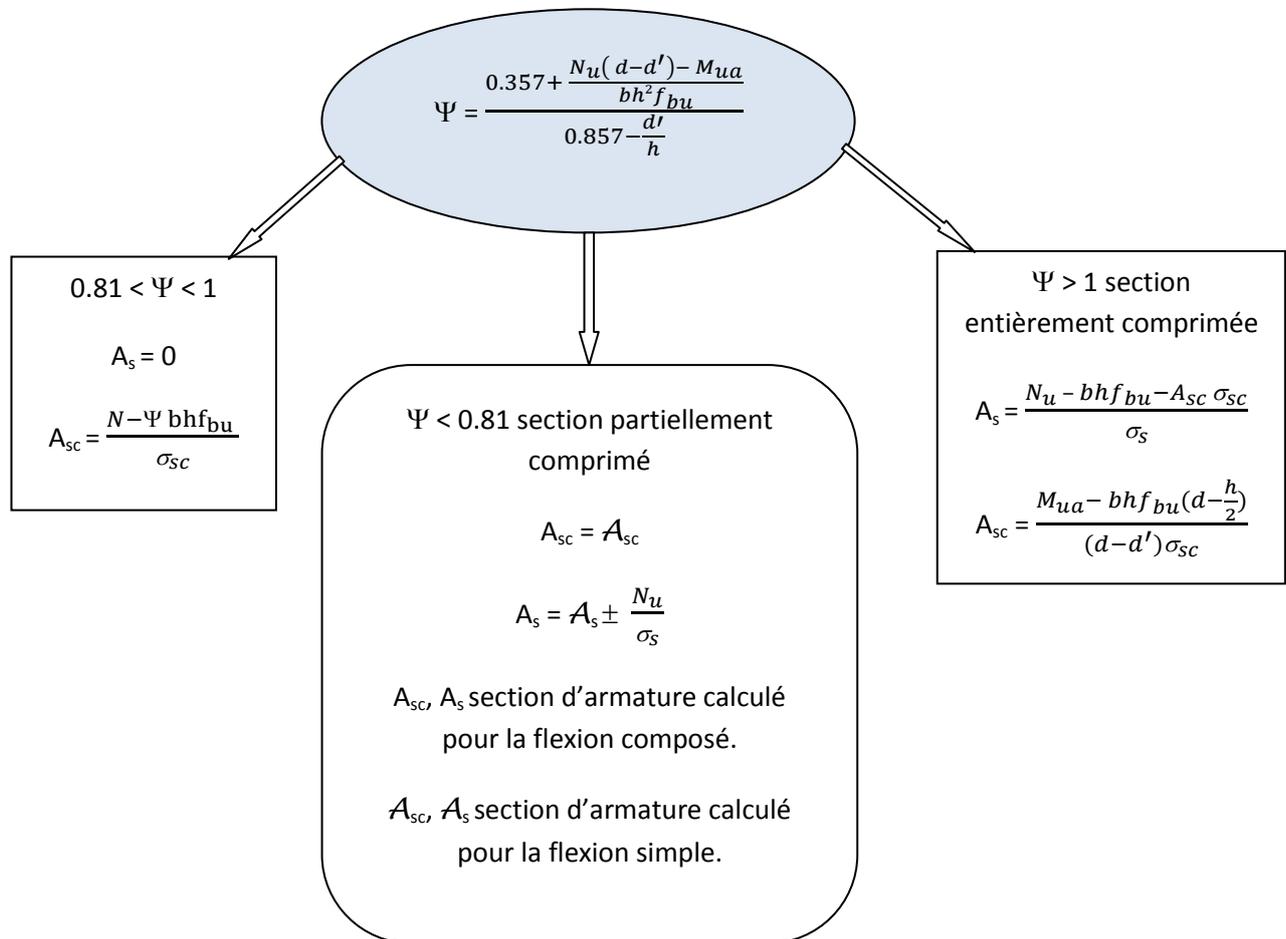
Calcul des efforts majorés :

