

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Ecole Nationale Polytechnique
Département de Génie Civil



PROJET DE FIN D'ETUDES

En vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en
Génie Civil

ETUDE D'UNE TOUR EN R + 15 + 2 SS
« ALGERIA BUSINESS CENTER »



Réalisé par :

M. Lotfi IBOUZIDENE
M. Hacene HADJ KOUIDER

Dirigé par :

M^{me} A.CHIKH

Promotion 2013
Ecole Nationale Polytechnique 10, Avenue Hassen Badi BP182 El –Harrach
16200 Alger « Algérie »
Tel : +213.21.52.53.01/03 – Fax : +213.21.52.29.73

ملخص

إن الهدف من عملنا هذا هو دراسة هيكل عمارة يعلو ب 70.4متر، من الخرسانة المسلحة ذات طابق تحت الأرض، طابق أرضي و خمسة عشرة طابق لاستخدام مكثبي. مقاومة البناية محققة من خلال نظام من اثنين من النوى المركزية.

تم تصميم الهيكل وفقا لقوانين و معايير البناء المطبقة في الجزائر « BAEL99, CBA93, RPA99/2003 ». الحساب التحليلي للهيكل تم عدديا بواسطة برنامج ETABS . أخيرا تمت دراسة البنية التحتية للهيكل التي تتمثل في قاعدة عامة على أعمدة تحتية نظرا لضعف تحمل التربة.

كلمات مفتاحية

الخرسانة المسلحة، الأعمدة، الزلازل، الدراسة الديناميكية.

Résumé

L'objet de ce présent travail consiste à l'étude d'une tour de 70.4 mètres de hauteur en béton armé répartie sur 15 étages avec un sous-sol à usage de bureaux.

La structure porteuse est de type mixte noyaux centraux, voiles et portiques.

La conception a été faite conformément aux règlements de construction appliqués en ALGERIE « RPA99V2003, CBA93, BAEL99 ».

Un calcul analytique de la structure a été réalisé, suivi d'un calcul dynamique à l'aide du logiciel ETABS. Finalement, une étude des fondations a abouti au choix d'un radier général sur pieux profonds à cause de la grande profondeur des couches de terrain capable de supporter l'ouvrage.

Mots clés

Béton armé, poteaux, séisme, analyse dynamique.

Abstract

The object of the present work is a calculation of a tower 70.4meters height reinforced concrete over 15 floors with a basement for office use.

The carrying structure is of mixed type walls-columns and foundation to cross of general.

The design was made in accordance with building regulations applied in ALGERIA « RPA99V2003, CBA93, BAEL99 ».

An analytical calculation of the structure was made, followed by a dynamic calculation using the software ETABS. Finally, a study of the foundations was made « Type: raft foundation on deep pile » because of the great depth of soil layers capable of supporting the tower.

Key words

Reinforced concrete, column, earthquake, dynamic analysis.

Remerciements

Nous remercions, avant tout, Dieu le tout puissant de nous avoir donné patience, santé et volonté tout au long de nos études.

Notre reconnaissance et notre gratitude vont à nos parents qui ont réuni toutes les conditions pour nous permettre d'effectuer et de terminer nos études sereinement, ce qui nous a été d'un apport psychologique certain.

Nos vifs remerciements vont à notre promotrice, Madame CHIKH Aïcha, qui n'a ménagé aucun effort pour nous orienter, nous corriger, nous conseiller dans la conception de notre mémoire et nous soutenir dans les moments difficiles que nous avons endurés.

Nous ne terminons pas sans féliciter les membres du jury pour leur patience et leur compréhension au moment de la présentation du sujet de notre mémoire.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

A celui qui m'a indiqué la bonne voie en me rappelant que la volonté fait toujours les grands hommes... **Mon Père.**

A celle qui a attendu avec patience les fruits de sa bonne éducation... **Ma Mère.**

A Mes chères Sœurs qui m'ont soutenu dans les moments les plus difficiles de la vie ainsi qu'à Mes Nièces HANA, SARAH, AMIRA et Mon Neveu YANIS...

A tous mes Amis et ceux qui me sont chers...

Hacene

En signe de respect et de reconnaissance, je dédie ce modeste travail :

A celle qui n'a pas cessé de m'encourager et de prier pour moi...**El Hadja Ma Mère**
Puisse Dieu, le tout puissant, te préserver et t'accorder santé, longue vie et bonheur.

A **Mon Cher Père** qui a été toujours présent pour moi par son soutien et ses encouragements.

A Ma chère Sœur

A tous mes meilleurs amis : S.Amine, M.Amine, S.Oussama, Z.Sofiane et R.Hacene.

A toute personne, à divers titres, ayant contribué, à faire avancer ce travail.

Lotfi

Table des matières

Introduction générale

Chapitre I : Présentation du projet

1. Introduction	2
2. Implantation de l'ouvrage.....	2
3. Présentation du bâtiment.....	3
3.1. Dimensions de l'ouvrage en plan	3
3.2. Dimensions en élévation	4
3.3. Système structural.....	5
3.4. Planchers	5
3.5. Maçonnerie.....	5
3.5.1. Cloisons extérieures.....	5
3.5.2. Cloisons intérieures.....	5
3.6. Revêtements.....	5
4. Caractéristiques mécaniques des matériaux	6

Chapitre II : Prédimensionnement et descente de charge

1. Introduction.....	8
2. Prédimensionnement des poutres.....	8
3. Prédimensionnement des planchers.....	9
3.1. Résistance au feu.....	9
3.2. Isolation acoustique.....	9
3.3. Résistance à la flexion	9
4. Evaluation des charges et surcharges.....	10
4.1. Charges d'exploitations (DTR B.C 2.2).....	10
4.2. Charges permanentes des planchers	11
5. Prédimensionnement des poteaux.....	12
5.1. Charges permanentes revenant au poteau le plus sollicité	12
5.2. Surcharges revenant au poteau.....	13
5.3. Calcul de l'effort normal maximal à l'ELU.....	14
5.4. Calcul de la section de béton des poteaux.....	15
6. Prédimensionnement des voiles	17

Chapitre III : Dimensionnement des éléments secondaires

1. Introduction.....	19
2. Calcul de l'acrotère.....	19
2.1. Evaluation des sollicitations de calcul.....	19
2.2. Sollicitations de calcul.....	19
2.3. Ferrailage de l'acrotère.....	20
3. Calcul des escaliers.....	23
3.1. Caractéristiques géométriques.....	23
3.2. Prédimensionnement de la paillasse et du palier	24
3.3. Evaluation des charges et des surcharges	24
3.4. Calcul des sollicitations	25
3.4.1. Paillasse	25
3.4.2. Palier.....	26
3.5. Ferrailage de la paillasse.....	28
3.5.1. Armatures principales	28
3.5.2. Vérification aux ELS.....	28
3.5.3. Armatures de répartition	28
3.5.4. Condition de non fragilité	28
3.5.5. Ferrailage transversal	29

Table des matières

3.6.	Ferraillage du palier.....	29
3.6.1.	Armatures principales.....	29
3.6.2.	Vérification aux ELS.....	29
3.6.3.	Condition de non fragilité.....	29
3.6.4.	Ferraillage transversal.....	29
4.	Calcul de la poutre console.....	31
4.1.	Dimensionnement.....	31
4.2.	Evaluation des charges et surcharges	31
4.3.	Calcul des sollicitations.....	31
4.4.	Calcul des armatures.....	32
4.4.1.	Armatures longitudinales.....	33
4.4.2.	Vérification aux ELS.....	33
4.4.3.	Condition de non fragilité.....	33
4.4.4.	Armatures transversales.....	33

Chapitre IV : Les planchers

1.	Introduction.....	36
2.	Evaluation des charges.....	36
2.1.	Dalles portant suivant une seule direction.....	36
2.2.	Dalles portant dans deux directions.....	38
3.	Calcul du ferraillage.....	40
4.	Vérification au cisaillement.....	41
5.	Vérification de la flèche.....	41
6.	Arrêt des barres.....	42

Chapitre V : Analyse dynamique

1.	Introduction.....	44
2.	Objectifs de l'étude dynamique.....	45
3.	Modélisation	45
4.	Méthodes de calcul.....	46
5.	Caractéristiques de la tour.....	46
5.1.	Classification de l'ouvrage.....	46
5.2.	Classification du site.....	46
6.	Analyse modale spectrale.....	47
6.1.	Spectre de réponse de calcul.....	47
6.2.	Nombre de modes à considérer.....	48
6.3.	Combinaisons des réponses modales.....	48
7.	Résultats numériques.....	49
7.1.	Caractéristiques géométriques de la tour.....	49
7.2.	Périodes et facteurs de participation massique.....	50
8.	Vérifications.....	51
8.1.	Vérification de la période fondamentale de la structure.....	51
8.2.	Vérification de la résultante de la force sismique.....	51
8.3.	Vérification au renversement	52
8.4.	Justification vis-à-vis des déformations.....	52
8.5.	Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	53
9.	Conclusion.....	54

Table des matières

Chapitre VI : Etude au vent

1.	Introduction.....	56
2.	Vérification de la stabilité d'ensemble.....	56
2.1.	Détermination du coefficient dynamique C_d	56
2.2.	Détermination de la pression dynamique q_{dyn}	57
2.3.	Détermination des coefficients de pression C_p	58
2.3.1.	Coefficient de pression intérieure C_{pi}	58
2.3.2.	Coefficient de pression extérieure C_{pe}	58
2.3.2.1.	Parois Verticales	58
2.3.2.2.	Toitures plates.....	60
2.4.	Détermination du coefficient de pression C_p	62
2.5.	Détermination de la pression due au vent.....	63
2.5.1.	Parois verticales.....	63
2.5.2.	Toiture plate.....	67
2.6.	Calcul des forces de frottement F_{fr}	68
2.7.	Force résultante.....	68
3.	Conclusion.....	69

Chapitre VII : Ferrailage des éléments structuraux

1.	Introduction.....	71
2.	Ferrailage des poteaux.....	71
2.1.	Détermination des armatures longitudinales.....	71
2.1.1.	Recommandations du RPA99/2003.....	71
2.1.2.	Détermination des sollicitations.....	72
2.1.3.	Ferrailage adopté pour les poteaux.....	73
2.2.	Détermination des armatures transversales.....	74
2.3.	Vérification aux ELS.....	75
2.4.	Ferrailage des poutres.....	76
2.5.	Détermination des armatures longitudinales.....	77
2.5.1.	Recommandations du RPA99/2003.....	77
2.5.2.	Ferrailage adopté pour les poutres.....	77
2.6.	Détermination des armatures transversales.....	78
2.7.	Vérification aux ELS.....	79
3.	Ferrailage des voiles.....	80
3.1.	Combinaisons d'actions.....	80
3.2.	Identification des voiles.....	80
3.3.	Voiles pleins et trumeaux.....	80
3.3.1.	Ferrailage vertical.....	81
3.3.2.	Ferrailage horizontal.....	83
3.4.	Ferrailage du trumeau t_1 (voile VT7)	84
3.4.1.	Sollicitations dans le trumeau.....	84
3.4.2.	Armatures verticales.....	84
3.4.3.	Armatures horizontales.....	85
3.5.	Ferrailage du linteau L_{t7}	86
3.5.1.	Caractéristiques géométriques du linteau L_{t7}	86
3.5.2.	Sollicitations	86
3.5.3.	Contrainte de cisaillement dans le linteau L_{t7}	86

Table des matières

Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure

1. Introduction.....	89
2. Choix du type de fondation.....	89
3. Réactions à la base de la structure.....	90
4. Etude du radier général.....	91
5. Etude des pieux forés.....	93
5.1. Caractéristiques géométriques des pieux.....	93
5.2. Capacité portante des pieux.....	94
5.3. Disposition en plan des pieux.....	95
5.4. Effet de groupe des pieux.....	96
5.5. Vérification du pieu au flambement.....	96
6. Ferrailage.....	96
6.1. Ferrailage du radier.....	96
6.2. Ferrailage des pieux.....	98

Liste des tableaux

Chapitre I : Présentation du projet

Tab I.1 Dimensions en élévation du bâtiment	4
Tab I.2 Caractéristiques mécaniques des matériaux	6

Chapitre II : Prédimensionnement et descente de charge

Tab II.1 Charges d'exploitation.....	10
Tab II.2 Charges permanentes des planchers (DTR B.C. 2.2)	11
Tab II.3 Efforts appliqués au poteau le plus chargé.....	14
Tab II.4 Prédimensionnement des poteaux.....	16

Chapitre III : Dimensionnement des éléments secondaires

Tab III.1 Actions et sollicitations sur l'acrotère.....	20
Tab III.2 Calcul de ferrailage de l'acrotère à l'ELU.....	20
Tab III.3 Résultats de la vérification à l'ELS.....	21
Tab III.4 Charges et surcharges sur l'escalier.....	24
Tab III.5 Sollicitations de calcul de la paillasse.....	25
Tab III.6 Sollicitations de calcul du palier aux ELU.....	27
Tab III.7 Sollicitations de calcul du palier aux ELS.....	27
Tab III.8 Ferrailage de la paillasse aux ELU.....	28
Tab III.9 Vérification aux ELS de la paillasse.....	28
Tab III.10 Ferrailage du palier aux ELU.....	29
Tab III.11 Vérification aux ELS du palier.....	29
Tab III.12 Sollicitations de calcul de la poutre console.....	32
Tab III.13 Armatures longitudinales de la poutre console.....	33
Tab III.14 Vérification aux ELS de la poutre console.....	33

Chapitre IV : Les planchers

Tab IV.1 Charges et surcharges revenant à la dalle.....	38
Tab IV.2 Moments de flexion.....	39
Tab IV.3 Sollicitations de calcul	40
Tab IV.4 Ferrailage des dalles pleines.....	41
Tab IV.5 Vérification des contraintes tangentielles.....	41
Tab IV.6 Valeur de la flèche.....	42

Chapitre V : Analyse dynamique

Tab V.1 Facteurs définissant le spectre de réponse.....	47
Tab V.2 Valeurs du spectre de réponse.....	47
Tab V.3 Caractéristiques de la tour.....	49
Tab V.4 Participation des masses modales effectives.....	50
Tab V.5 Charge sismique à la base par la méthode statique équivalente.....	51
Tab V.6 Charge sismique à la base par la méthode modale spectrale donnée par ETABS.....	51
Tab V.7 Vérification de l'effort tranchant à la base.....	51
Tab V.8 Vérification de la stabilité au renversement.....	52
Tab V.9 Justification vis-à-vis la déformation.....	53
Tab V.10 Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta.....	54

Liste des tableaux

Chapitre VI : Etude au vent

Tab VI.1 Valeurs des pressions dynamiques.....	57
Tab VI.2 Valeurs des pressions extérieures de la paroi verticale d'un niveau courant (sens x-x).....	58
Tab VI.3 Valeurs des pressions extérieures de la paroi verticale d'un niveau courant (sens y-y).....	59
Tab VI.4 Valeurs des pressions extérieures de la paroi verticale au niveau de la toiture (sens x-x)....	59
Tab VI.5 Valeurs des pressions extérieures de la paroi verticale au niveau de la toiture (sens y-y)....	59
Tab VI.6 Valeurs des pressions extérieures de la toiture plate (sens x-x)	60
Tab VI.7 Valeurs des pressions extérieures de la toiture plate (sens y-y)	61
Tab VI.8 Valeurs des pressions extérieures de la toiture plate (sens x-x)	61
Tab VI.9 Valeurs des pressions extérieures de la toiture plate (sens y-y)	62
Tab VI.10 Valeurs des pressions extérieures en bas de discontinuité.....	62
Tab VI.11 Détermination des coefficients C_p (sens x-x)	62
Tab VI.12 Détermination des coefficients C_p (sens y-y)	63
Tab VI.13 Valeurs des pressions dues au vent pour les parois verticales (sens x-x)	64
Tab VI.14 Valeurs des pressions dues au vent pour les parois verticales (sens y-y)	66
Tab VI.15 Valeurs des pressions dues au vent pour les toitures plates (sens x-x)	67
Tab VI.16 Valeurs des pressions dues au vent pour les toitures plates (sens y-y)	67
Tab VI.17 Calcul des forces de frottement F_{fr}	68
Tab VI.18 Résultats de calcul.....	69

Chapitre VII : Ferrailage des éléments structuraux

Tab VII.1 Recommandations du RPA sur les armatures longitudinales.....	71
Tab VII.2 Sollicitations de calcul pour le cas de charge $N_{max} \rightarrow M_{correspondant}$	72
Tab VII.3 Sollicitations de calcul pour le cas de charge $M_{max} \rightarrow N_{correspondant}$	72
Tab VII.4 Sollicitations de calcul pour le cas de charge $N_{min} \rightarrow M_{correspondant}$	72
Tab VII.5 Ferrailage des poteaux.....	73
Tab VII.6 Vérifications des contraintes tangentielles.....	74
Tab VII.7 Déterminations des armatures transversales des poteaux.....	75
Tab VII.8 Ferrailage transversal des poteaux.....	75
Tab VII.9 Vérification aux ELS ($\sigma_b \leq \sigma_{bc}$)	76
Tab VII.10 Recommandations du RPA sur les armatures longitudinales.....	77
Tab VII.11 Ferrailage longitudinal des poutres	77
Tab VII.12 Vérification des contraintes tangentielles	78
Tab VII.13 Ferrailage transversal des poutres.....	78
Tab VII.14 Vérification aux ELS.....	79
Tab VII.15 Sollicitations dans le trumeau t_1	84
Tab VII.16 Ferrailage vertical du trumeau t_1	84
Tab VII.17 Choix d'armatures verticales pour le trumeau t_1	85
Tab VII.18 Caractéristiques géométriques du linteau L_{t7}	86

Chapitre VIII : Etude des fondations

Tab VIII.1 Combinaisons de charges à considérer.....	89
Tab VIII.2 Efforts maximums à la base.....	90
Tab VIII.3 Sollicitations de calcul.....	96
Tab VIII.4 Moments de calcul du radier.....	97
Tab VIII.5 Résultats du ferrailage du radier.....	97
Tab VIII.6 Efforts de calcul sur le pieu le plus sollicité.....	98
Tab VIII.7 Résultats du ferrailage.....	98

Liste des figures

Chapitre I : Présentation du projet

Figure I.1 Implantation de l'ouvrage.....	2
Figure I.2 Etage courant	3
Figure I.3 Façade principale.....	4

Chapitre II : Prédimensionnement et descente de charges

FigureII.1 Dalle nervurée en béton armé.....	9
FigureII.2 Surface revenant au poteau le plus sollicité.....	12
FigureII.3 Coupe d'un voile en élévation.....	17

Chapitre III : Dimensionnement des éléments secondaires

Figure III.1 Caractéristiques géométriques et modèle de calcul de l'acrotère.	19
Figure III.2 Ferrailage de l'acrotère.....	22
Figure III.3 Caractéristiques géométriques de l'escalier du RDC.....	23
Figure III.4 Vue en plan de l'escalier.....	23
Figure III.5 Schéma statique de la paillasse.....	25
Figure III.6 Vue en 3D du palier.....	26
Figure III.7 Schéma statique du palier.....	26
Figure III.8 Diagrammes des sollicitations aux ELU.....	26
Figure III.9 Diagrammes des sollicitations aux ELS.....	27
Figure III.10 Dimensions et caractéristiques de la paillasse et du palier.....	28
Figure III.11 Ferrailage de l'escalier.....	30
Figure III.12 Schéma statique de la poutre console.....	32
Figure III.13 Dimensions et caractéristiques de la poutre console en $x=0$	33
Figure III.14 Ferrailage de la poutre console.....	34

Chapitre IV : Les planchers

Figure IV.1 Schéma statique.....	36
Figure IV.2 Moment fléchissant à l'ELU.....	37
Figure IV.3 Effort tranchant à l'ELU.....	37
Figure IV.4 Moments dans les panneaux.....	38
Figure IV.5 Identification des panneaux.....	40
Figure IV.6 Arrêt des barres.....	42

Chapitre V : Analyse dynamique

Figure V.1 Modèle 3D de la tour ABC.....	45
Figure V.2 Allure du spectre de réponse.....	48
Figure V.3 Principaux modes de vibration.....	50

Chapitre VI : Etude au vent

Figure VI.1 Action du vent.....	56
Figure VI.2 Divisions d'un niveau courant (sens x-x)	58
Figure VI.3 Divisions d'un niveau courant (sens y-y)	58
Figure VI.4 Divisions au niveau de la toiture (sens x-x)	59
Figure VI.5 Divisions au niveau de la toiture (sens y-y)	59
Figure VI.6 Divisions au niveau de la toiture plate niveau +64,4 (sens x-x)	60
Figure VI.7 Divisions au niveau de la toiture plate niveau +64,4 (sens y-y)	60
Figure VI.8 Divisions au niveau de la toiture plate niveau +70,4 (sens x-x)	60
Figure VI.9 Divisions au niveau de la toiture plate niveau +70,4 (sens y-y)	61

Liste des figures

Chapitre VII : Ferrailage des éléments structuraux

Figure VII.1 Schéma de ferrailage des poteaux du RDC+ 1 ^{er} étage.....	76
Figure VII.2 Schéma de ferrailage des poutres.....	79
Figure VII.3 Identification des voiles.....	80
Figure VII.4 Diagramme d'une section entièrement comprimée.....	82
Figure VII.5 Diagramme d'une section partiellement comprimée.....	82
Figure VI.6 Schéma descriptif pour le calcul par bande.....	82
Figure VII.7 Diagramme d'une section entièrement tendue.....	83
Figure VII.8 Caractéristiques géométriques du voile VT7.....	84
Figure VII.9 Schéma de ferrailage du trumeau t ₇	85
Figure VII.10 Schéma de ferrailage du linteau L _{T7}	87

Chapitre VIII : Etude des fondations

Figure VIII.1. Sondage pressiométrique.....	93
Figure VIII.2. Pieu foré.....	93
Figure VIII.3 Implantation des pieux.....	95
Figure VIII.4 Moments de flexion « Sens x-x »	97
Figure VIII.5 Moments de flexion « Sens y-y »	97
Figure VIII.6 Modèle 3D du groupe de pieux.....	98
Figure VIII.7 Ferrailage du pieu.....	99

**INTRODUCTION
GENERALE**

Introduction générale

Depuis le commencement de la vie sur terre, l'humanité est menacée dans son existence par les catastrophes naturelles dont la plus dévastatrice est indéniablement le tremblement de terre ou séisme. Pour ce faire, l'homme, après être resté longtemps sujet aux caprices de la nature a commencé à créer des moyens de défense pour sa survie.

Ces moyens de défense se sont améliorés au fil du temps réduisant sensiblement les pertes humaines et matérielles et, depuis quelques années, les spécialistes se sont penchés plus profondément sur la question et ont abouti à l'élaboration de règlements parasismiques adaptés à tout type de constructions afin de minimiser les conséquences fâcheuses engendrées par les séismes.

A cet effet, les pays sujets aux séismes, à l'image des pays européens, des Etats Unis et du Japon, ont érigé des règles de conduite afin de minimiser les effets néfastes de ces catastrophes naturelles qui peuvent surgir à tout moment et causer des pertes humaines et matérielles comme par le passé.

En Algérie, pays à haut risque sismique, et depuis le séisme du 21 Mai 2003, les autorités compétentes ont été contraintes d'adapter le règlement parasismique « RPA99 » à la sismicité du sol algérien.

Partant de ce principe, nous avons pris en compte les règles édictées par ce règlement dans notre sujet de mémoire qui s'intitule : Etude d'une tour en R+15 avec sous-sol à usage de bureaux.

Le contenu de notre mémoire consiste, en premier lieu, à exposer les différentes caractéristiques de l'ouvrage ainsi que les caractéristiques mécaniques des matériaux qui sont destinés à sa réalisation.

En second lieu, nous avons abordé l'évaluation des différentes charges et surcharges susceptibles d'être subies par l'ouvrage afin de pouvoir procéder au pré dimensionnement des différents éléments structuraux (poteaux, poutres et voiles) constituant le bâtiment et de déterminer le ferrailage des éléments secondaires (escaliers, balcons, acrotère, planchers...etc.).

Ensuite, nous avons réalisé une étude sismique du bâtiment par calcul numérique en utilisant le logiciel de calcul par méthode des éléments finis ETABS, afin de parvenir au dimensionnement de la structure.

Par la suite, nous avons élaboré une étude au vent suivie d'une vérification de la stabilité de l'ouvrage.

Enfin, nous avons effectué une étude des fondations suivie d'une conclusion générale.

“ Il n'y a pas une structure meilleure mais différentes structures qui sont les meilleures dans différentes conditions...”

John Woodward

CHAPITRE I

PRESENTATION

DU

PROJET

1. Introduction

Dans l'optique de l'investissement dans le domaine de l'hôtellerie, la **SPA DAHLI « Daewoo Algérie Hôtellerie Loisirs et Immobilier »** a pu élaborer un projet qui a révolutionné le paysage de notre capitale : **ALGER MEDINA**

Ce projet grandiose se déploie en bord de mer sur plus de 100 hectares et bénéficie d'une situation exceptionnelle de par son axe central et sa vue imprenable sur la baie d'Alger.

La première tranche de réalisation du projet global **ALGER MEDINA** a été la construction de la Tour « **Algeria Business Center** », une des trois tours d'affaires prévues dans l'ensemble « **CITY CENTER** ». Depuis 2005, cette tour abrite le siège algérien d'une cinquantaine de firmes internationales.

2. Implantation de l'ouvrage

Situé à environ 15 minutes de l'Aéroport Houari Boumediene et à 10 minutes du centre d'Alger, l'Algeria Business Center est implanté au bord de la mer méditerranéenne et du cours de Golf des Pins Maritimes.

Il est délimité du côté Nord par la mer Méditerranéenne, du côté Est par la grande salle de conférence de l'Hôtel International d'Alger « **HILTON** », du côté Sud par les locaux de la Société Algérienne des Foires et des Expositions SAFEX « Foire d'Alger » et du côté Ouest par un terrain vague.



Figure I.1 Implantation de l'ouvrage

3.2 Dimensions en élévation

La hauteur totale du bâtiment est de 70,4m, ses dimensions en élévation sont répertoriées dans le tableau suivant :

Tab I.1 Dimensions en élévation du bâtiment

Etage	Sous-Sol	Rez-de-chaussée	1 ^{er} étage	2 ^{ème} - 13 ^{ème} étage	14 ^{ème} étage	15 ^{ème} étage
Hauteur d'étage	6,60 m	4,5 m	4.20m	3.90m	5.00m	6.00m
Niveau	-6.60m	±0,00	+4,50	+8.70m +55.50m	+59.40m	+64.40m

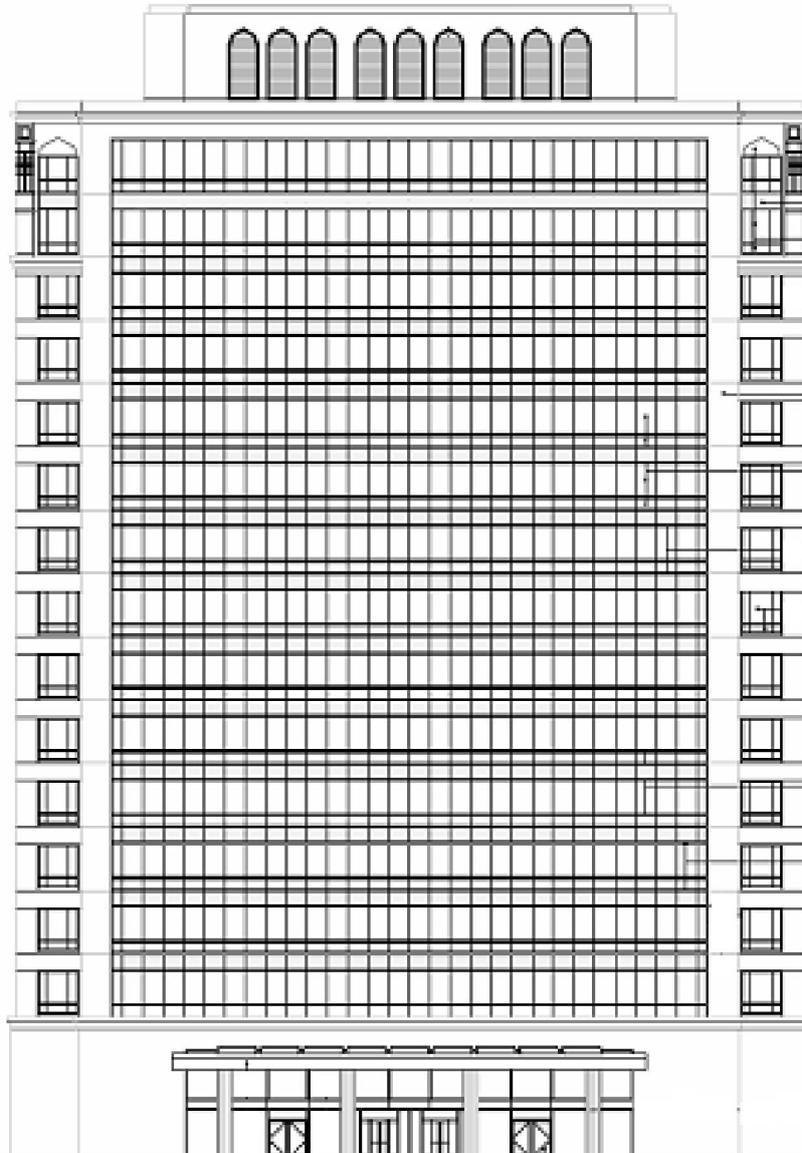


Figure I.3 Façade principale

3.3 Système structural

Un système de contreventement composé de deux noyaux centraux en béton armé a été introduit et ceci, afin que la structure résiste aux forces aérodynamiques ainsi qu'aux forces d'origine sismique.

Le bâtiment a été conçu pour répondre aux exigences des directives du code Algérien RNV99 (Neige et Vent), ainsi qu'aux directives du code sismique Algérien RPA99/version2003.

3.4 Planchers

Le système structural de cette tour est en dalle pleine nervurée qui est composée de dalles, de poutrelles, de poutres en béton coulé sur place.

3.5 Maçonnerie

Pour cet ouvrage, nous avons deux types de cloisons :

3.5.1 Cloisons extérieures

La façade du bâtiment a été conçue de sorte qu'elle donne une vue spectaculaire et reçoive l'éclairage naturel, puis des éléments traditionnels ont été ajoutés de sorte que la qualité et l'ambiance des services soient au niveau international.

- Double vitrage de 2,40 cm :
 - Vitrage extérieur de 6mm avec enduit réfléchissant.
 - Lamme d'air de 12mm.
 - Vitrage intérieur de 6mm.
- Musharabia en béton d'épaisseur de 2,00 cm.

3.5.2 Cloisons intérieures

Cloisons de séparation en briques creuses de 10 cm et de 15 cm d'épaisseur.

3.6 Revêtement

Les revêtements de la structure sont constitués de :

- Pour les planchers :
 - Rez-de-chaussée : mortier de ciment 2,00cm, marbre 1,50 cm.
 - Etage courant : mortier de ciment 2,00 cm, colle, moquette 0,80 cm.
- Pour les cloisons de séparation :
 - Céramique recouvrant tous les murs dans les salles d'eau.
 - Enduit de plâtre.

4. Caractéristiques mécaniques des matériaux

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés sont conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93) et sont répertoriées dans le tableau suivant :

Tab I.2 Caractéristiques mécaniques des matériaux

Résistance caractéristique du béton	$f_{c28} = 30 \text{ MPa}$
Limite élastique des aciers	$f_e = 500 \text{ MPa}$
Contrainte de calcul du béton à l'ELU	$f_{bu} = \frac{0.85 * f_{c28}}{1.5} = 17 \text{ MPa}$
Contrainte de calcul de l'acier à l'ELU	$f_{su} = \frac{f_e}{1.15} = 435 \text{ MPa}$

CHAPITRE II

PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGES

1. Introduction

Dans ce chapitre, on entamera le prédimensionnement des éléments structuraux. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage.

Le prédimensionnement de notre ouvrage sera fait selon les règles du **BAEL 99** et le **RPA 99 version 2003**.

2. Prédimensionnement des poutres

Une poutre est un élément qui assure la transmission, soit à une autre poutre, soit à un élément porteur vertical, des charges qui lui sont appliquées. Elle est soumise à des sollicitations de flexion et d'effort tranchant. Le prédimensionnement des poutres est donné par les formules empiriques suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} L_{\max}/12 < h < L_{\max}/10 \\ 0.3 h < b < 0.7 h \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{Avec} \\ h : \text{ hauteur de la poutre} \\ b : \text{ largeur de la poutre} \end{array}$$

➤ Poutres porteuses de rive d'axes **C1, B, E et C2** :

On a : $L_{\max} = 750 \text{ cm} \Rightarrow 62,5 < h < 75 \text{ cm}$ et $18,75 < b < 52,5$

On prend $h = 65 \text{ cm}$; $b = 50 \text{ cm}$.

➤ Poutres porteuses intermédiaires d'axes **C et D** : $h = 70 \text{ cm}$ et $b = 50 \text{ cm}$.

➤ Poutres transversales d'axes **1 à 8** : $h = 70 \text{ cm}$ et $b = 50 \text{ cm}$.

Et pour les nervures du plancher, on utilise les formules empiriques suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} L_{\max}/20 < h < L_{\max}/15 \\ 0.3 h < b < 0.7 h \end{array} \right. \quad \text{On prend } h = 60 \text{ cm et } b = 30 \text{ cm.}$$

Vérifications au RPA (Article 7.5.1)

Le choix des dimensions des poutres de l'ouvrage étudié vérifie bien les conditions exigées par le RPA 99/version2003 :

- $b \geq 20 \text{ cm}$
- $h \geq 30 \text{ cm}$
- $h/b \leq 4$
- $b_{\max} \leq 1,5 h + b_1$

3. Prédimensionnement des planchers

L'ouvrage étudié comporte des planchers de type dalle pleine nervurée en béton armé. Ce type de dalle a permis de résoudre le problème des grandes portées des dalles et ceci, en supportant de fortes surcharges en utilisant seulement le béton en compression (on élimine en grande partie le béton tendu en face inférieure afin d'alléger la structure).

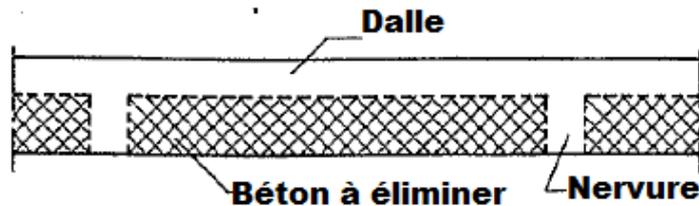


Figure II.1 Dalle nervurée en béton armé

L'épaisseur à adopter sera la plus grande des valeurs résultant des conditions suivantes :

3.1. Résistance au feu

$e_1 = 7$ cm pour une heure de coupe-feu ;

$e_2 = 11$ cm pour deux heures de coupe-feu.

3.2. Isolation acoustique

Pour obtenir une bonne isolation acoustique, il faudra que la masse du plancher dépasse les 300 kg/m^2 , pour une masse volumique du béton $\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$, $e_2 = \frac{300}{2500} = 12$ cm.

3.3. Résistance à la flexion

On a deux types de dalles suivant la nature de la répartition des charges :

- **Dalles portant dans un seul sens $\alpha < 0.4$** : Elles sont dites poutres-dalles, leur épaisseur est déterminée par la formule empirique suivante :

$$e \geq l_x/20 \text{ avec } l_x = 3,45 \text{ m} \Rightarrow \text{on opte pour } e = 15 \text{ cm}$$

- **Dalles portant dans les deux sens $\alpha \geq 0.4$** : dont l'épaisseur est constante

$$e \geq l_x/40 \text{ avec } l_x = 4,70 \text{ m} \Rightarrow \text{on opte pour } e = 15 \text{ cm}$$

Donc l'épaisseur des dalles à adopter est de **15 cm**

4. Evaluation des charges et surcharges

On distingue, suivant leur nature, leur durée d'application, leur fréquence de retour et leur superposition avec d'autres actions les charges suivantes:

4.1.Charges d'exploitations [DTR B.C 2.2]

Les charges d'exploitation sont généralement définies dans les pièces du marché en fonction de l'utilisation future des locaux. Il faut faire attention aux changements de destination des locaux durant la phase d'exploitation de l'ouvrage. Le tableau suivant (II.1) résume l'ensemble des charges d'exploitation à prendre en considération pour l'étude de l'ouvrage faisant l'objet de ce projet.

Tab II.1 Charges d'exploitation

Nature des locaux	Valeurs [kN/m²]
Dépôt	3,5
Salle machine	3,5
Salle électrique	3,5
Générateur d'urgence	3,5
Hall	2,5
Cage d'escalier	2,5
Administration	2,5
Salle de contrôle	2,5
Salle de redevable	2,5
Sanitaire	2,5
Salle de climatisation	2,5
Bureaux	2,5
Salle de conférence	4,0
Salle de réunion	2,5
Console d'entrée	1,0
Terrasse inaccessible	1,0
Terrasse accessible	1,5

4.2.Charges permanentes des planchers

Les charges permanentes résultent du poids volumique des matériaux mis en œuvre. Après calcul des poids propres de chaque plancher, tenant compte des matériaux utilisés et de leurs épaisseurs respectives, nous avons récapitulé les résultats obtenus dans le tableau II.2.

Tab II.2 Charges permanentes des planchers [DTR B.C. 2.2]

Nature de plancher	Description	Epaisseurs [cm]	Poids volumiques (kN/m ³)	Poids Surfacciques (kN/m ²)
Toiture de Construction Niv : + 64,40 + 70,40	1. Mortier de ciment 2. Treillis métalliques 3. Papier kraft 4. Isolation thermique 5. Film d'imperméabilité 6. Forme de pente 7. Dalle en béton armé 8. Faux plafonds	4	20	0,80
		-	-	0,015
		2 feuilles	-	0,50
		8	0,04	0,32
		1	0,01	0,01
		3	22	0,66
		15	25	3,75
		-	-	0,20
Total = 6,26 kN/m²				
Noyau de toiture Niv : + 64,40	1. Enduit chimique 2. Mortier de ciment 3. Dalle en béton armé 4. Faux plafonds	2	18	0,36
		2	20	0,40
		15	25	3,75
		-	-	0,20
Total = 4,71 kN/m²				
Etages courants Niv : (+ 4,50 à +59,40)	1. Moquette (Dravons –velours) 2. Colle 3. Mortier de ciment 4. Dalle en béton armé 5. Faux plafonds	0,80	-	0,2
		2	20	0,40
		15	25	3,75
		-	-	0,20
Total = 4,55 kN/m²				
Plancher RDC Niv : + 0,00	1. Marbre 2. Mortier de ciment 3. Dalle en béton armé 4. Faux plafonds	1,5	46	0,70
		2	20	0,40
		15	25	3,75
		-	-	0,20
Total = 5,05 kN/m²				

5. Prédimensionnement des poteaux

Un poteau est un élément généralement vertical, dont une dimension -la hauteur- est grande par rapport aux deux autres. Il est destiné principalement à transmettre les charges gravitaires de la structure.

5.1.Charges permanentes revenant au poteau le plus sollicité

Le poteau le plus sollicité est celui qui reprend la plus grande surface, dans notre cas c'est le poteau (A ; 4), par symétrie : (A ; 5) (F ; 4) (F ; 5).