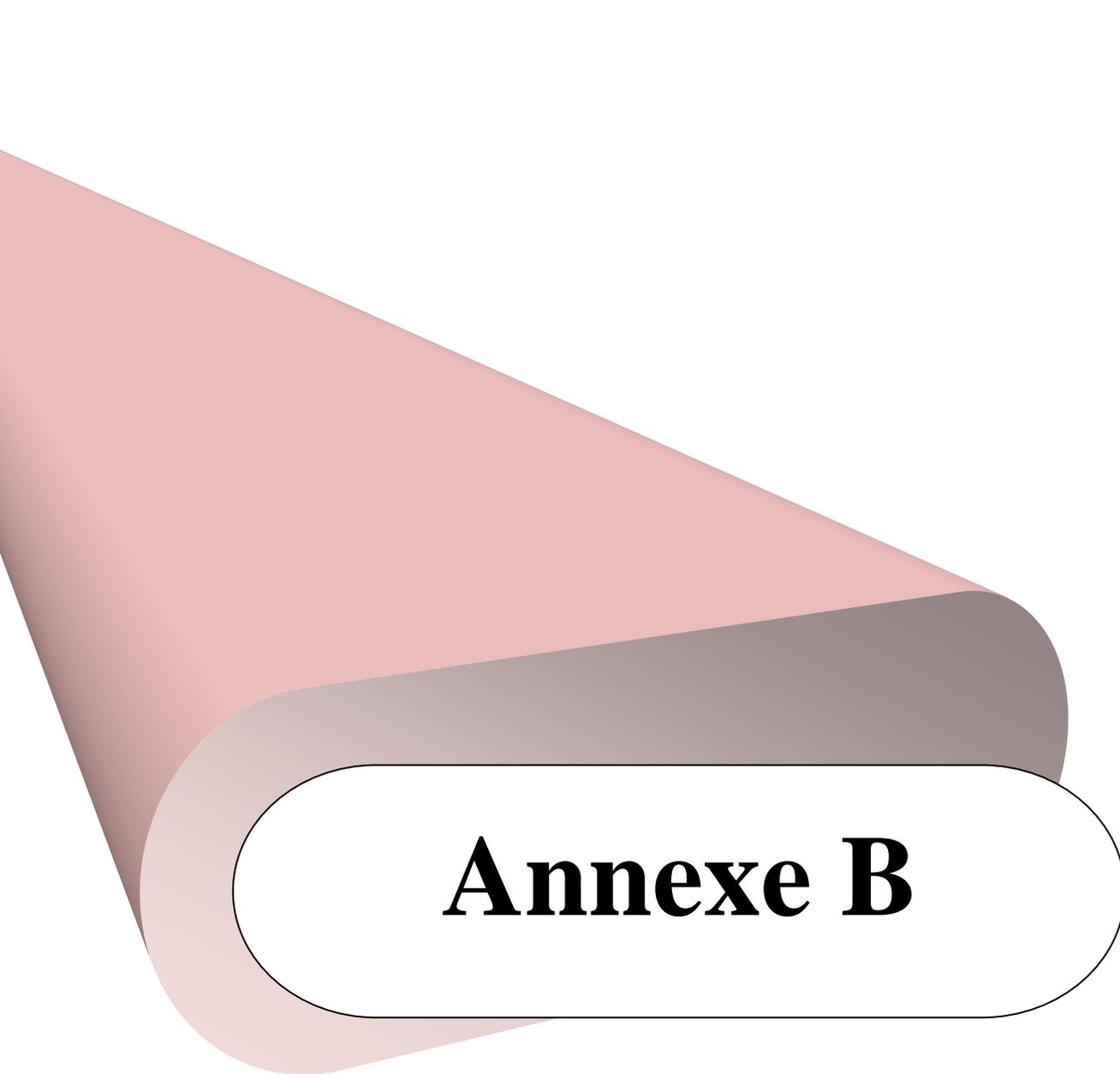
$$N_u = \gamma(\lambda) N$$

$$M_u = \gamma(\lambda) M + N_u e_a$$

$$\left. \begin{aligned} e_0 &= \frac{M_u}{N_u} \\ e_a &= \max \left\{ 2\text{cm} ; \frac{l}{250} \right\} \\ e_2 &= \frac{d-d'}{2} \end{aligned} \right\} e_{as} = e_0 + e_a + e_2$$

$$M_{ua} = N_u \times e_{as}$$





Annexe B

I. Exemple de calcul de ferrailage de poutres

Nous allons détailler le ferrailage sur appui d'une poutre principale de dimension 30x40 cm² dont les sollicitations sont :

$$\begin{cases} M_u = 149.1083 \text{ kN.m} \\ V = 153.403 \text{ kN} \end{cases}$$

Le calcul des armatures longitudinales se fera à l'ELU en flexion simple.