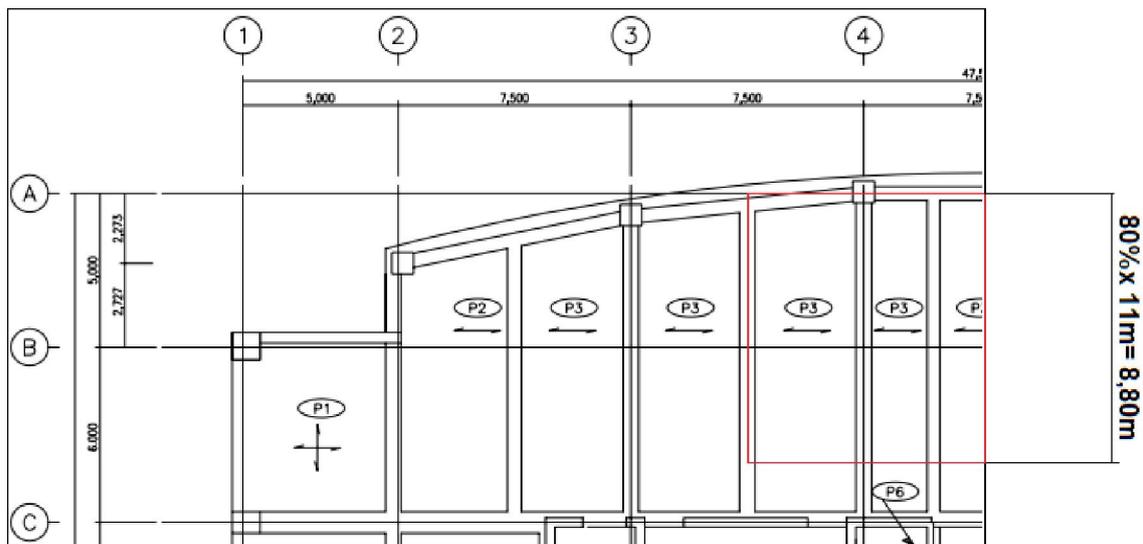


Figure II.2 Surface revenant au poteau le plus sollicité

$$S = 7,50 \times 8,80 - (0,35 \times 3,75 \times 1/2) = 65,34 \text{ m}^2$$

➤ Sous la terrasse :

- Poutre porteuse de rive (65×50) : $(0,65 \times 0,50) \times 7,50 \times 25 = 60,93 \text{ kN}$
- Poutre transversale (70×50) : $(0,7 \times 0,50) \times 8,80 \times 25 = 77 \text{ kN}$
- Poutres supports (60×30) : $(0,6 \times 0,30 \times 8,80 + 1/2 \times 0,6 \times 0,30 \times 8,8) \times 25 = 59,40 \text{ kN}$
- Plancher : $6,26 \times 65,34 = 409,03 \text{ kN}$
- Poteau : /

$$\Rightarrow \mathbf{G_p, \text{terrasse} = 606,36 \text{ kN}}$$

➤ Sous le 15^{ème} étage :

- Poutre porteuse de rive (65×50) : $(0,65 \times 0,50) \times 7,50 \times 25 = 60,93 \text{ kN}$
- Poutre transversale (70×50) : $(0,7 \times 0,50) \times 8,80 \times 25 = 77 \text{ kN}$
- Poutres supports (60×30) : $(0,6 \times 0,30 \times 8,80 + 1/2 \times 0,6 \times 0,30 \times 8,8) \times 25 = 59,40 \text{ kN}$
- Plancher : $4,55 \times 65,34 = 297,30 \text{ kN}$
- Poteau : $0,3 \times 0,3 \times 5 \times 25 = 11,25 \text{ kN}$

$$\Rightarrow \mathbf{G_p \text{ 15}^{\text{ème}} \text{ étage} = 505,88 \text{ kN}}$$

- Sous l'étage (14 jusqu'à 2) :
- Poutre porteuse de rive (65×50) : $(0,65 \times 0,50) \times 7,50 \times 25 = 60,93 \text{ kN}$
 - Poutre transversale (70×50): $(0,7 \times 0,50) \times 8,80 \times 25 = 77 \text{ kN}$
 - Poutres supports (60×30): $(0,6 \times 0,30 \times 8,80 + 1/2 \times 0,6 \times 0,30 \times 8.8) \times 25 = 59.40 \text{ kN}$
 - Plancher : $4,55 \times 65,34 = 297,30 \text{ kN}$
 - Poteau : $0,3 \times 0,3 \times 3,9 \times 25 = 8,77 \text{ kN}$
- ⇒ **Gp_{14-2ème étage} = 503,40 kN**
- Sous le premier étage :
- Poutre porteuse de rive (65×50) : $(0,65 \times 0,50) \times 7,50 \times 25 = 60,93 \text{ kN}$
 - Poutre transversale (70×50): $(0,7 \times 0,50) \times 8,80 \times 25 = 77 \text{ kN}$
 - Poutres supports (60×30): $(0,6 \times 0,30 \times 8,80 + 1/2 \times 0,6 \times 0,30 \times 8.8) \times 25 = 59.40 \text{ kN}$
 - Plancher : $4,55 \times 65,34 = 297,30 \text{ kN}$
 - Poteau : $0,3 \times 0,3 \times 4,2 \times 25 = 9,45 \text{ kN}$
- ⇒ **Gp_{1er étage} = 504,08 kN**
- Sous le RDC :
- Poutre porteuse de rive (65×50) : $(0,65 \times 0,50) \times 7,50 \times 25 = 60,93 \text{ kN}$
 - Poutre transversale (70×50): $(0,7 \times 0,50) \times 8,80 \times 25 = 77 \text{ kN}$
 - Poutres supports (60×30): $(0,6 \times 0,30 \times 8,80 + 1/2 \times 0,6 \times 0,30 \times 8.8) \times 25 = 59.40 \text{ kN}$
 - Plancher : $5,05 \times 65,34 = 329,97 \text{ kN}$
 - Poteau : $0,3 \times 0,3 \times 4,5 \times 25 = 10,12 \text{ kN}$
- ⇒ **Gp_{RDC} = 537,42 kN**

5.2. Surcharges revenant au poteau

Les surcharges d'exploitation agissant sur les poteaux peuvent être évaluées en appliquant la loi de dégression qui consiste à calculer pour chaque élément vertical les charges reprises, en partant de l'étage le plus haut et de les cumuler jusqu'aux fondations.

Sous la terrasse : Q_0

Sous le 15^{ème} étage : $Q_0 + Q_1$

Sous le 14^{ème} étage : $Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$

Sous le 13^{ème} étage : $Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Sous le 12^{ème} étage : $Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Sous le 11^{ème} étage : $Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

Sous les étages inférieurs : $Q_i + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i$. Avec n : numéro de l'étage considéré à partir du sommet du bâtiment.

5.3. Calcul de l'effort normal maximal à l'ELU

L'effort normal maximal à l'ELU, $N_u = 1,35G + 1,5Q$ est calculé en tenant compte de la règle de dégression verticale.

Tab II.3 Efforts appliqués au poteau le plus chargé

Niveau/hauteur [m]	G_i [kN]	$G_{cumulé}$ [kN]	Q_i [kN/m ²]	$Q_{cumulé}$ [kN/m ²]	$Q_{cumulé}$ [kN]	N_u [kN]
Sous la terrasse +64,40	606,36	606,36	1,50	1,50	98,01	965,60
Sous le 15 ^{ème} niveau +59,40	505,88	1112,24	2,50	4,00	261,36	1893,56
Sous le 14 ^{ème} niveau +55,50	503,40	1615,64	2,50	6,25	408,37	2793,67
Sous le 13 ^{ème} niveau +51,60	503,40	2119,04	2,50	8,25	539,05	3669,28
Sous le 12 ^{ème} niveau +47,70	503,40	2622,44	2,50	10,00	653,40	4520,39
Sous le 11 ^{ème} niveau +43,80	503,40	3125,84	2,50	11,50	751,41	5347,00
Sous le 10 ^{ème} niveau +39,90	503,40	3629,24	2,50	12,75	833,08	6149,09
Sous le 9 ^{ème} niveau +36,00	503,40	4132,64	2,50	14,00	914,76	6951,20
Sous le 8 ^{ème} niveau +32,10	503,40	4636,04	2,50	15,25	996,43	7753,30
Sous le 7 ^{ème} niveau +28,20	503,40	5139,44	2,50	16,50	1078,11	8555,41
Sous le 6 ^{ème} niveau +24,30	503,40	5642,84	2,50	17,75	1159,78	9357,50
Sous le 5 ^{ème} niveau +20,40	503,40	6146,24	2,50	19,00	1241,46	10159,61
Sous le 4 ^{ème} niveau +16,50	503,40	6649,64	2,50	20,25	1323,13	10961,71
Sous le 3 ^{ème} niveau +12,60	503,40	7153,04	2,50	21,50	1404,81	11763,82
Sous le 2 ^{ème} niveau 8,70	503,40	7656,44	4,00	23,66	1545,94	12655,10
Sous le 1 ^{er} niveau +4,50	504,08	8160,52	2,50	24,90	1626,96	13457,14
Sous le RDC +0,00	537,42	8697,94	2,50	26,14	1707,99	14304,20

5.4. Calcul de la section de béton des poteaux

Le prédimensionnement des poteaux se fait par la vérification à la résistance d'une section choisie intuitivement avec une section d'armatures de **0,1%** de la section de béton sous l'action de l'effort normal maximal.

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions préconisées par le CBA 93 qui sont les suivantes :

- $\text{Min}(b, h) \geq 30\text{cm}$
- $\text{Min}(b, h) \geq h_e/20$
- $1/4 < b/h < 4$
- La section des aciers ne doit pas dépasser **1%** de la section du béton
- L'effort normal ultime: $N_{\text{ult}} \leq \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$
- La section de béton réduite B_r :

$$B_r \geq \frac{\beta \times N_{\text{ult}}}{f_{bu}/0,9 + (0,85 \times f_e \times A_s) / (\gamma_s \times B_r)}$$

=>

$$B_r \geq \frac{\beta \times N_{\text{ult}}}{f_{bu}/0,9 + 0,85 \times f_e / (100\gamma_s)}$$

- B_r : section de béton réduite calculée à partir des dimensions réelles du poteau [$B_r = (a-0,2) \times (b-0,2) \text{ m}^2$]
- f_{c28} : contrainte de compression du béton à 28 jours ($f_{c28} = 30 \text{ MPa}$).
- f_e : contrainte limite élastique des aciers ($f_e = 500 \text{ MPa}$).
- A_s : section d'armatures dans le poteau égale à **0,1%** de la section réelle du poteau.
- γ_b : coefficient de sécurité du béton $\gamma_b = 1,5$
- γ_s : coefficient de sécurité de l'acier $\gamma_s = 1,15$
- α : coefficient qui est fonction de l'élançement mécanique du poteau λ
- β : coefficient de correction qui dépend aussi de l'élançement λ

Nous avons :

$$\beta = 1 + 0,2 (\lambda/35)^2 \quad \text{si } \lambda < 50$$

On limite l'élançement λ à **35** pour minimiser le flambement et rester dans le domaine de la compression centrée, d'où $\beta = 1,2$; La section de béton réduite minimale à prendre pour chaque niveau i considéré du bâtiment est de :

$$B_r = \frac{1,2 \times N_{\text{ult},i}}{17/0,9 + 0,85 \times 500/100 \times 1,15} = 0,05 \times N_{\text{ult},i}$$

Chapitre II : Prédimensionnement et descente de charges

Remarques

- Le poteau le plus sollicité est un poteau de rive. Donc, la valeur de N_{ult} n'a pas lieu d'être majorée.
- Les dimensions des poteaux ont été variées en hauteur tous les 2 à 5 niveaux.

Pour le calcul des dimensions des sections de poteaux, une fois l'effort normal connu à chaque niveau, nous procédons comme suit (par exemple):

$$\text{Sous le RDC : } N_{ult} = 14304,20 \text{ kN} = 14,30 \text{ MN}$$

$$Br = 0,05 \times 14,30 = 0,760 \text{ m}^2$$

$$Br = (a - 0,2) \times (b - 0,2) ; \text{ on pose } a = b \Rightarrow a = b = \sqrt{Br} + 0,02 = 0,90 \text{ m.}$$

Le calcul pour les autres niveaux étant analogue, l'ensemble des dimensions adoptées est répertorié dans le tableau suivant :

Tab II.4 Prédimensionnement des poteaux

Niveau [m]	Nu [MN]	Br [m ²]	(a × b) [cm ²]
+59,40 à +64,40	965,60	0,05	(50x50)
+55,50 à +59,40	1893,56	0,09	(50x50)
+51,60 à +55,50	2793,67	0,14	(50x50)
+47,70 à +51,60	3669,28	0,18	(50x50)
+43,80 à +47,70	4520,39	0,23	(50x50)
+39,90 à +43,80	5347,00	0,27	(60x60)
+36,00 à +39,90	6149,09	0,31	(60x60)
+ 32,10 à +36,00	6951,20	0,35	(60x60)
+28,20 à + 32,10	7753,30	0,39	(60x60)
+24,30 à +28,20	8555,41	0,43	(60x60)
+20,40 à +24,30	9357,50	0,47	(70x70)
+16,50 à +20,40	10159,61	0,51	(70x70)
+12,60 à +16,50	10961,71	0,55	(70x70)
+8,70 à +12,60	11763,82	0,59	(70x70)
+4,50 à +8,70	12655,10	0,63	(80x80)
+0,00 à +4,50	13457,14	0,67	(80x80)
-6,60 à +0,00	14304,20	0,72	(90x90)

Toutes les conditions minimales imposées par les RPA sont vérifiées.

6. Prédimensionnement des voiles

L'article 7.7.1 du RPA99/2003 stipule que les éléments dont la portée est supérieure à quatre fois l'épaisseur ($L \geq 4e$) sont considérés comme des voiles. Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

- L : Portée du voile ;
- e : Epaisseur du voile ;
- h_e : Hauteur d'étage.

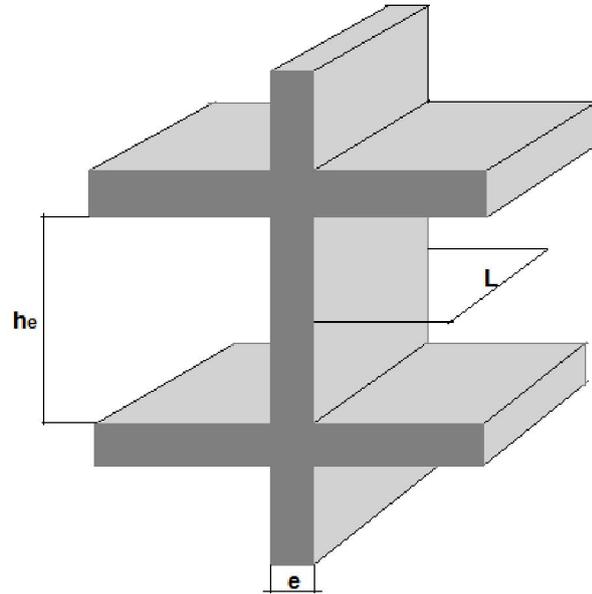


Figure II.3 Coupe d'un voile en élévation

L'épaisseur des voiles sera déterminée par la relation donnée dans le RPA

- $e \geq \max \{ e_{\min} = 15\text{cm} ; h_e/k \}$; k dépendant des conditions d'extrémités du voile (encastremets, articulations...); Pour notre $k = 20$.

En considérant la hauteur d'étage la plus importante $h = 6\text{m}$;

On a : $e \geq \max \{ e_{\min} = 15\text{cm} ; 30\text{cm} \}$

On adopte: $e = 30\text{cm}$ pour les deux noyaux centraux.

CHAPITRE III

DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRES

1. Introduction

« Les éléments non structuraux sont des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement ; ce sont des éléments en maçonnerie (cloisons, murs extérieurs ect ...) ou en béton armé (acrotère, balcon, ect ...) » [Article 6.2.1 RPA99version 2003]

Le calcul de ces éléments se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation. Cependant certains doivent être vérifiés sous l'action de la charge sismique.

On va s'intéresser dans ce chapitre aux éléments suivants :

- L'acrotère
- Les escaliers
- La poutre console d'entrée et les poutres-supports

2. Calcul de l'acrotère

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, servant de garde-corps contre toute chute accidentelle.

C'est un système isostatique, encasté à sa base. Il est soumis à son poids propre et à une surcharge horizontale due à une main courante.

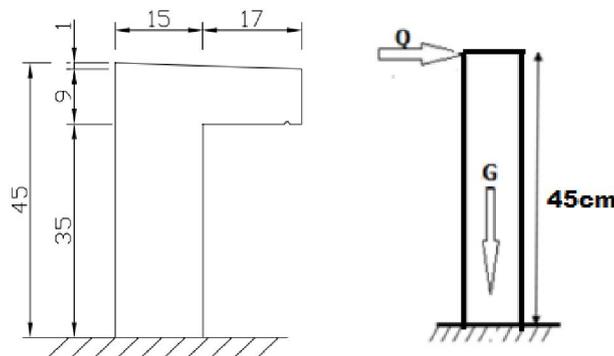


Figure III.1 Caractéristiques géométriques et modèle de calcul de l'acrotère

2.1. Evaluation des sollicitations de calculs

- Poids propre de l'acrotère : $G = 2,07 \text{ kN/ml}$
- Surcharge d'exploitation : $Q = 0,6 \text{ kN/ml}$ [DTR B.C 2.2.7.7]

2.2. Sollicitations calcul

- A l'ELU :

- $N_u = 1,35 \times N_G = 1,35 \times 2,07 = 2,79 \text{ kN/ml}$
- $M_u = 1,5 \times N_Q \times h = 1,5 \times 0,6 \times 0,45 = 0,41 \text{ kN/ml}$
- $V_u = 1,5 \times N_Q = 1,5 \times 0,6 = 0,9 \text{ kN/ml}$

• **A l'ELS :**

- $N_{ser} = 1 \times N_G = 1 \times 2,07 = 2,07 \text{ kN/ml}$
- $M_{ser} = 1 \times N_Q \times h = 1 \times 0,6 \times 0,45 = 0,27 \text{ kN/ml}$
- $V_{ser} = 1 \times N_Q = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ kN/ml}$

Avec : $N_G = 2,07 \text{ kN/ml}$; $N_Q = 0,6 \text{ kN/ml}$

Tab III.1 Actions et sollicitations sur l'acrotère

	N [kN/ml]	M [kN.m/ml]	V [kN/ml]
ELU	2,79	0,41	0,9
ELS	2,07	0,27	0,6

2.3.Ferrailage de l'acrotère

Le calcul se fera en flexion composée, la fissuration étant considérée comme préjudiciable car l'acrotère est exposé aux intempéries.

Calcul de l'excentricité

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,41}{2,79} = 0,15 \text{ m}$$



La section est partiellement comprimée

$$\frac{h}{6} = 0,025 \text{ m}$$

On se ramène à un calcul en flexion simple

Tab III.2 Calcul de ferrailage de l'acrotère à l'ELU

ELU	Pivot A		σ_s [MPa]	A_{sc} [cm ²]	A_s [cm ²]
	$\alpha = 0,0021$	$\mu = 0,0017$	434,78	0,00	0,023

Vérification de la condition de non fragilité

Dans le cas de la flexion simple, la condition de non-fragilité est donnée par l'article A.4.2.1 du BAEL 91/99

$$A_{s \text{ min}} \geq \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 1,32 \text{ cm}^2$$

$A_{s \text{ min}} > A_s$; **Donc $A_s = 1,32 \text{ cm}^2$**

Vérification à l'ELS

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tab III.3 Résultats de la vérification à l'ELS

ELS	Axe neutre [cm]	σ_b [MPa]	$\sigma_{b adm}$ [MPa]	σ_s [Mpa]	$\sigma_{s adm}$ [MPa]
	0,59	0,78	18,00	227,16	250,00

Vérification au cisaillement

La contrainte tangente dans le béton est :

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \times d} = \frac{0,9}{1 \times 0,135} = 0,0067 \text{ MPa}$$

Cette contrainte doit être inférieure à : $\min \left(\frac{0,15 f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 4 \text{ MPa}$

Donc, le béton seul suffit pour reprendre l'effort tranchant.

Vérification au séisme

L'article 6.2.3 du RPA99 version 2003 préconise une vérification de l'acrotère à la composante horizontale de la charge sismique donnée par :

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

Avec :

- **A** : coefficient d'accélération de zone ;
- **C_p** : facteur des forces horizontales ;
- **W_p** : poids de l'acrotère

Si la condition $F_p \leq 1,5 \times Q$ est vérifiée, le ferrailage obtenu sous l'action des charges permanentes et surcharges d'exploitation est suffisant, sinon, un calcul à l'état limite accidentel

$$\text{On a : } \left. \begin{array}{l} A = 0,3 \text{ (zone III, usage 1B)} \\ C_p = 0,8 \text{ (élément en console)} \\ W_p = 2,07 \text{ kN} \end{array} \right\} F_p = 1,99 \text{ kN}$$

$F_p > 1,5 \times Q$. Alors on doit vérifier les sections obtenues sous la combinaison accidentelle suivante : $G + F_p + \Psi_{11} \times Q_1 + \sum \Psi_{2i} \times Q_i$

Avec :

- F_p : valeur nominale de l'action accidentelle ;
- $\Psi_{11} \times Q_1$: valeur fréquente de l'action variable ;
- $\Psi_{2i} \times Q_i$: valeur quasi-permanente de l'action variable.

Pour notre bâtiment, on a : $G + F_p + 0,75 \times Q$

- $M_{ELA} = 0,75 \times M_Q + M_{Fp} = 0,75 \times 0,45 \times 0,6 + 0,45 \times 0,45/2 \times 1,99 = 0,40 \text{ kN.m}$
- $N_{ELA} = 2,07 \text{ kN}$

$$M_{ELA} < M_{ELU} \text{ et } N_{ELA} < N_{ELU}$$

En conséquence, on devra utiliser la section minimale d'armatures (condition de non-fragilité)

Choix des armatures

- Armatures verticales : $A_v = 3 \text{ HA } 8 / \text{face/ml} = 1,51 \text{ cm}^2$; $S_t = 25 \text{ cm}$
- Armatures de répartition : $A_r = A_v/4$, soit $A_r = 2 \text{ HA } 6/\text{ml} = 0,57 \text{ cm}^2$; $S_t = 15 \text{ cm}$.

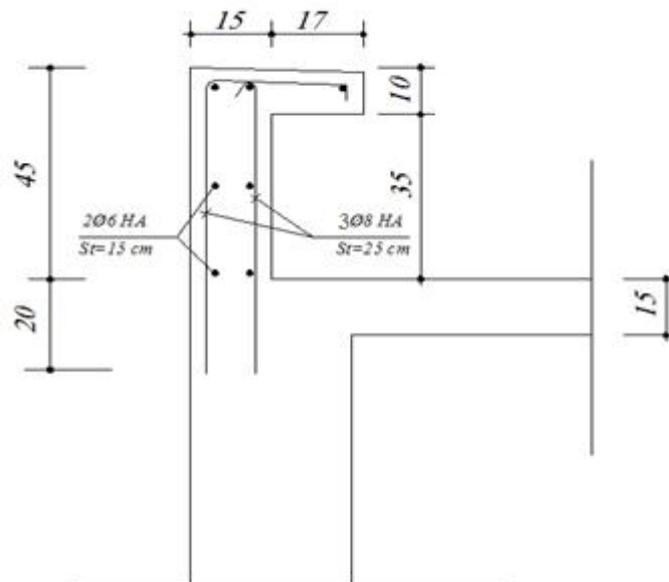


Figure III.2 Ferrailage de l'acrotère

3. Calcul des escaliers

Un escalier est une suite de gradins permettant aux piétons de monter ou de descendre en toute commodité afin d'accéder aux différents niveaux de la structure. Notre tour comporte des escaliers droits à deux volées.

3.1. Caractéristiques géométriques

La hauteur de la contre marche (h) et la largeur de la marche (g) doivent satisfaire la formule de BLONDEL : $60 \leq 2h+g \leq 65$; avec :

- h : hauteur de la contre marche (en centimètre) ;
- g : largeur de la marche (en centimètre).

En fixant la hauteur de la contre marche à 15 cm, pour une hauteur d'étage $h_e = 450$ cm

($H = h_e/2 = 225$ cm étant la hauteur à gravir), on aura :

- Le nombre de contre marches est : $n = H/h = 225/15 = 15$
- La largeur de la marche est : $g = l/(n-1) = 420/14 = 30$ cm

$g+2h = 30 + 2 \cdot 15 = 60$; Donc les conditions de BLONDEL sont vérifiées.

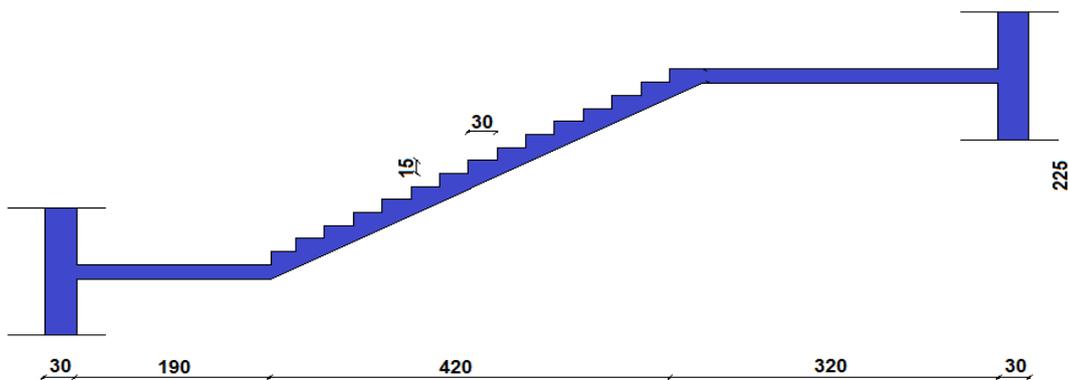


Figure III.3 Caractéristiques géométriques de l'escalier du RDC

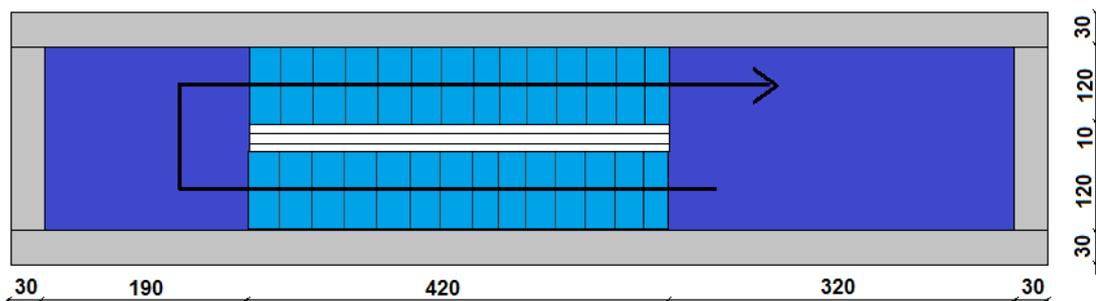


Figure III.4 Vue en plan de l'escalier

3.2. Prédimensionnement de la paillasse et du palier

L'épaisseur de la paillasse est déduite à partir de la formule suivante :

- Condition de limitation de la flèche : $e \geq \max \{ \text{Portée}/30 ; 10 \text{ cm} \}$
- L'inclinaison de la paillasse est : $\alpha = \arctan(2,25/4,20) = 28,18^\circ$
 - La portée de la paillasse $L = 4,20 / \cos \alpha = 4,76 \text{ m}$

Donc on a : $e \geq \max \{ 15,86 \text{ cm} ; 10 \text{ cm} \}$

Nous adoptons une épaisseur de 16cm pour la paillasse et le palier.

3.3. Evaluation des charges et surcharges

Tab III.4 Charges et surcharges sur l'escalier

		Charges permanentes G [kN/m ²]	Charges d'exploitation Q [kN/m ²]	
Paillasse	- Marbre (1,5cm ; $\rho = 46 \text{ kN/m}^3$)	0,70	- Paillasse - Main courante	2,50 1[kN/m]
	- Mortier de ciment(2cm ; $\rho = 20 \text{ kN/m}^3$)	0,40		
- Lit de sable(2cm ; $\rho = 18 \text{ kN/m}^3$)	0,36			
- Dalle en béton armé($e/\cos\alpha = 18,15 \text{ cm}$; $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$)	4,54			
- Poids des marches($h/2 = 7,5 \text{ cm}$; $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$)	1,875			
- Enduit de ciment(2cm ; $\rho = 20 \text{ kN/m}^3$)	0,40			
- Garde de corps	1 [kN/m]			
		G = 8,27	Q = 2,50	
Palier	- Marbre(1,5cm ; $\rho = 46 \text{ kN/m}^3$)	0,70	- Palier	2,50
	- Mortier de ciment(2cm ; $\rho = 20 \text{ kN/m}^3$)	0,40		
- Lit de sable(2cm ; $\rho = 18 \text{ kN/m}^3$)	0,36			
- Dalle en béton armé(16cm ; $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$)	4,00			
- Enduit de ciment(2cm ; $\rho = 20 \text{ kN/m}^3$)	0,40			
		G = 5,86	Q = 2,50	

3.4. Calcul des sollicitations

Les combinaisons d'actions sont les suivantes :

- Aux ELU : $1,35G + 1,5Q$
- Aux ELS : $G + Q$

3.4.1 Paillasse

Pour un mètre linéaire, nous avons :

$$G = 8,27 \text{ kN/m} + \text{Garde corps [1 kN/m]} ; Q = 2,50 \text{ kN/m} + \text{Main courante [1,00 kN/m]}$$

La paillasse de l'escalier est encastrée dans le voile du noyau et voici le schéma statique de celle-ci sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitations.

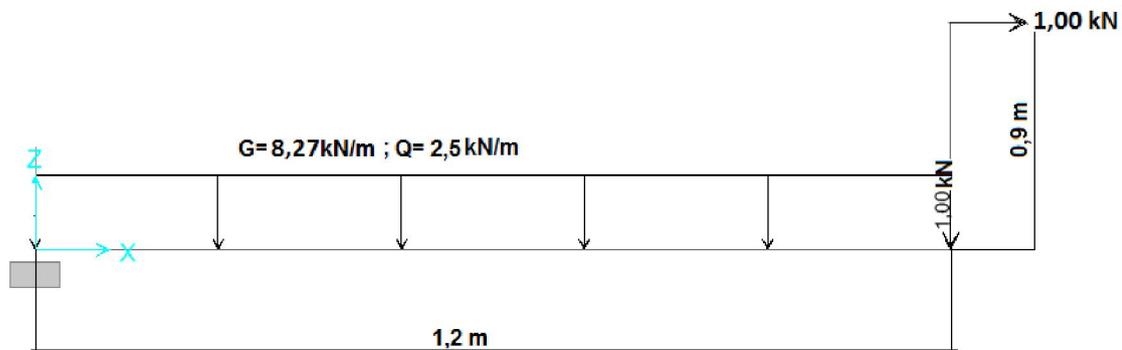


Figure III.5 Schéma statique de la paillasse

Les sollicitations de calcul de la paillasse aux ELU ainsi qu'aux ELS sont répertoriées dans le tableau suivant :

Tab III.5 Sollicitations de calcul de la paillasse

	Aux ELU	Aux ELS
Moment max [kN.m] ($X = 0$)	-13,71	-9,85
Effort tranchant max [kN] ($X = 0$)	-19,25	-13,92

3.4.2. Palier

Le palier est considéré comme une dalle encastrée dans le voile du noyau sur trois côtés.

Nous avons : $G = 5,86 \text{ kN/m}^2$; $Q = 2,50 \text{ kN/m}^2$

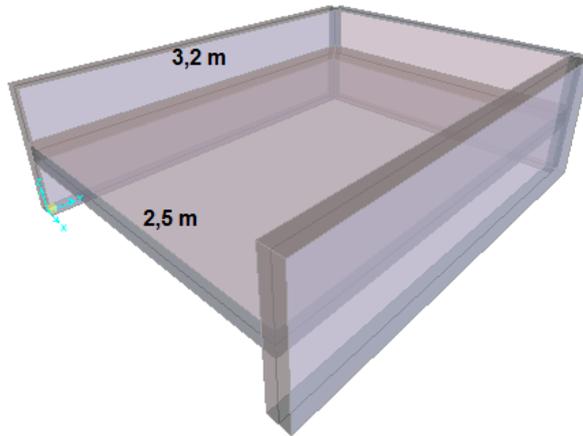


Figure III.6 Vue en 3D du palier

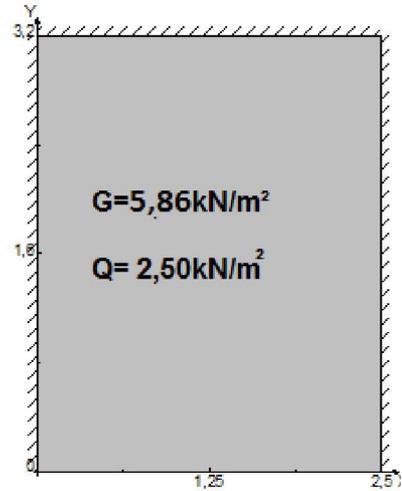


Figure III.7 Schéma statique du palier

Les sollicitations sont déterminées par le logiciel de calcul des dalles : SOCOTEC Dalle.

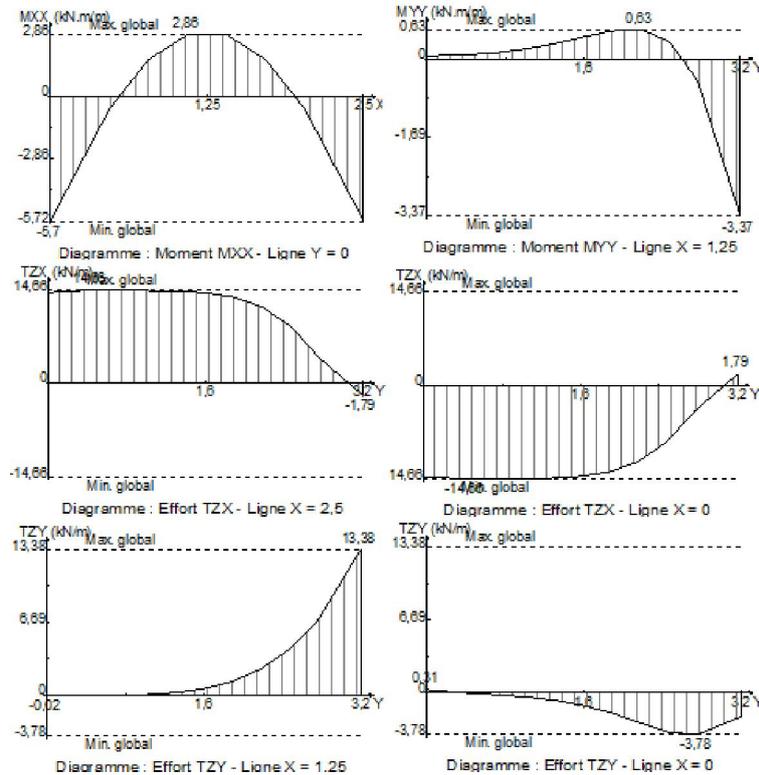


Figure III.8 Diagrammes des sollicitations aux ELU

A partir de ces diagrammes, nous avons retenu les sollicitations maximales pour le calcul du palier.

Tab III.6 Sollicitations de calcul du palier aux ELU

Sollicitation aux ELU	M_{xx} [kN.m/m]	M_{yy} [kN.m/m]	V_x [kN/m]	V_y [kN/m]
Valeurs max	2,86	0,63	14,66	13,38
Valeurs min	-5,72	-3,37	-14,66	-3,78

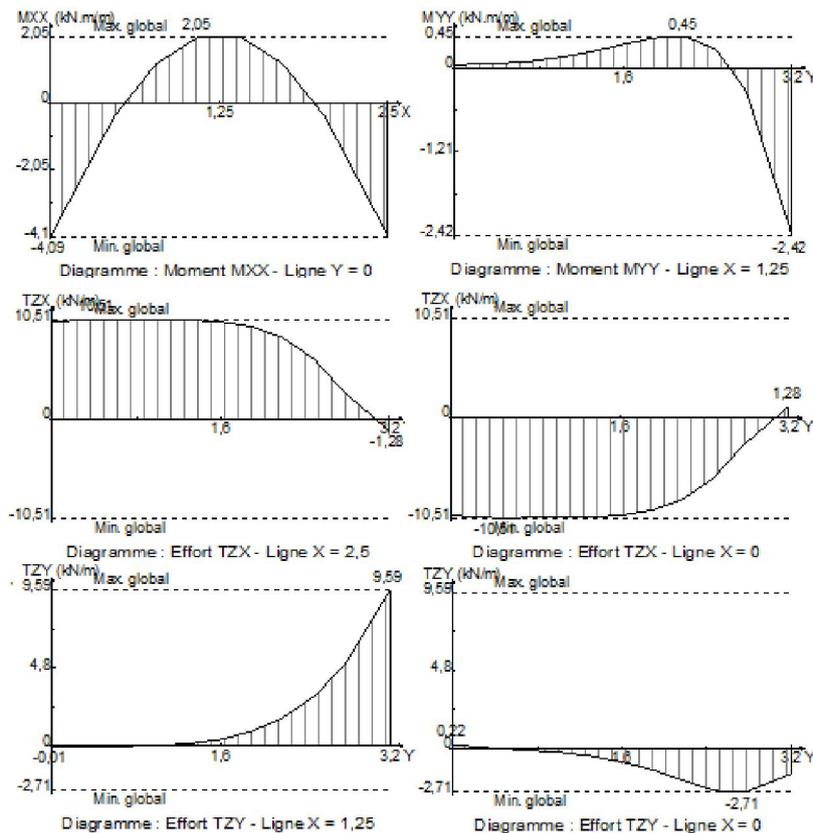


Figure III.9 Diagrammes des sollicitations aux ELS

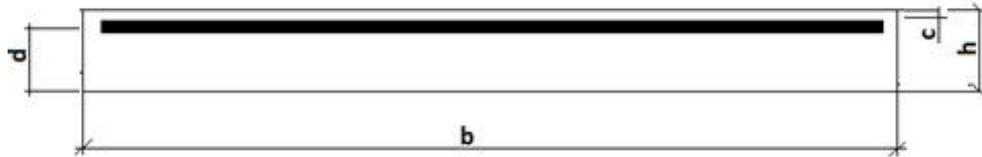
De la même manière que précédemment (calcul aux E.L.U.), nous retenons pour le calcul aux ELS du palier les sollicitations suivantes :

Tab III.7 Sollicitations de calcul du palier aux ELS

Sollicitation aux ELS	M_{xx} [kN.m/m]	M_{yy} [kN.m/m]	V_x [kN/m]	V_y [kN/m]
Valeurs max	2,05	0,45	10,51	9,59
Valeurs min	-4,10	-2,42	-10,51	-2,71

3.5. Ferrailage de la pailleasse

Le calcul du ferrailage est fait aux ELU avec une vérification aux ELS car la fissuration est considérée comme peu nuisible.