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{0.15}{0.3 \cdot 0.37^2 \cdot 14.17} = 0.25 \Rightarrow 0.187 < \mu < \mu_{lim}$$

Nous sommes donc dans le pivot b

$$\text{Où : } \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.37$$

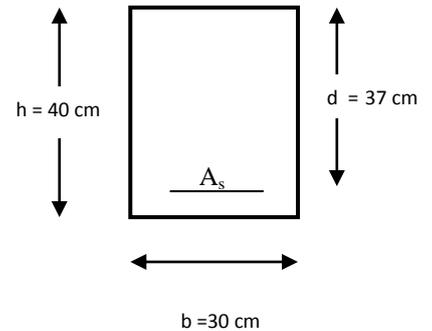
$$\sigma_{bc} = f_{bu}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{D'où : } A_s = \frac{M_u}{(1 - 0.4\alpha) d \sigma_s} = 13.6 \text{ cm}^2$$

$$A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 13.6 \text{ cm}^2$$



Ce qui nous conduit à opter pour 3 HA 16 + 3HA 20

❖ Vérification à l'ELS

$$M_{Ser} = 71.1316 \text{ kN.m}$$

Nous devons tout d'abord calculer la distance entre le centre de gravité et la fibre la plus comprimée de la section homogène, et cela en résolvant l'équation suivante:

$$b \cdot y^2 + 30 \cdot (A_s + A_{sc}) \cdot y - 30 \cdot (d \cdot A_s + d' \cdot A_{sc}) = 0$$

La solution est : $y = 0.174$

Ensuite, nous calculons le moment d'inertie de la section homogénéisée par la formule :

$$I = b \cdot y^3 / 3 + 15 \cdot [A_s \cdot (d - y)^2 + A_{sc} \cdot (y - d')^2]$$

Ce qui donne : $I = 0.001417 \text{ m}^4$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = 50.2 \text{ MNm}^{-3}$$

$$\sigma_{bc} = K y = 8.73 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{cj} = 15 \text{ MPa}$$

La vérification à l'ELS est satisfaite.

II. Exemple de calcul de ferrailage du poteau

Les poteaux sont calculés en flexion composée à l'ELU.

Nous prendrons comme exemple le poteau de dimension $45 \times 45 \text{ cm}^2$, de hauteur 3.06 m et dont les sollicitations sont:

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{\max} = 87.46 \text{ kN.m} \\ N_{\text{cor}} = 87.145 \text{ kN} \end{array} \right.$$

$$i_{\min} = \sqrt{\frac{I_{\min}}{B}} = \sqrt{\frac{0.45^4}{12 \cdot 0.45^2}} = 0.13 \text{ m}$$

$$l_f = 0.7 \times l = 0.7 \times 3.5 = 2.45 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i_{\min}} = \frac{2.45}{0.13} = 16.5 < 50$$

$$\text{Donc: } \gamma(\lambda) = 1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 = 1 + 0.2 \left(\frac{16.5}{35}\right)^2 = 1.04$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

$$N_u = \gamma(\lambda) N = 1.04 \times 87.145 = 90.63 \text{ kN}$$

$$M_u = \gamma(\lambda) M + N_u e_a = 1.04 \times 87.46 + 90.63 \times 0.02 = 92.77 \text{ kN.m}$$

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{92.77}{90.63} = 1.03 \text{ m}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 1.03 + 0.02 = 1.05$$

$$e_2 = \frac{(d-d')}{2} = \frac{0.42-0.03}{2} = 0.195 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 = 1.05 + 0.195 = 1.245 \text{ m}$$

$$\text{d'où: } M_{ua} = N_u e = 90.63 \times 1.245 = 112.83 \text{ kN.m}$$

$$\Psi = \frac{0.357 + \frac{N_u(d-d') - M_{ua}}{bh^2 f_{bu}}}{0.857 - \frac{d'}{h}} = \frac{0.357 + \frac{0.09063(0.42-0.03) - 0.11283}{0.45 \cdot 0.45^2 \cdot 14.17}}{0.857 - \frac{0.03}{0.45}}$$

$\Psi = 0.37 < 0.81$, ce qui nous place dans une section partiellement comprimée.