H [m]	b [m]	c [m]	d [m]	f_{c28} [MPa]	FeE500 [MPa]	Fissuration
0,16	1,00	0,02	0,14	30	500	Peu préjudiciable

Figure III.10 Dimensions et caractéristiques de la pailleasse et du palier

3.5.1 Armatures principales

Tab III.8 Ferrailage de la pailleasse aux ELU

Section	M_u [kN.m/m]	μ	α	σ_s [MPa]	A_{s_c} [cm ² /m]	A_s [cm ² /m]	A_s adoptée [cm ² /m]	St [cm]
Encastrement	13,71	0,04	0,05	435	0	2,18	3,14 4Ø10 HA/ml	33

3.5.2. Vérification aux ELS

Les résultats trouvés après vérification aux ELS sont résumés dans le tableau suivant :

Tab III.9 Vérification aux ELS de la pailleasse

ELS	M_{ser} [kN.m]	Axe neutre [cm]	σ_b [MPa]	$\sigma_{b adm}$ [MPa]
	-9,85	3,18	4,61	18,00

3.5.3. Armatures de répartitions

Les armatures de répartitions doivent avoir une section au moins égale au quart de celle des armatures longitudinales $A_r = A_s/4 = 0,785 \text{ cm}^2/\text{ml}$, nous optons pour **4Ø8 HA p.m**

Condition de non fragilité

$$\text{On a: } A_{\min} \geq \frac{0,23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e}$$

$$A_{\min} \geq 1.54 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq A_{\min} \rightarrow \text{« Condition vérifiée ».}$$

3.5.4. Ferrailage transversal

Aucune armature transversale n'est requise si les conditions suivantes sont remplies :

- Pas de reprise de bétonnage.
- $\tau_u = v_u/b.d = 0.134 \text{ MPa} < \min(0.15 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 4 \text{ MPa}$

Conditions vérifiées donc il n'est pas nécessaire de concevoir des armatures transversales.

3.6. Ferrailage du palier

3.6.1. Armatures principales

Tab III.10 Ferrailage du palier aux ELU

Section	Mu [kN.m/m]	μ	α	σ _s [MPa]	As _c [cm ² /ml]	As [cm ² /ml]	As adopté [cm ² /ml]	St [cm]
Encastrement	5,72	0,02	0,016	435	0	0,875	2,01 4Ø8HA/ml	33

3.6.2. Vérification aux ELS

Les résultats de la vérification aux ELS sont répertoriés dans le tableau suivant :

Tab III.11 Vérification aux ELS du palier

ELS	M _{ser} [kN.m]	Axe neutre [cm]	σ _b [MPa]	σ _{b adm} [MPa]
	-4,10	2,62	2,38	18,00

3.6.3. Condition de non fragilité

On a: $A_{\min} \geq \frac{0,23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e}$

$A_{\min} \geq 1.54 \text{ cm}^2$

$A_s \geq A_{\min} \rightarrow$ « Condition vérifiée ».

3.6.4. Ferrailage transversal

Aucune armature transversale n'est requise si les conditions suivantes sont remplies :

- Pas de reprise de bétonnage.
- $\tau_u = v_u/b.d = 0.1 \text{ MPa} < \min(0,15 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 4 \text{ MPa}$

Conditions vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de concevoir des armatures transversales.

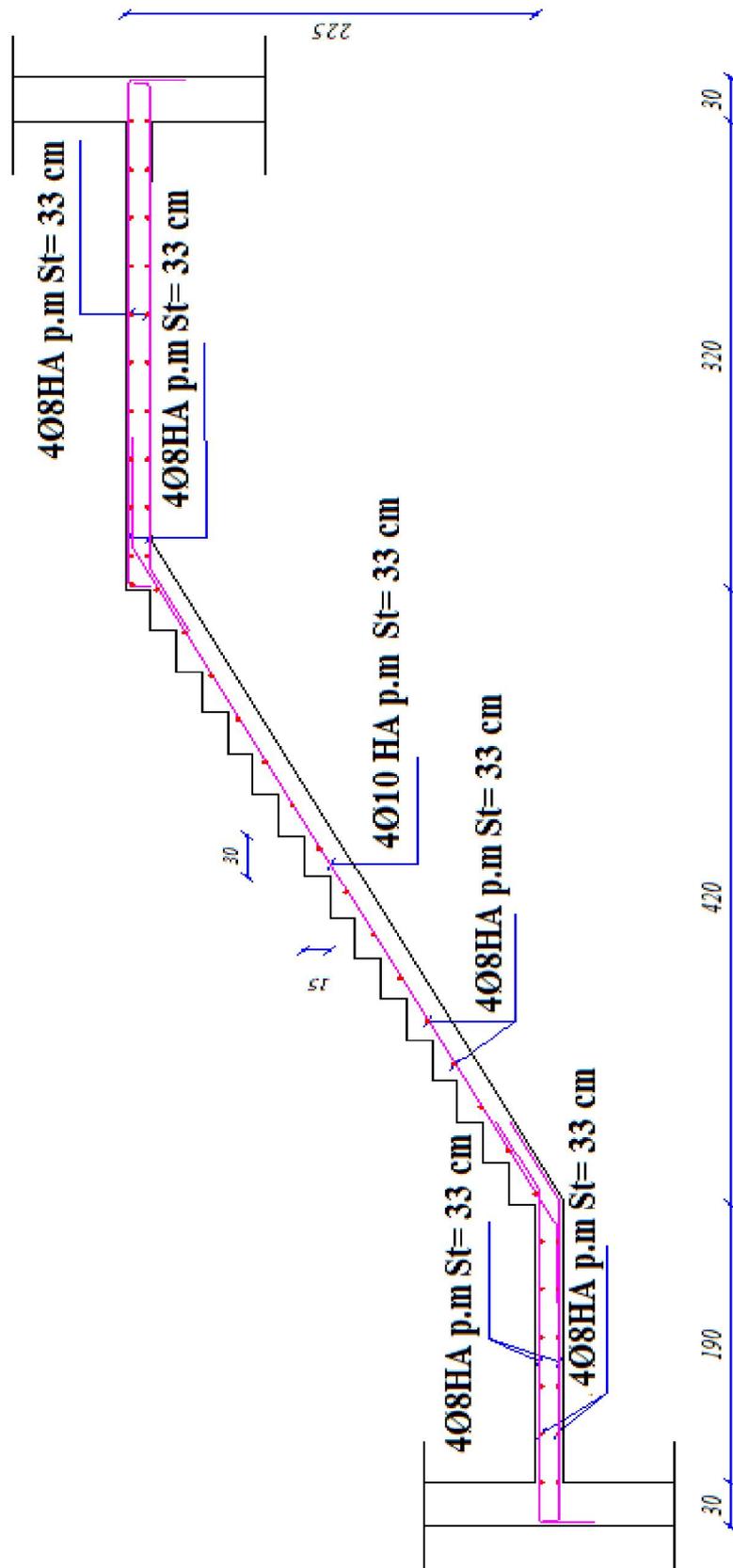


Figure III.11 Ferrailage de l'escalier

4. Calcul de la poutre console

Nous avons à l'entrée de la tour un auvent supporté par des poutres consoles encastrées au niveau du 1^{er} étage.

4.1. Dimensionnement

La poutre console a une longueur de 5m et ne supporte pas un poids très important, nous optons pour une poutre à inertie variable.

Le BAEL91 préconise pour le dimensionnement d'une poutre :

- $h \text{ (cm)} \geq l/10$
- $0,3h \leq b \text{ (cm)} \leq 0,7h$

Donc nous prenons : $h_{\text{initiale}} = 50\text{cm}$; $h_{\text{finale}} = 10 \text{ cm}$ et $b = 20 \text{ cm}$

- Vérification au RPA99/2003 : $h/b = 30/20 = 1,5 < 4$

4.2. Evaluation des charges et surcharges

Les actions sollicitant les poutres consoles sont les suivantes :

- Charges permanentes G incluant :
 - Poids propre de la poutre, charge trapézoïdale variant de $0,50 \times 0,20 \times 25 = 2,5\text{kN/m}$ ($x=0$), à $0,10 \times 0,20 \times 25 = 0,5\text{kN/m}$ ($x=5\text{m}$);
 - Carreaux de verres, charge uniforme de $1,5 \text{ kN/m}$;
 - Bande de dalle de $6,25 \text{ kN/m}$ répartie uniformément sur 1m à partir de l'extrémité libre de la poutre.
- Surcharges d'exploitations de $2,5 \text{ kN/m}$
- Action sismique :

L'article 6.2.3 du RPA99 version 2003 préconise une vérification des éléments non-structuraux ancrés à la structure à la composante horizontale de la charge sismique donnée par : $F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$

Avec :

- A : coefficient d'accélération de la zone ;
- C_p : facteur des forces horizontales ;
- W_p : poids de la poutre console.

Si la condition $F_p \leq 1,5 \times Q$, le ferrailage obtenu sous l'action des charges permanentes et surcharges d'exploitation est suffisant, sinon, un calcul à l'état limite accidentel est nécessaire.

On a: $A = 0,3$ (zone III, usage 1B)
 $C_p = 0,8$ (élément en console)
 $W_p = 2,5$ kN/m

} $F_p = 2,4$ kN/m $< 1,5 \times 2,50 = 3,75$ kN/m

4.3. Calcul des sollicitations

Les combinaisons d'actions sont les suivantes :

- Aux ELU : $1,35G + 1,5Q$
- Aux ELS : $G + Q$

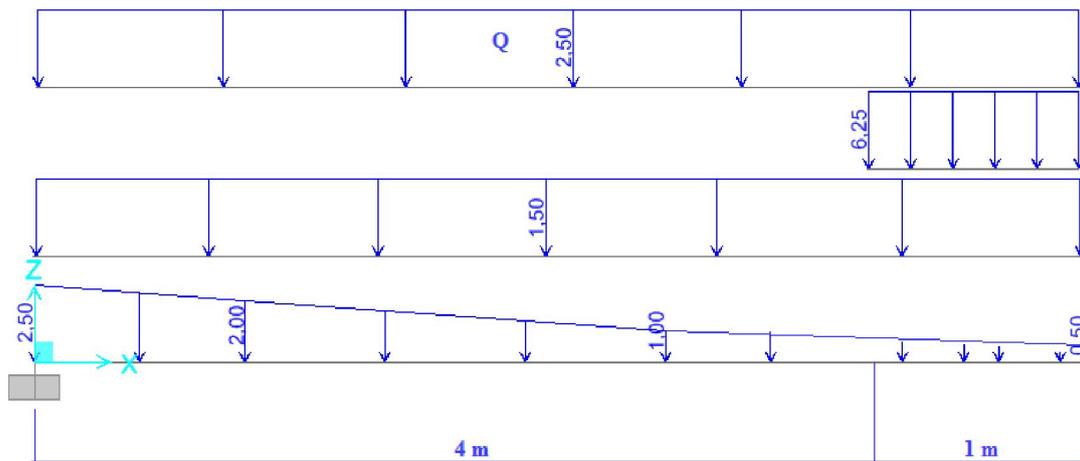


Figure III.12 Schéma statique de la poutre console

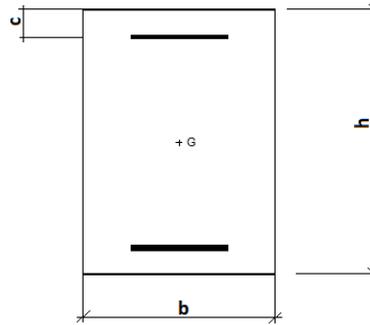
Les sollicitations de calcul de la poutre console aux ELU ainsi qu'aux ELS sont répertoriés dans le tableau suivant :

Tab III.12 Sollicitations de calcul de la poutre console

	Aux ELU	Aux ELS
Moment maxi [kN.m] (X = 0)	-127,95	-81,31
Effort tranchant max [kN] (X = 0)	-46,63	-33,15

Calcul des armatures

Le calcul est fait aux ELU avec une vérification aux ELS. La fissuration est considérée comme préjudiciable.



h [m]	b [m]	c [m]	d [m]	fc28 [MPa]	FeE500 [MPa]	Fissuration
0,50	0,20	0,03	0,47	30	500	Préjudiciable

Figure III.13 Dimensions et caractéristiques de la poutre console en $x = 0$
 4.3.1. Armatures longitudinales

Tab III.13 Armatures longitudinales de la poutre console

Section	M_u [kN.m/m]	μ	α	σ_s [MPa]	A_s [cm ² /m]	A_{sc} [cm ² /m]	A_s adopté [cm ²]
Encastrement	-127,95	0,17	0,23	435	6,76	0	8,04 4Ø16HA

4.3.2. Vérification aux ELS

Les résultats de la vérification aux ELS sont répertoriés dans le tableau suivant :

Tab III.14 Vérification aux ELS de la poutre console

ELS	Axe neutre [cm]	σ_b [MPa]	$\sigma_{b adm}$ [MPa]	σ_s [Mpa]	$\sigma_{s adm}$ [MPa]
	18,6	12,07	18,00	240,8	250

4.3.3. Condition de non fragilité

$$\text{On a: } A_{\min} \geq \frac{0,23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e}$$

$$A_{\min} \geq 1.04 \text{ cm}^2$$

$A_s \geq A_{\min} \rightarrow$ « Condition vérifiée ».

4.3.4. Armatures transversales

Les calculs sont établis pour l'effort tranchant maximal sollicitant la poutre console situé à l'encastrement.

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau = \frac{V_{\max}}{b.d} = 0,518 \text{ MPa} < \min(0.15 f_c 28 / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) = 3 \text{ MPa}$$

- **Espacement des armatures transversales (RPA99/2003) :**

- En zone nodale $S_t \leq \min(h/4 ; 12\phi_l) = 12 \text{ cm}$
- En zone courante $S_t \leq h/2 = 20 \text{ cm}$

D'après le RPA99/2003 la section minimale des armatures transversale est déduite comme suit :

$$S_t \leq A_t f_e / 0,4b \rightarrow A_t \geq 0,4.b.S_t / f_e ;$$

- En zone nodale : $A_t = 0,192 \text{ cm}^2$
- En zone courante : $A_t = 0,32 \text{ cm}^2$

Soit **4HA8 : un cadre HA8 et un étrier HA8 = 2,01 cm²**

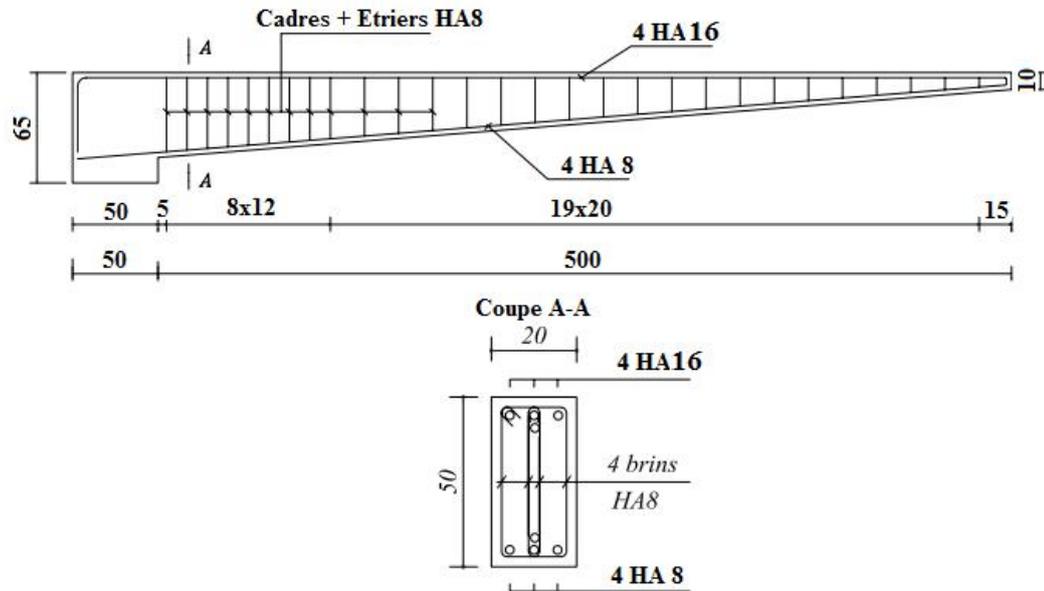


Figure III.14 Ferrailage de la poutre console

CHAPITRE IV

LES PLANCHERS

1. Introduction

Une dalle est un élément généralement horizontal, dont deux dimensions sont grandes par rapport à la troisième.

Suivant la nature de leur appuis, on peut distinguer des dalles qui reposent avec ou sans continuité sur deux, trois ou quatre appuis.

Pour notre bâtiment, on a des planchers de type dalle pleine en béton armé d'épaisseur $e = 15\text{cm}$.

2. Evaluation des charges

Suivant les dimensions de la dalle, on distingue deux types de dalles :

- Dalles portant dans un seul sens $\alpha \leq 0,4$
 - Dalles portant dans deux sens $\alpha > 0,4$
- Avec : $\alpha = l_x/l_y$ et $l_x < l_y$.

La fissuration est considérée comme non-préjudiciable donc, le calcul se fait en ELU uniquement.

2.1. Dalles portant suivant une seule direction

La figure suivante représente le schéma statique du plancher du RDC :

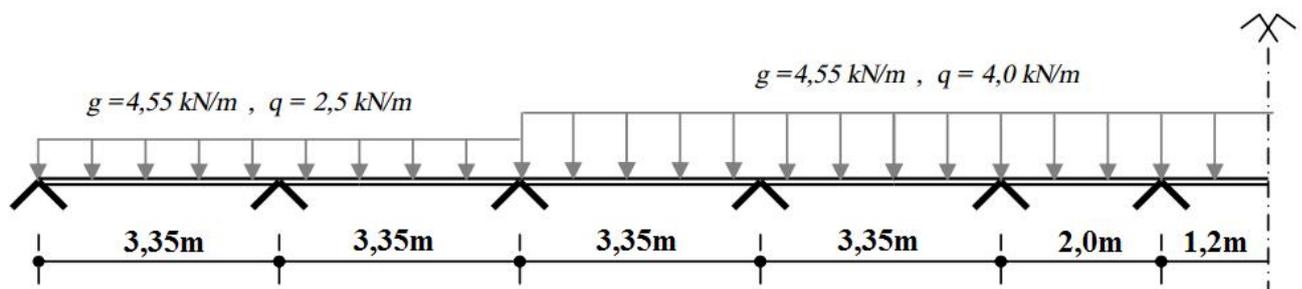


Figure IV.1 Schéma statique

Sollicitations de calcul

Les sollicitations de calcul sont schématisées dans les figures suivantes :