Les armatures seront calculées à la flexion simple avec les rectifications suivantes:

$$A_{sc} = A_{sc}'$$

$$A_s = A_s' \pm \frac{N_u}{\sigma_s}$$

A_{sc} , A_s sections d'armature calculé pour la flexion composé.

A_{sc}' , A_s' sections d'armature calculé pour la flexion simple.

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{0.11283}{0.45 \cdot 0.42^2 \cdot 14.17} = 0.1 < 0.187$$

Nous somme donc dans le pivot A

$$A_s = \frac{M_u}{0.93 d \frac{f_e}{\gamma_s}} = 8.3 \text{ cm}^2$$

$$A_{sc} = A_{sc}' = 0$$

$$A_s = A_s \pm \frac{N_u}{\sigma_s} = 8.3 \times 10^{-4} - \frac{0.09063}{348} = 5.7 \text{ cm}^2$$

$$A_{sc} = 0$$

$$A_s = 5.7 \text{ cm}^2$$

III. Voile plein

On calculera le ferrailage du voile1, soumis à la flexion composée et ayant les caractéristiques suivantes :

$$N = 3793.007 \text{ KN} = 3.79 \text{ MN}$$

$$M = 17287.3 \text{ KN} = 17.287 \text{ MN}$$

$$L = 9.45 \text{ m} \quad v = 4.725 \text{ m}$$

$$\Omega = 0.2 \times 9.45 = 1.89 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{0.2 \times 9.45^3}{12} = 14.06 \text{ m}^4$$

Les contraintes maximales sont :

$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M \times v}{I} = \frac{3.79}{1.89} + \frac{17.28 \times 4.725}{14.06} = 7.816 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M \times v}{I} = \frac{3.79}{1.89} - \frac{17.28 \times 4.725}{14.06} = -3.8 \text{ MPa}$$

Nous sommes dans le cas d'une section partiellement comprimée.

$$\text{Largeur de la bande : } d = \min \left\{ \frac{h_e}{2} ; \frac{2L'}{3} ; L_t \right\}$$

$$L' = \frac{7.816 \times 9.45}{(7.816 + 3.8)} = 6.35 \text{ m} \Rightarrow L_t = L - L' = 9.45 - 6.39 = 3.09 \text{ m}$$

$$\text{Donc } d = \min \{ 1.75 ; 4.26 ; 3.09 \} = 1.75 \text{ m}$$

$$\sigma' = \frac{1.34 \times 3.8}{3.09} = -1.65 \text{ MPa}$$

Caractéristiques de la bande

$$\Omega' = 1.75 \times 0.2 = 0.35 \text{ m}^2$$

$$I' = \frac{0.2 \times 1.75^3}{12} = 0.089 \text{ m}^4$$

$$v' = \frac{d}{2} = 0.875 \text{ m}$$

$$N' = (\sigma_2 + \sigma') \times \frac{\Omega'}{2} = (-3.8 - 1.65) \times \frac{0.35}{2} = -953.75 \text{ KN}$$

$$M' = (\sigma_2 - \sigma') \times \frac{I'}{2v} = (-3.8 + 1.65) \times \frac{0.089}{2 \times 0.875} = 109.34 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \left| \frac{109.34}{-953.75} \right| = 0.11 < \frac{d}{6} = 0.29 \Rightarrow \text{on a une section entièrement tendue.}$$