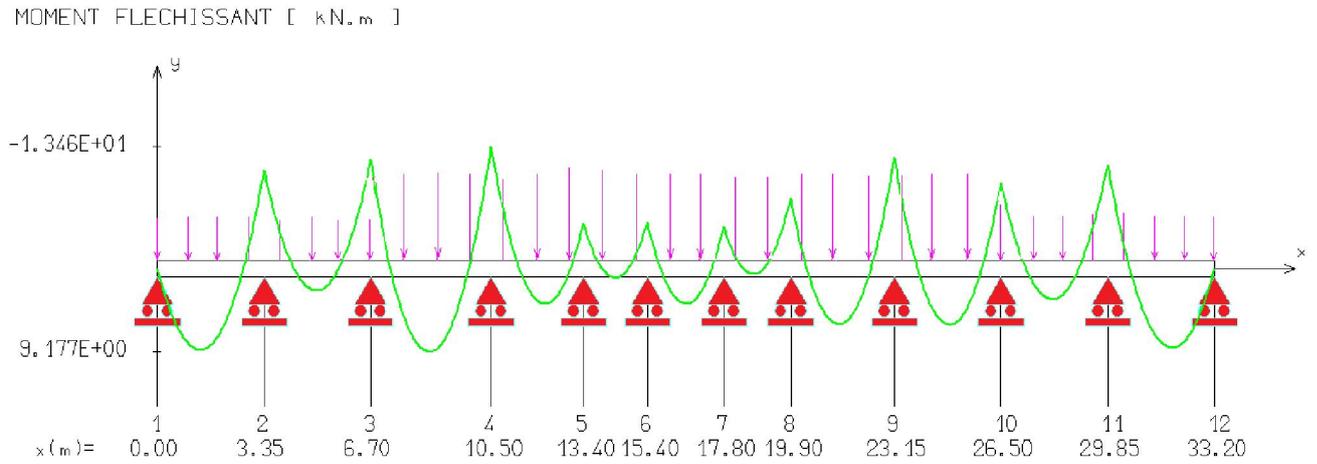


Figure IV.2 Moment fléchissant à l'ELU

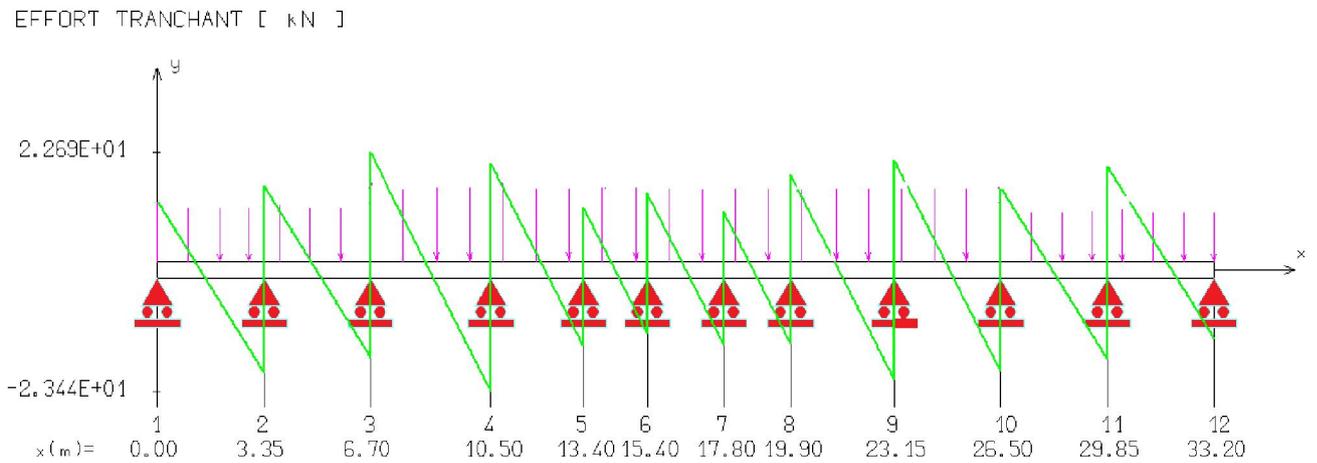


Figure IV.3 Effort tranchant à l'ELU

2.2. Dalles portant dans deux directions

Le tableau suivant résume les différentes charges et surcharges revenant à ce type de dalle

Tab IV.1 Charges et surcharges revenant à la dalle

Niveau	G [kN/m ²]	Q [kN/m ²]	Pu [kN/m ²]
Dalle terrasse : Niv : +64,4 ; +70,4	6,26	2,5	12,20
Dalle du noyau de toiture: Niv : +64,4	4,71	2,5	10,11
Dalle étage courant	4,55	2,5	9,89
Dalle RDC	5,05	2,5	10,57

Sollicitations de calcul

Le calcul du moment de flexion et d'effort tranchant s'effectue selon la méthode exposée dans l'annexe E3 du BAEL91/99.

Les moments fléchissant développés au centre du panneau ont pour expression :

- Dans le sens de la petite portée l_x : $M_x = \mu_x \times Pu \times l_x^2$
- Dans le sens de la grande portée l_y : $M_y = \mu_y \times M_x$

μ_x, μ_y : coefficient donnés en fonction de α (Annexe E3 BAEL91/99)

l_x, l_y : portées entre nus d'appuis de la dalle

Pour tenir en compte la continuité, les moments dans les panneaux réels sont pris égaux aux moments isostatiques multipliés par des coefficients forfaitaires.

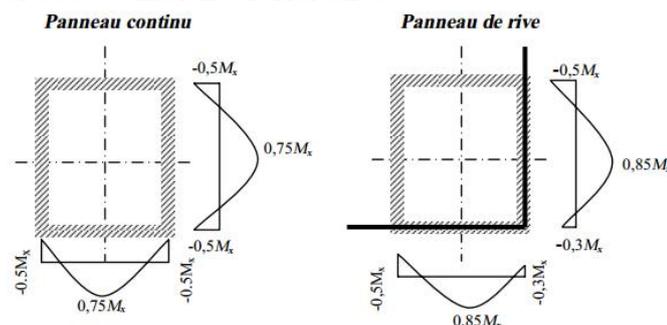


Figure IV.4 Moments dans les panneaux

Chapitre IV : Les planchers

Les efforts tranchants maximaux sont exprimés par :

- $V_x = \frac{Pu \times lx \times ly}{2ly+lx}$ **au milieu de lx ;**
- $V_y = \frac{Pu \times lx}{3}$ **au milieu de ly.**

Pour tenir compte de la continuité, l'effort tranchant voisin de l'appui de rive est majoré de **10%**.

On s'est intéressé plus spécialement aux efforts dans le plancher terrasse (Niv :+64,4 m), sollicité par une charge permanente **G = 6,26 kN/m²** et une surcharge d'exploitation **Q = 2,5 kN/m²**, car c'est le niveau le plus sollicité.

Tab IV.2 Moments de flexion

Panneaux	Sens X			Sens Y		
	Me [kN.m]	Mw [kN.m]	Mt [kN.m]	Me [kN.m]	Mw [kN.m]	Mt [kN.m]
1	-4.00	-6.67	11.35	-2.67	-4.46	7.58
2	-4.00	-6.67	11.35	-4.46	-2.67	7.58
3	-7.03	-11.72	19.93	-2.93	-2.93	4.98
4	-12.05	-12.05	18.07	-3.01	-3.01	4.52
5	-6.71	-4.03	11.41	-2.69	-4.48	7.62
6	-6.71	-4.03	11.41	-4.48	-2.69	7.62
7	-11.72	-7.03	19.93	-3.00	-3.00	4.99
8	-12.05	-12.05	17.99	-3.01	-3.01	4.50
9	-5.20	-5.20	7.80	-1.30	-1.30	1.95
10	-5.20	-5.20	7.80	-1.30	-1.30	1.95
11	-5.20	-5.20	7.80	-1.30	-1.30	1.95
12	-5.20	-5.20	7.80	-1.30	-1.30	1.95
13	-5.20	-5.20	7.80	-1.30	-1.30	1.95
14	-5.20	-5.20	7.80	-1.30	-1.30	1.95
15	-0.59	-0.59	0.88	-0.26	-0.26	0.40
16	-0.59	-0.59	0.88	-0.26	-0.26	0.40
17	-1.60	-1.60	2.40	-1.39	-1.39	2.08
18	-1.24	-1.24	1.87	-0.31	-0.31	0.47

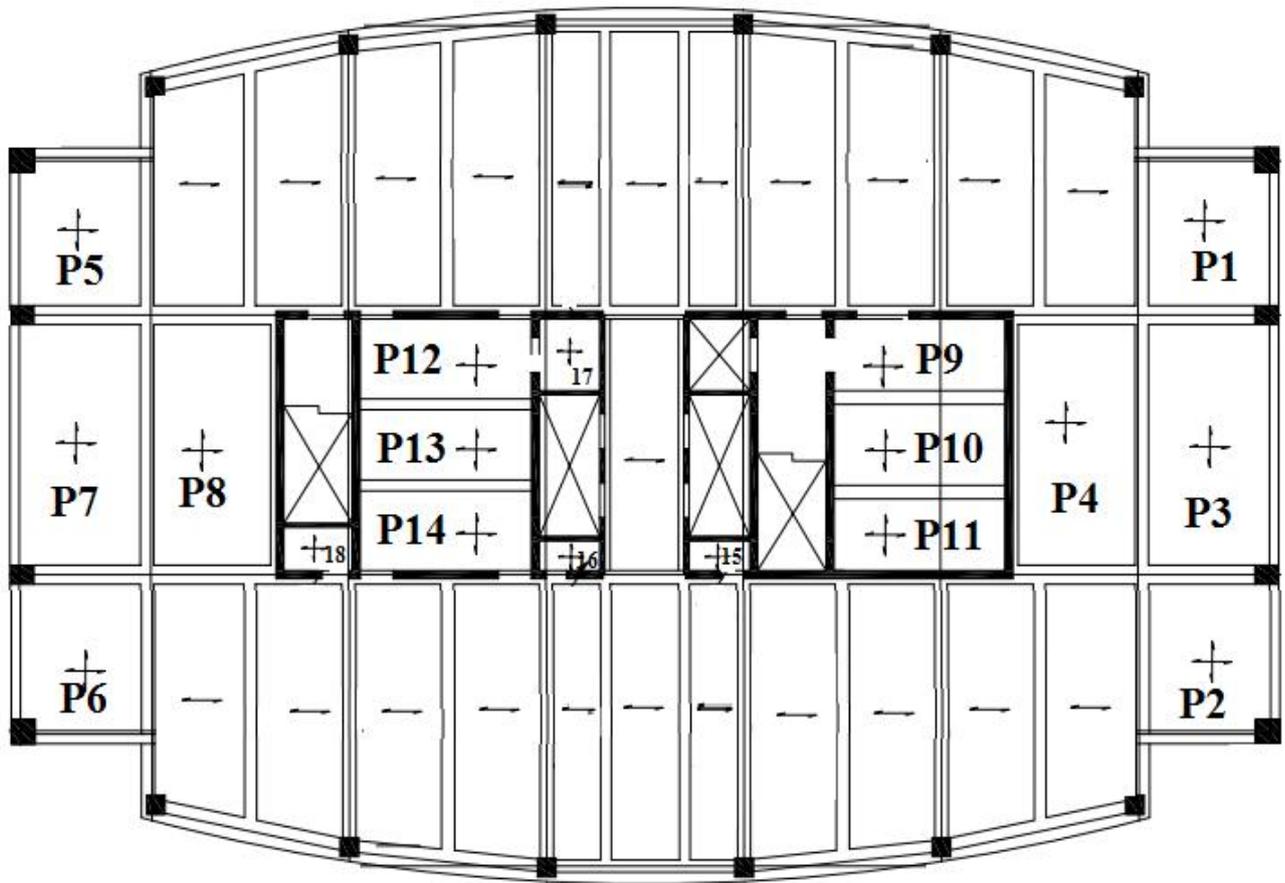


Figure IV.5 Identification des panneaux

Les sollicitations prises en considération pour le calcul des dalles pleines sont résumées dans le tableau suivant :

Tab IV.3 Sollicitations de calcul

Sollicitations	Valeur maximale	
	Sur appui	En travée
M_x [kN.m]	-12,05	19,93
M_y [kN.m]	-4,48	7,62
V_x [kN]	24,71	
V_y [kN]	21,03	

3. Calcul du ferrailage

Pour le calcul des armatures, on considère une section rectangulaire de 1m de largeur et de 0,15m de hauteur avec un enrobage d'acier de 2cm.

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Tab IV.4 Ferrailage des dalles pleines

Sens	Position de la section dangereuse	Moment [kN.m]	A _{s sup} [cm ²]	A _{s inf} [cm ²]	Ferrailage Adopté	Espacement [cm]
X	En travée	19,93	/	3,66	8 HA 8	10
Y	En travée	7,62	/	1,44	6 HA 6	20
Sur appui		12,05	2,18	/	5 HA 8	20

4. Vérification au cisaillement

Tab IV.5 Vérification des contraintes tangentielles

Sens	Effort tranchant [kN]	τ _u [MPa]	τ _{lim} [MPa]
X	24,71	0,19	1,4
Y	21,03	0,16	1,4

Les contraintes de cisaillement sont inférieures aux contraintes admissibles, donc on n'a pas besoin d'armatures transversales.

La détermination des armatures a été effectuée conformément aux règlements de béton armé (CBA93 et BAEL 91), les organigrammes de dimensionnement des dalles sont présentés en annexe D.

5. Vérification de la flèche

La limitation des flèches d'un plancher en béton armé relève du contrôle de la fonctionnalité de cet élément et, dans une certaine mesure, du contrôle de l'aspect de l'ouvrage. Elle permet également de vérifier que la déformation de cet élément est compatible avec les finitions (carrelage, cloisons, ...), celles-ci étant effectivement plus ou moins sensibles aux déformations ultérieures de leur support.

D'après l'article B.7.5 du BAEL 91/99, il faut que les conditions suivantes soient vérifiées pour ne pas vérifier la flèche :

- $\frac{h}{l_x} > \frac{M_t}{20 M_{ox}} \left(\frac{h}{l_x} = 0,032 < \frac{M_t}{20 M_{ox}} = 0,0425 \text{ « n'est pas vérifié »} \right)$
- $\frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{2}{f_e} \left(0,0031 < 0,004 \text{ « vérifiée »} \right)$

Alors, on calcule la flèche comme dans une poutre de portée l_x et de largeur $b = 1\text{ m}$ et soumise à un moment de flexion de service déterminé dans le sens X.

Tab IV.6 Valeur de la flèche

Mser [kN.m]	A_s [cm ²]	y [cm]	σ_s [MPa]	I₀ [cm ⁴]	ρ [%]	λ_i	μ_i	I_{fi} [cm ⁴]	La flèche f_i [cm]
18,14	4,02	3,4	383,51	9,808	0,31	3,1	0,41	4,751	0,24

La flèche admissible réglementaire $\Delta f = \frac{l_x}{500} = 0,94\text{ cm}$ « **La flèche est donc vérifiée** ».

6. Arrêt des barres

- La longueur de scellement $l_s = \frac{\theta f_e}{4 \tau_{su}} = 40\text{ cm}$

Pour les armatures inférieures : on utilise un quadrillage uniforme sur toute la surface, une barre sur deux est arrêtée à $l_x/10$ avant le nu d'appui ($b = l_x/10 = 47\text{ cm}$).

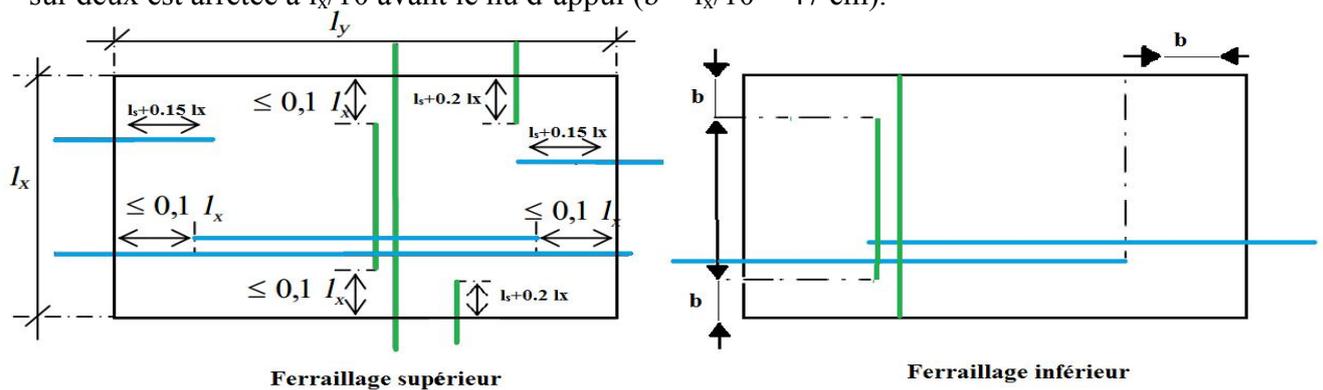


Figure IV.6 Arrêt des barres

CHAPITRE V

ANALYSE DYNAMIQUE

1. Introduction

Un tremblement de terre est causé par la libération brutale d'énergie de déformation au niveau de la croûte terrestre. Cet ébranlement s'effectue le long d'endroits bien spécifiques connus sous le nom de failles. Ce phénomène est lié à la concentration des contraintes dues à la collision entre les plaques tectoniques. La dislocation au niveau des failles libère de l'énergie élastique sous forme d'ondes sismiques qui se propagent dans la terre et provoquant un tremblement de terre. L'allure générale du mouvement provoqué par un séisme dépend du caractère de l'excitation dans le foyer, de la profondeur du foyer et de la distance épacentrale.

Il est connu que les séismes sont destructeurs et que leur prédiction est très difficile, voire impossible. Par conséquent, la prévention contre les risques sismiques, consiste tout d'abord à construire des structures parasismiques, avec l'application stricte de toutes les prescriptions techniques, les règles et les normes régissant le domaine de la construction. La conception parasismique a comme but d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis-à-vis des actions sismiques. Elle est basée sur le choix raisonné des formes et de la structuration du bâtiment, à partir des enseignements de l'expérience, accompagné d'un contrôle rigoureux de l'exécution sur le chantier.

Pour des ouvrages courants, les objectifs ainsi visés consistent à doter la structure :

- D'une rigidité et d'une résistance suffisantes pour limiter les dommages non-structuraux et éviter les dommages structuraux par un comportement essentiellement élastique de la structure face à un séisme modéré, relativement fréquent.
- D'une ductilité et d'une capacité de dissipation d'énergie adéquate pour permettre à la structure de subir des déplacements inélastiques avec des dommages limités et sans effondrement ni perte de stabilité, face à un séisme majeur, plus rare.

Le Règlement Parasismique Algérien (RPA 99/2003) préconise certaines conditions relatives à la conception et l'exécution des constructions en zones sismiques selon leurs groupes d'usage. A ce titre, il est utile de rappeler que le RPA vise un double objectif :

- Protéger les vies humaines en évitant l'effondrement des ouvrages sous l'effet d'un séisme majeur, par limitation sur le choix des systèmes constructifs ainsi que la hauteur des ouvrages en fonction de l'importance de la sismicité de la zone d'implantation.
- Limiter les dommages dans les éléments secondaires fragiles dus à des déformations imposées par un séisme modéré.

2. Objectifs de l'étude dynamique

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non-amortie. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux voire impossible. C'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

3. Modélisation

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degrés de liberté (DDL) infini, par un modèle ayant un nombre de DDL fini, et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine (la masse, la rigidité et l'amortissement).

En d'autres termes, la modélisation est la recherche d'un modèle simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la rigidité de tous les éléments de la structure.

Etant donné la difficulté et la complexité d'un calcul manuel des efforts internes, la présente étude est faite en modélisant la structure par un modèle tridimensionnel (3D) avec le code de calcul par éléments finis ETABS (V9.7.0) qui est une série très puissante de programme d'analyse dynamique des structures.

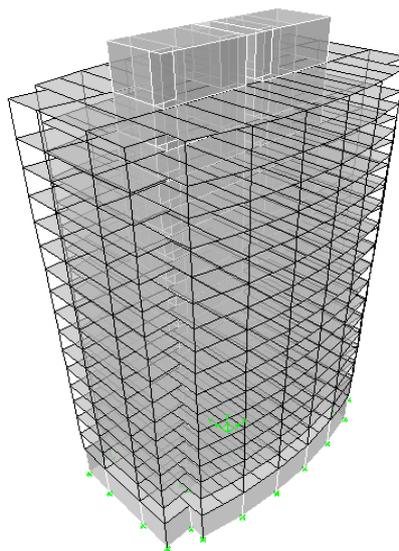


Figure V.1 Modèle 3D de la tour ABC

4. Méthodes de calcul

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- Méthode statique équivalente
- Méthode d'analyse modale spectrale
- Analyse dynamique par accélérographes

L'utilisation de la méthode statique équivalente n'est permise que si l'ouvrage remplit les conditions de son application décrite par l'article 4.1.2 du RPA99/2003.

Concernant l'ouvrage faisant l'objet de cette étude, on ne peut pas utiliser cette méthode, car la hauteur de notre bâtiment qui est de 70,4 mètres, dépasse la limite des 17m fixée par le RPA, donc on opte pour l'utilisation de la méthode spectrale modale, ce qui est permis conformément à l'article 4.1.3 du RPA99/2003.

La méthode d'analyse dynamique par accélérographes n'est pas utilisée, car elle nécessite l'intervention d'un personnel qualifié et spécialisé dans ce domaine.

5. Caractéristiques de la tour

5.1. Classification de l'ouvrage

La classification des ouvrages se fait sur le critère de l'importance de l'ouvrage relativement au niveau sécuritaire, économique et social.

La tour faisant l'objet de notre étude est classée en groupe d'usage 1B, c'est un ouvrage de grande importance dont la hauteur dépasse les 48m, abritant fréquemment de grands rassemblements de personnes.

5.2. Classification du site

D'après l'article 3.3 du RPA 99/2003, les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent.

- **Catégorie S1 : site rocheux.**
- **Catégorie S2 : site ferme.**
- **Catégorie S3 : site meuble.**
- **Catégorie S4 : site très meuble.**

Selon les résultats donnés par le laboratoire de géotechnique, le sol où l'ouvrage est implanté est de catégorie S4 (sol très meuble).

6. Analyse modale spectrale

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

6.1. Spectre de réponse de calcul

Selon l'article 4.3.3 du RPA99/2003, l'action sismique est représentée par le spectre de calcul 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 :

Tab V.1 Facteurs définissant le spectre de réponse

A	Q	R	ξ	η	T₁	T₂
0,3	1,20	3,5	7%	0,8819	0,15	0,7

Le spectre de réponse est donné par le tableau suivant :

Tab V.2 Valeurs du spectre de réponse

T[s]	S_a/g								
0	0,375	1,0	0,223	2,0	0,141	3,0	0,107	4,0	0,067
0,1	0,314	1,1	0,210	2,1	0,136	3,1	0,102	4,1	0,064
0,2	0,283	1,2	0,198	2,2	0,132	3,3	0,096	4,4	0,061
0,3	0,283	1,3	0,188	2,3	0,128	3,3	0,092	4,4	0,059
0,4	0,283	1,4	0,179	2,4	0,125	3,4	0,087	4,4	0,057
0,5	0,283	1,5	0,171	2,5	0,121	3,5	0,083	4,5	0,055
0,6	0,283	1,6	0,163	2,6	0,118	3,6	0,079	4,6	0,053
0,7	0,283	1,7	0,157	2,7	0,115	3,7	0,076	4,7	0,051
0,8	0,259	1,8	0,151	2,8	0,112	3,8	0,072	4,8	0,049
0,9	0,240	1,9	0,146	2,9	0,110	3,9	0,069	4,9	0,047

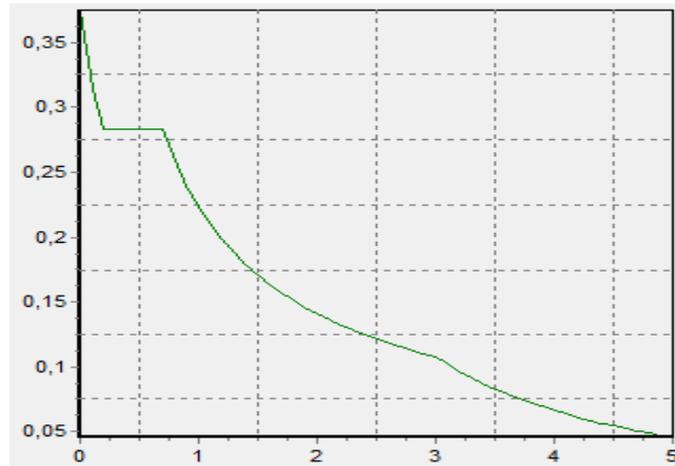


Figure V.2 Allure du spectre de réponse

6.2. Nombre de modes à considérer

D'après l'article 4.3.4 du RPA99/2003, le nombre de modes de vibration à considérer doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit au moins égale à 90% de la masse totale de la structure ;
- Ou que tous les modes retenus aient une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale ;
- Le minimum de modes à retenir est de 3 ;

Dans le cas où les conditions citées ci-dessus ne sont pas observées, le nombre de modes à considérer est donné par l'inégalité suivante :

$$K \geq 3\sqrt{N} \text{ et } T_K \geq 0,20 \text{ s, avec : } \begin{cases} N : \text{nombre de niveaux au dessus du sol ;} \\ T_K : \text{Période du mode K.} \end{cases}$$

Comme notre structure comporte 16 niveaux, le nombre de modes de vibrations à considérer doit être au moins de 12.

6.3. Combinaisons des réponses modales

- Les réponses de deux modes de vibration i et j de périodes T_i, T_j et d'amortissement ξ_i, ξ_j sont considérées comme indépendantes si le rapport :

$$r = T_i / T_j \text{ avec } T_i \leq T_j \text{ Vérifie la relation : } r \leq \frac{10}{10 + \sqrt{\xi_i \times \xi_j}}$$

- Dans le cas où toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par : $E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^k E_i^2}$
- Dans le cas où deux réponses modales ne sont pas indépendantes, E_1 et E_2 par exemple, la réponse totale est donnée par : $E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=1}^k E_i^2}$.

Avec :

E : Effet de l'action sismique considérée ;

E_i : Valeur modale de E selon le mode i ;

K : Nombre de modes retenus.

7. Résultats numériques

7.1. Caractéristiques géométriques de la tour

D'après l'article 4.3.7 du RPA99/2003 et comme on a procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle égale à $\pm 5\%$ L (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Tab V.3 Caractéristiques de la tour

Niveau	Masse [t]	Centre de masse		Centre de torsion		Excentricité [m]	
		X_M [m]	Y_M [m]	X_T [m]	Y_T [m]	e_x [m]	e_y [m]
RDC	1662,69	23,68	15,47	23,33	15,29	1,90	2,55
01	1617,79	23,69	15,40	23,34	15,34	1,90	2,44
02	1573,48	23,69	15,47	23,35	15,36	1,89	2,49
03	1573,48	23,69	15,47	23,36	15,37	1,89	2,47
04	1573,48	23,69	15,47	23,36	15,38	1,88	2,47
05	1560,56	23,69	15,47	23,37	15,38	1,87	2,46
06	1549,87	23,69	15,47	23,38	15,39	1,87	2,46
07	1549,87	23,69	15,47	23,38	15,39	1,86	2,45
08	1549,87	23,69	15,47	23,39	15,40	1,85	2,45
09	1549,87	23,69	15,47	23,39	15,40	1,85	2,45
10	1538,94	23,69	15,47	23,40	15,40	1,84	2,44
11	1530,24	23,69	15,47	23,41	15,40	1,84	2,44
12	1530,24	23,69	15,47	23,41	15,41	1,83	2,44
13	1530,24	23,69	15,47	23,42	15,41	1,83	2,44
14	1594,63	23,67	15,47	23,42	15,41	1,80	2,43
15	1838,94	23,71	15,46	23,43	15,41	1,83	2,43
16	482,35	23,63	15,43	23,43	15,41	1,75	2,39

7.2. Périodes et facteurs de participation massique

L'analyse modale par ETABS nous fournit les résultats suivants :

Tab V.4 Participation des masses modales effectives

Mode	Période	% de la masse modale suivant X	% de la masse modale suivant Y	% Cumulé de la masse modale suivant X	% Cumulé de la masse modale suivant Y
01	1,16660	0,0200	65,6695	0,0200	65,6695
02	0,83738	68,7262	0,0195	68,7461	65,6890
03	0,68062	0,0050	0,0005	68,7511	65,6896
04	0,26441	0,0150	19,8759	68,7662	85,5655
05	0,21776	0,1611	0,0282	68,9273	85,5937
06	0,21126	17,6417	0,0141	86,5690	85,6078
07	0,12215	0,0025	0,0937	86,5715	85,7015
08	0,11175	0,0111	6,5978	86,5826	92,2994
09	0,09934	5,7209	0,0138	92,3035	92,3132
10	0,08257	0,0005	0,0106	92,3040	92,3238
11	0,06723	0,0175	3,1804	92,3215	95,5042
12	0,06350	2,7712	0,0193	95,0927	95,5235
13	0,06236	0,0004	0,0037	95,0931	95,5272
14	0,05011	0,0004	0,0016	95,0935	95,5288
15	0,04767	0,0510	1,7493	95,1445	97,2781

Interprétation des résultats :

- Ce modèle présente une période fondamentale de $T = 1,16$ s ;
- Le premier mode est un mode de translation suivant (yy) ;
- Le deuxième mode est un mode de translation suivant (xx) ;
- Le troisième mode est un mode de rotation avec faible coefficient de participation, le comportement dans ce cas de la structure est bon ;
- Les facteurs de participation massique ont atteint les 90% au 09^{ème} mode de vibration.

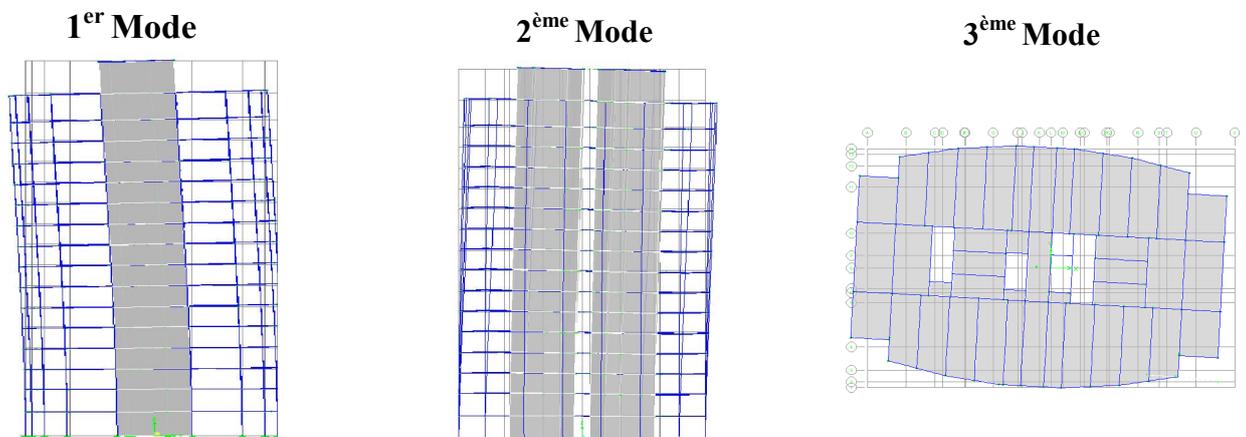


Figure V.3 Principaux modes de vibration

8. Vérification

Les vérifications suivantes sont nécessaires selon le RPA99/2003.

8.1. Vérification de la période fondamentale de la structure

La valeur de la période calculée numériquement ne doit pas dépasser de plus de 30% la valeur calculée par les formules empiriques données par le RPA99/2003.

$$T_{\text{empirique}} = \min \left(C_T \times h_N^{3/4} ; 0,09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D}} \right)$$

Avec :

$h_N = 70,4$ m : hauteur totale de la structure ;

$C_T = 0,05$: Coefficient, fonction du type de contreventement [Tab4.6 RPA99/2003].

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

$T_{\text{empirique}} = \min (1,215 ; 0,919 ; 1,138) = 0,919 \text{ s} \rightarrow 1,3 T_{\text{empirique}} = 1,195 \text{ s}$

$T_{\text{numérique}} = 1,1666 \text{ s} < 1,3 T_{\text{empirique}} \rightarrow$ condition vérifiée.

8.2. Vérification de la résultante de la force sismique

D'après l'article 4.3.6 du RPA99/2003, la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V .

Dans le cas contraire, on doit augmenter tous les paramètres de réponse dans le rapport de $0,8V/V_t$.

Tab V.5 Charge sismique à la base par la méthode statique équivalente

A	Q	R	D _x	D _y	W [MN]	V _x [MN]	V _y [MN]
0,3	1,20	3,5	1,839	1,595	282,14	53,37	46,29

Tab V.6 Charge sismique à la base par la méthode modale spectrale donnée par ETABS

	V _{dx} [MN]	V _{dy} [MN]
Sens X	49,75	1,14
Sens Y	1,14	38,24

Tab V.7 Vérification de l'effort tranchant à la base

	V _{tx} [MN]	V _{ty} [MN]	V [MN]	V _t /V	V _t /V ≥ 0,80
Sens X	50,89	-	53,37	0,95	Vérifié
Sens Y	-	39,38	46,29	0,85	Vérifié

8.3. Vérification au renversement

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique, doit être calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation.

Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction, au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai.

Pour que le bâtiment soit stable au renversement, on doit vérifier la relation suivante :

$$\frac{M_S}{M_R} \geq 1,5$$

Avec :

- M_R : Moment de renversement obtenu à partir des résultats de l'analyse par le logiciel ETABS.
- M_S : Moment stabilisant ; $M_S = W \times L/2$

Tab V.8 Vérification de la stabilité au renversement

	W [MN]	L/2 [m]	Ms [MN.m]	Mr [MN.m]	Ms/Mr	$\frac{M_S}{M_R} \geq 1,5$
Sens X	282,14	23,75	6700,83	2493,33	2,77	vérifié
Sens Y		15,5	4373,17	1843,66	2,37	vérifié

L'ouvrage est donc stable au renversement ($M_S > 1,5 M_R$). De plus le poids des fondations et la butée des terres le rendent encore plus stable.

8.4. Justification vis-à-vis des déformations

L'article 5.10 du RPA99/2003 préconise un déplacement latéral relatif d'un étage par rapport aux autres étages adjacents de l'ordre de 1% de la hauteur d'étage au plus.

Autrement dit, $\Delta_{ek} = \delta_k - \delta_{k-1} \leq 1\% h_e$ avec h_e : hauteur d'étage

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit : $\Delta_k = R \times \Delta_{ek}$

Avec :

- Δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques ;
- $R = 3,5$: Coefficient de comportement.

Tab V.9 Justification vis-à-vis la déformation

Niveau	δ_{ex} [cm]	δ_{ey} [cm]	Δ_{ex} [cm]	Δ_{ey} [cm]	Δ_x [cm]	Δ_y [cm]	1% × he [cm]	Condition
16	6,90	12,57	0,54	0,96	1,89	3,36	6,0	Vérifié
15	6,36	11,61	0,49	1,01	1,72	3,54	5,0	Vérifié
14	5,87	10,60	0,40	0,78	1,40	2,73	3,9	Vérifié
13	5,47	9,82	0,40	0,83	1,40	2,91	3,9	Vérifié
12	5,07	8,99	0,42	0,82	1,47	2,87	3,9	Vérifié
11	4,65	8,17	0,42	0,82	1,47	2,87	3,9	Vérifié
10	4,23	7,35	0,43	0,82	1,51	2,87	3,9	Vérifié
09	3,80	6,53	0,42	0,80	1,47	2,80	3,9	Vérifié
08	3,38	5,73	0,43	0,79	1,51	2,77	3,9	Vérifié
07	2,95	4,94	0,42	0,76	1,47	2,66	3,9	Vérifié
06	2,53	4,18	0,42	0,73	1,47	2,56	3,9	Vérifié
05	2,11	3,45	0,39	0,69	1,37	2,42	3,9	Vérifié
04	1,72	2,76	0,38	0,64	1,33	2,24	3,9	Vérifié
03	1,34	2,12	0,35	0,59	1,23	2,07	3,9	Vérifié
02	0,99	1,53	0,33	0,51	1,16	1,79	3,9	Vérifié
01	0,66	1,02	0,28	0,47	0,98	1,65	3,9	Vérifié
RDC	0,38	0,55	0,25	0,37	0,88	1,30	4,2	Vérifié

8.5. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

D'après l'article 5.9 du RPA99/2003, la justification vis-à-vis de l'effet P-Δ est négligée si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,1$$

Avec :

$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$: Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k » avec $\beta = 0,3$;

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « k » ;

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

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

- Si $0,1 < \theta_k < 0,2$, les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $\frac{1}{1-\theta_k}$.
- Si $\theta_k > 0,2$, la structure est instable et doit être redimensionnée.

Tab V.10 Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta

Niveau	h_k [m]	P_k [MN]	Sens X			Sens Y		
			Δ_k [cm]	V_K [MN]	θ_k	Δ_k [cm]	V_K [MN]	θ_k
16	6	7,81	1,89	2,34	0,011	3,36	2,18	0,019
15	5	25,71	1,72	9,76	0,009	3,54	8,44	0,019
14	3,9	40,86	1,40	15,17	0,010	2,73	12,57	0,019
13	3,9	55,98	1,40	19,73	0,010	2,91	15,87	0,021
12	3,9	66,62	1,47	23,79	0,011	2,87	18,69	0,021
11	3,9	71,09	1,47	27,45	0,010	2,87	21,14	0,019
10	3,9	86,21	1,51	30,77	0,011	2,87	23,32	0,021
09	3,9	101,54	1,47	33,79	0,011	2,80	25,32	0,022
08	3,9	116,87	1,51	36,50	0,012	2,77	27,17	0,023
07	3,9	132,20	1,47	38,95	0,013	2,66	28,90	0,023
06	3,9	147,53	1,47	41,16	0,014	2,56	30,52	0,024
05	3,9	162,86	1,37	43,15	0,013	2,42	32,06	0,023
04	3,9	178,45	1,33	44,89	0,014	2,24	33,50	0,023
03	3,9	194,03	1,23	46,37	0,013	2,07	34,80	0,022
02	3,9	209,62	1,16	47,61	0,013	1,79	35,93	0,020
01	4,2	225,20	0,98	48,63	0,011	1,65	36,91	0,018
RDC	4,5	241,59	0,88	49,34	0,010	1,30	37,66	0,014

$\theta_k < 0,1$ pour chaque niveau « k » et dans les deux directions, on peut donc négliger l'effet P- Δ dans le calcul des éléments.

9. Conclusion

L'étude dynamique de notre tour a vérifié toutes les exigences du RPA99/2003. Le prédimensionnement des éléments et leurs dispositions sont correctes et satisfaisants par rapport à l'étude vis-à-vis du séisme.

CHAPITRE VI

ETUDE AU VENT

1. Introduction

Les effets du vent sur les ouvrages se manifestent essentiellement par des variations de pression par rapport à la pression atmosphérique normale à savoir, des surpressions sur les faces exposées au vent et par des dépressions ou des succions sur les faces situées à l'abri du vent.

Le vent est assimilé à des forces statiques appliquées à la construction supposées horizontales, ces forces peuvent engendrer des effets dynamiques qui dépendent des caractéristiques aérodynamiques de la structure. Ces forces dépendent aussi de plusieurs autres paramètres :

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

Le modèle de calcul est une console encastrée dans le sol soumise à une pression répartie sur la hauteur.

Le calcul doit être établi conformément au règlement neige et vent **RNV99**.

2. Vérification de la stabilité d'ensemble

Le RNV99 impose d'effectuer le calcul séparément pour chacune des directions perpendiculaires aux différentes parois de la construction.