$$c = c' = 3 \text{ cm (enrobage)}$$

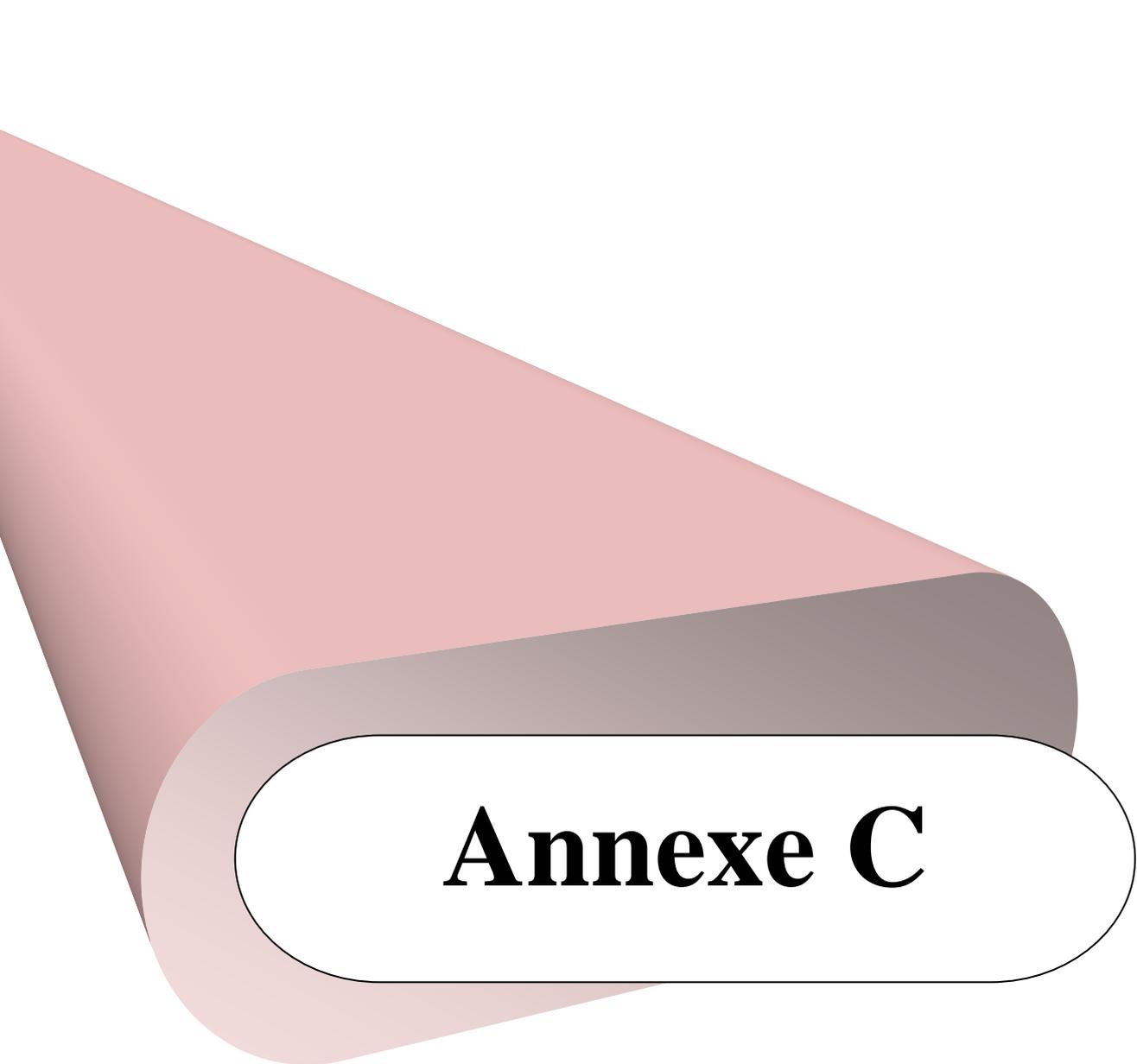
$$e_1 = \frac{d}{2} - e_0 - c = 0.734 \text{ m}$$

$$e_2 = \frac{d}{2} + e_0 - c = 0.955 \text{ m}$$

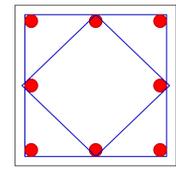
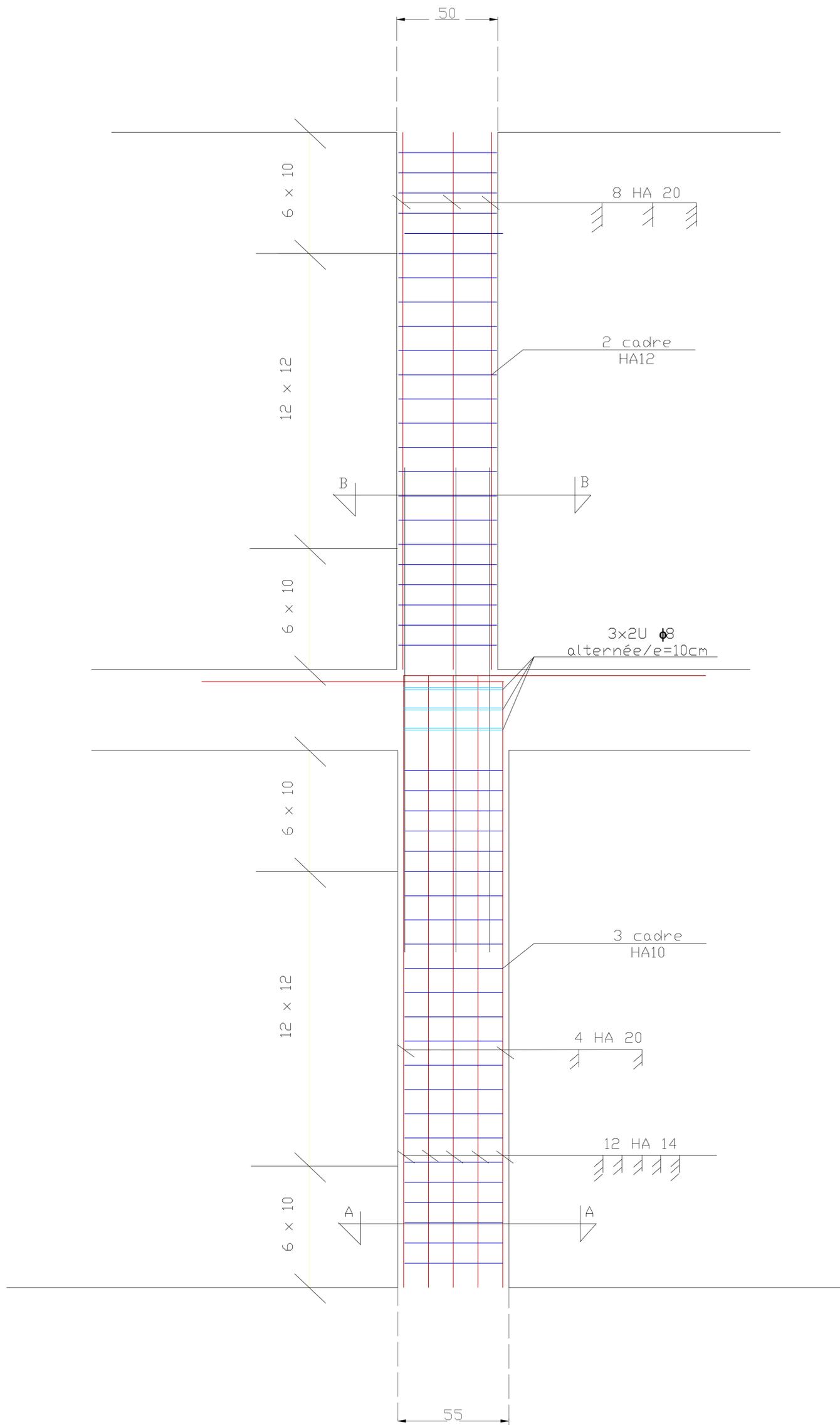
$$A_s = \frac{N' e_1}{(e_1 + e_2) f_e} = \frac{0.954 \times 0.734}{(0.734 + 0.955) \times 400} = 10.35 \text{ cm}^2$$

$$A_s' = \frac{N' e_2}{(e_1 + e_2) f_e} = \frac{0.954 \times 0.955}{(0.734 + 0.955) \times 400} = 13.47 \text{ cm}^2$$

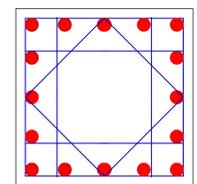
$$A_t = A_s + A_s' = 23.82 \text{ cm}^2$$



Annexe C

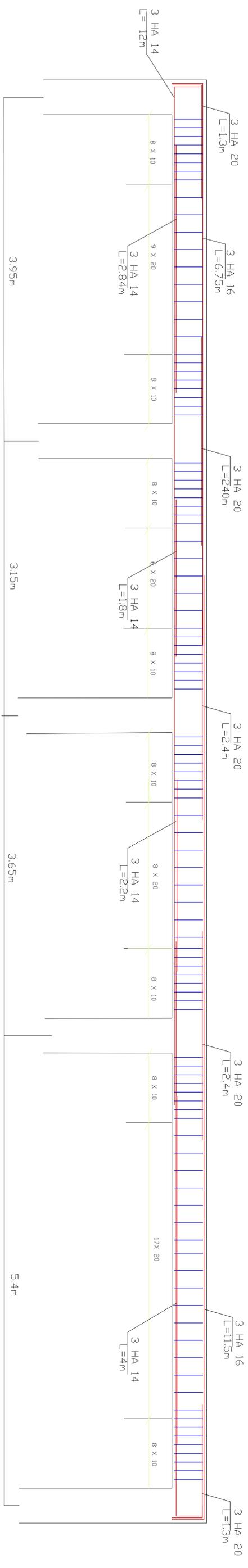


coupe B-B

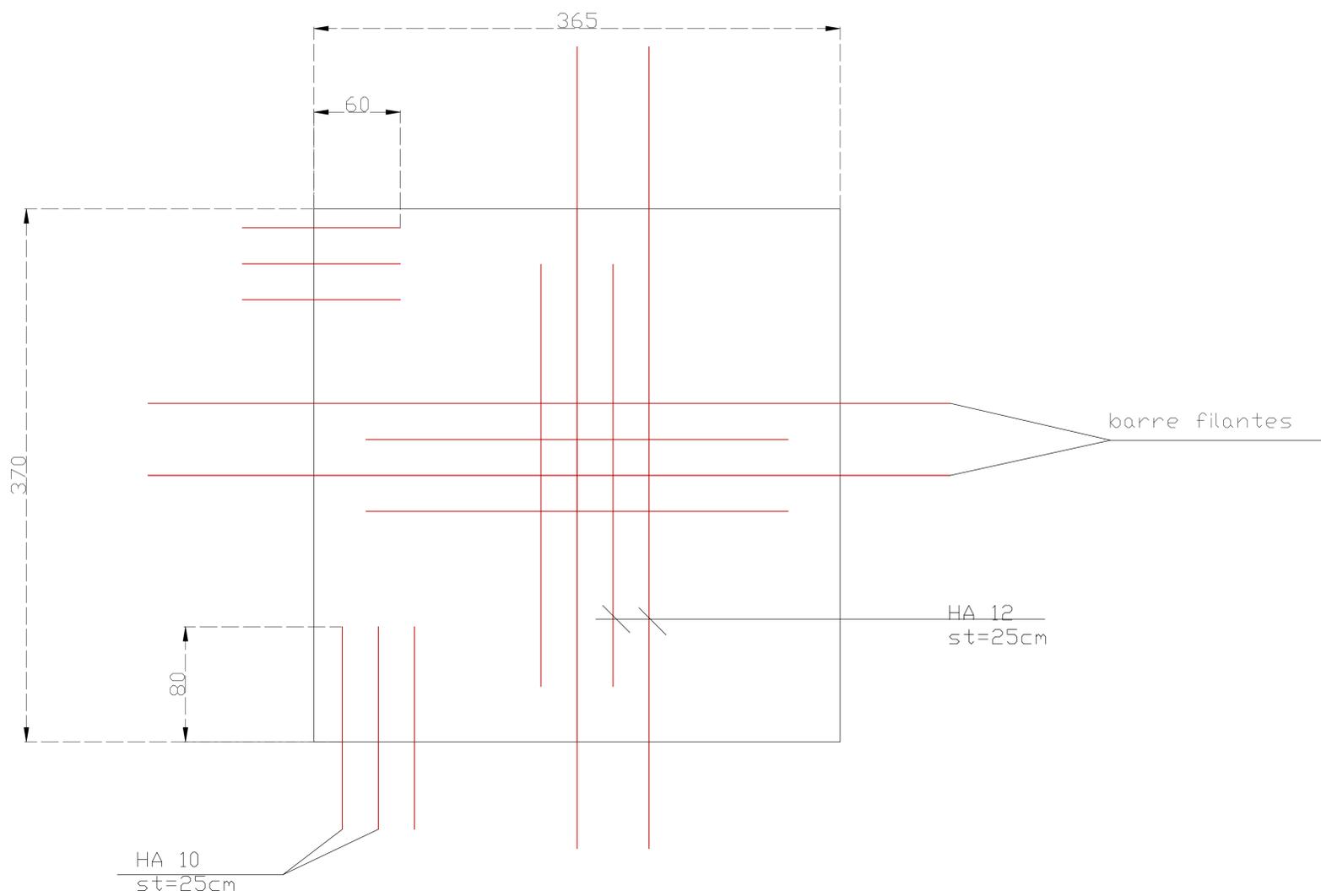


coupe A-A

ferrailage poteaux



Ferrailage poutres principales



Ferrailage du radier (panneau dalle 3.65/3.7)