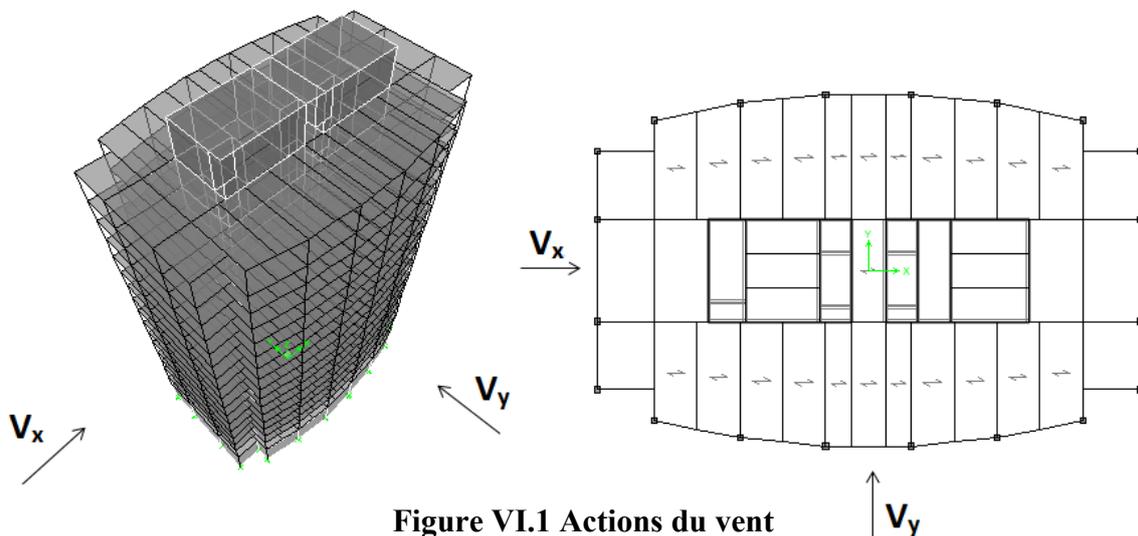


Figure VI.1 Actions du vent

2.1. Détermination du coefficient dynamique C_d

La structure du bâtiment étant en béton armé, on utilise la figure 3.1 [RNV99 chap3.art 2].

➤ Sens x-x :

Pour $h = 70,4\text{m}$ et $b = 31\text{m}$. Et après interpolation, on aura : $C_d = 0,95$;

➤ Sens y-y :

Pour $h = 70,4\text{m}$ et $b = 47,5\text{m}$. Et après interpolation, on aura : $C_d = 0,93$.

D'après l'article 3.2 du 1^{er} chapitre du RNV99, la structure étudiée est peu sensible aux excitations dynamiques ($C_d < 1,2$).

2.2. Détermination de la pression dynamique q_{dyn}

La structure à une hauteur totale $> 10\text{m}$. Il y a donc lieu de subdiviser le maître-couple. Le calcul de la pression dynamique est établi en considérant :

- La tour comme étant constituées de « n » éléments de surface, de hauteur égale à la hauteur d'étage ; « n » étant le nombre de niveaux de la tour ($n=16$) ;
- Pour une structure permanente (dont la durée d'utilisation est supérieure à 5ans) et, d'après l'article 3.2 du chapitre 2 du RNV99, la pression dynamique q_{dyn} est donnée par : $q_{\text{dyn}}(z_j) = q_{\text{ref}} \times C_e(z_j)$.

Avec :

- z_j : distance verticale mesurée à partir du niveau 0,00m jusqu'au centre de l'élément j ;
 - q_{ref} : Pression dynamique de référence donnée en fonction de la zone du vent :

Zone I → $q_{\text{ref}} = 375 \text{ N/m}^2$;
 - C_e : Coefficient d'exposition au vent, il est déterminé par la formule suivante :

$$C_e(z) = C_t(z)^2 \times C_r(z)^2 \times \left[1 + \frac{7 \times K_T}{C_r(z) \times C_t(z)} \right]$$
 - $C_r(z) = K_T \times \ln(z/z_0)$: Coefficient de rugosité pour $Z_{\text{min}} \leq Z \leq 200\text{m}$;
 - $C_t(z) = 1$: Coefficient de topographie (site plat) ;
 - $K_T = 0,17$: Facteur de terrain ;
 - $z_0 = 0,01 \text{ m}$: Paramètre de rugosité;
 - $Z_{\text{min}} = 2 \text{ m}$: Hauteur minimale;
- } **Terrain classé en catégorie I**

Les valeurs de la pression dynamique q_{dyn} pour chaque niveau sont données au tableau suivant :

Tab VI.1 Valeurs des pressions dynamiques

z [m]	$C_r(z)$	$C_e(z)$	$q_{\text{dyn}} [\text{N/m}^2]$	z [m]	$C_r(z)$	$C_e(z)$	$q_{\text{dyn}} [\text{N/m}^2]$
2,250	0,921	1,943	728,788	37,950	1,401	3,630	1361,314
6,600	1,104	2,531	949,309	41,850	1,418	3,697	1386,313
10,650	1,185	2,814	1055,423	45,750	1,433	3,758	1409,263
14,550	1,238	3,006	1127,294	49,650	1,447	3,815	1430,487
18,450	1,278	3,156	1183,407	53,550	1,460	3,867	1450,233
22,350	1,311	3,279	1229,610	57,450	1,472	3,917	1468,702
26,250	1,338	3,384	1268,978	61,900	1,484	3,969	1488,420
30,150	1,362	3,476	1303,332	67,400	1,499	4,030	1511,065
34,050	1,383	3,557	1333,844	70,400	1,506	4,061	1522,711

2.3. Détermination des coefficients de pression C_p

2.3.1. Coefficient de pression intérieure C_{pi}

« Dans le cas des bâtiments avec cloisons intérieures, les valeurs suivantes doivent être utilisées : $C_{pi} = 0,8$ et $C_{pi} = -0,5$ » [Article 2.2.2, Chap 4 RNV99].

2.3.2. Coefficient de pression extérieure C_{pe}

2.3.2.1. Parois Verticales

L'action du vent est supposée perpendiculaire aux parois exposées, il convient de diviser ces dernières comme l'indique la figure 5.1 du RNV99.

Avec : $e = \text{Min} [b, 2h]$ et $h=70,4\text{m}$

➤ **Sens x-x (Pour un niveau courant : $d = 47,5\text{m}$ et $b = 31\text{m}$) :**

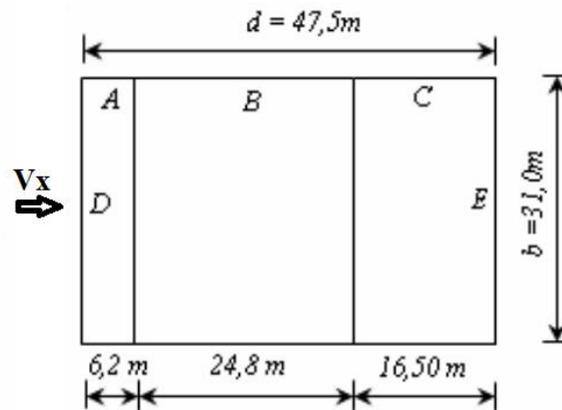


Figure VI.2 Divisions d'un niveau courant (sens x-x)

Les coefficients des pressions extérieures C_{pe} sont donnés dans le tableau suivant :

Tab VI.2 Valeurs des pressions extérieures de la paroi verticale d'un niveau courant (sens x-x)

Zone	A	B	C	D	E
C_{pe}	-1	-0,8	-0,5	0,8	-0,3

➤ **Sens y-y (Pour un niveau courant : $d = 31\text{m}$ et $b = 47,5\text{m}$) :**

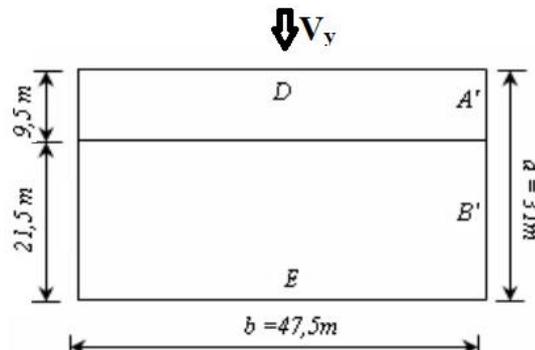


Figure VI.3 Divisions d'un niveau courant (sens y-y)

Chapitre VI : Etude au vent

Les coefficients des pressions extérieures C_{pe} sont donnés dans le tableau suivant :

Tab VI.3 Valeurs des pressions extérieures de la paroi verticale d'un niveau courant (sens y-y)

Zone	A'	B'	D	E
C_{pe}	-1	-0,8	0,8	-0,3

➤ Sens x-x (Pour le niveau de toiture : $d = 31,5$ et $b = 13,6$) :

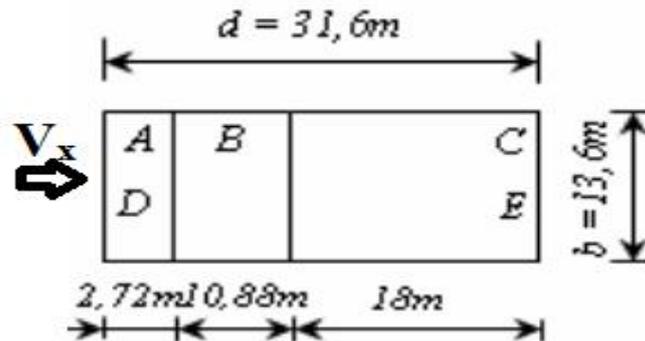


Figure VI.4 Divisions au niveau de la toiture (sens x-x)

Les coefficients des pressions extérieures C_{pe} sont donnés dans le tableau suivant :

Tab VI.4 Valeurs des pressions extérieures de la paroi verticale au niveau de la toiture (sens x-x)

Zone	A	B	C	D	E
C_{pe}	-1	-0,8	-0,5	0,8	-0,3

➤ Sens y-y (Pour le niveau de toiture : $d=13,6$ et $b=31,5$) :

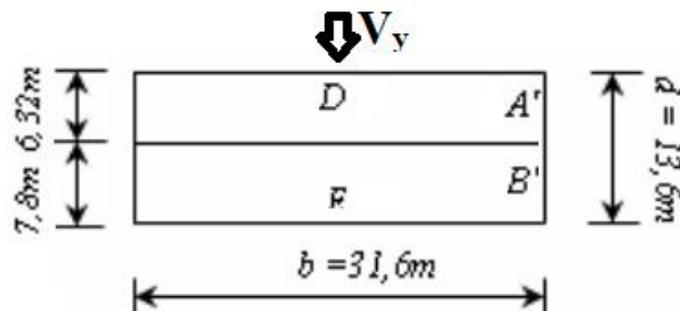


Figure VI.5 Divisions au niveau de la toiture (sens y-y)

Les coefficients des pressions extérieures C_{pe} sont donnés dans le tableau suivant :

Tab VI.5 Valeurs des pressions extérieures de la paroi verticale au niveau de la toiture (sens y-y)

Zone	A'	B'	D	E
C_{pe}	-1	-0,8	0,8	-0,3

2.3.2.2. Toitures plates

Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à 4° . Il convient de diviser la toiture comme l'indique la figure 5.2 du RNV99.

Les toitures de notre bâtiment sont avec acrotère de hauteur $h_{\text{acrotère}} = 0,45\text{m}$.

a. Toiture plate Niv +64,4 m

On a $h_{\text{acrotère}} / h_{\text{totale}} = 0,007$

➤ Sens x-x (d = 47,5m et b = 31m) :

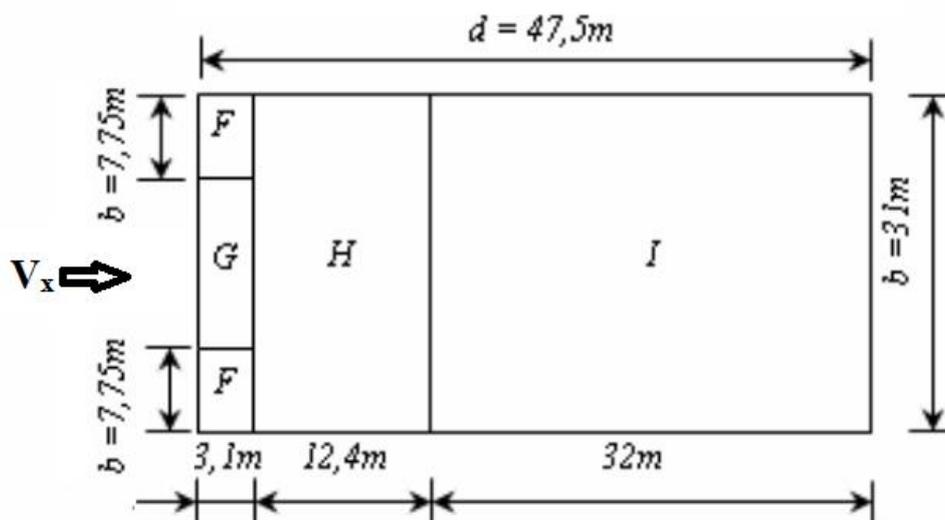


Figure VI.6 Divisions au niveau de la toiture plate niveau+64,4 (sens x-x)

Les coefficients des pressions extérieures C_{pe} sont donnés dans le tableau suivant :

Tab VI.6 Valeurs des pressions extérieures de la toiture plate (sens x-x)

Zone	F	G	H	I
C_{pe}	-1,6	-1,1	-0,7	$\pm 0,2$

➤ Sens y-y (d = 31m et b = 47,5m) :

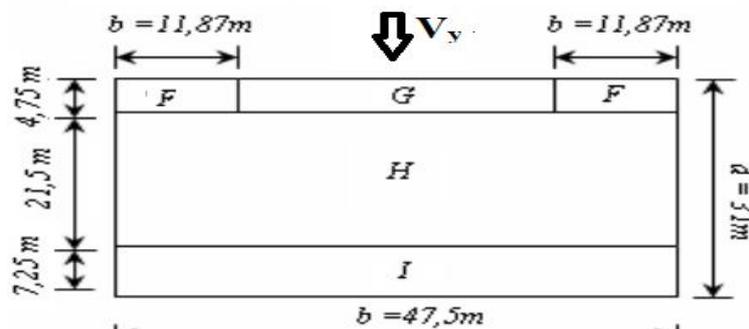


Figure VI.7 Divisions au niveau de la toiture plate niveau+64,4 (sens y-y)

Chapitre VI : Etude au vent

Les coefficients des pressions extérieures C_{pe} sont donnés dans le tableau suivant :

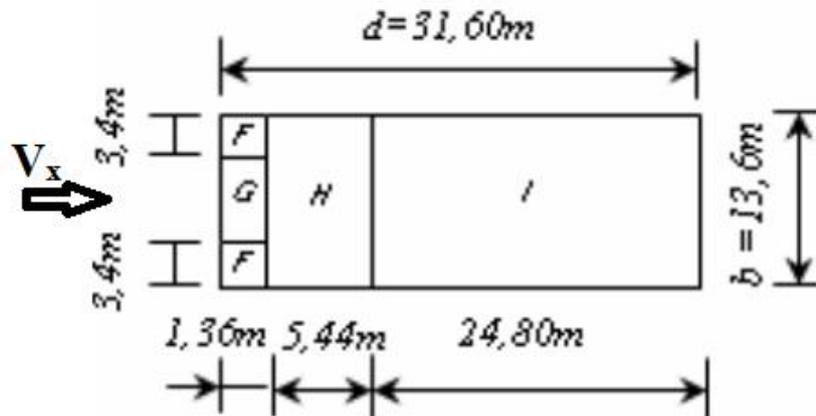
**Tab VI.7 Valeurs des pressions extérieures de la toiture plate
(sens y-y)**

Zone	F	G	H	I
C_{pe}	-1,6	-1,1	-0,7	± 0,2

b. Toiture plate Niv 70,4 m

On a $h_{acrotère} / h_{totale} = 0,0064$

➤ **Sens x-x (d = 31,6m et b = 13,6m) :**



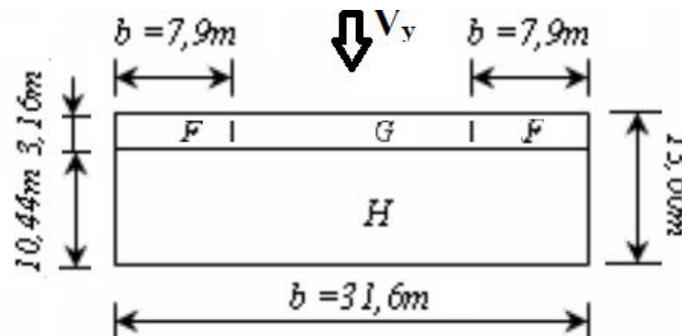
**Figure VI.8 Divisions au niveau de la toiture plate
niveau+70,4 (sens x-x)**

Les coefficients des pressions extérieures C_{pe} sont donnés dans le tableau suivant :

**Tab VI.8 Valeurs des pressions extérieures de la toiture plate
(sens x-x)**

Zone	F	G	H	I
C_{pe}	-1,6	-1,1	-0,7	± 0,2

➤ **Sens y-y (d = 13,6m et b = 31,6m) :**



**Figure VI.9 Divisions au niveau de la toiture plate
niveau+70,4 (sens y-y)**

Chapitre VI : Etude au vent

Les coefficients des pressions extérieures C_{pe} sont donnés dans le tableau suivant :

**Tab VI.9 Valeurs des pressions extérieures de la toiture plate
(sens y-y)**

Zone	F	G	H
C_{pe}	-1,6	-1,1	-0,7

La tour faisant l'objet de notre étude présente une discontinuité au niveau des toitures ; Ce qui nous amène à déterminer les coefficients de pression extérieure au bas des discontinuités donnés dans la figure 5.20 du RNV99.

Tab VI.10 Valeurs des pressions extérieures en bas de discontinuité

h_2 [m]	l_2 [m]	d_2 [m]	$0,5\sqrt{l_2^2 + d_2^2}$ [m]	a_5 [m]	A_p [m ²]	C_{pe}
6	31,6	13,6	17,20	6	686,40	-0,6

2.4. Détermination du coefficient de pression C_p

Le calcul est établi à l'aide de la formule suivante : $C_p = C_{pe} - C_{pi}$. Les résultats sont présentés dans les tableaux ci-après et suivant les deux directions considérées dans le calcul :

➤ **Sens x-x**

**Tab VI.11 Détermination des coefficients C_p
(sens x-x)**

		Zone	C _{pe}	C _{pi,1}	C _{pi,2}	C _{p,1}	C _{p,2}
Parois verticales	Niveau Courant	A	-1	0,8	-0,5	-1,8	-0,5
		B	-0,8	0,8	-0,5	-1,6	-0,3
		C	-0,5	0,8	-0,5	-1,3	0
		D	0,8	0,8	-0,5	0	1,3
		E	-0,3	0,8	-0,5	-1,1	0,2
	Niveau de toiture	A	-1	0,8	-0,5	-1,8	-0,5
		B	-0,8	0,8	-0,5	-1,6	-0,3
		C	-0,5	0,8	-0,5	-1,3	0
		D	0,8	0,8	-0,5	0	1,3
		E	-0,3	0,8	-0,5	-1,1	0,2
Toitures plates	Niv +64,4 m	F	-1,6	0,8	-0,5	-2,4	-1,1
		G	-1,1	0,8	-0,5	-1,9	-0,6
		H	-0,7	0,8	-0,5	-1,5	-0,2
		I	±0,2	0,8	-0,5	-1	0,7
	Niv +70,4 m	F	-1,6	0,8	-0,5	-2,4	-1,1
		G	-1,1	0,8	-0,5	-1,9	-0,6
		H	-0,7	0,8	-0,5	-1,5	-0,2
		I	±0,2	0,8	-0,5	-1	0,7

➤ Sens y-y

**Tab VI.12 Détermination des coefficients Cp
(sens y-y)**

		Zone	C _{pe}	C _{pi,1}	C _{pi,2}	C _{p,1}	C _{p,2}
Parois verticales	Niveau Courant	A'	-1	0,8	-0,5	-1,8	-0,5
		B'	-0,8	0,8	-0,5	-1,6	-0,3
		D	0,8	0,8	-0,5	0	1,3
		E	-0,3	0,8	-0,5	-1,1	0,2
	Niveau de toiture	A'	-1	0,8	-0,5	-1,8	-0,5
		B'	-0,8	0,8	-0,5	-1,6	-0,3
		D	0,8	0,8	-0,5	0	1,3
		E	-0,3	0,8	-0,5	-1,1	0,2
Toitures plates	Niv +64,4 m	F	-1,6	0,8	-0,5	-2,4	-1,1
		G	-1,1	0,8	-0,5	-1,9	-0,6
		H	-0,7	0,8	-0,5	-1,5	-0,2
		I	±0,2	0,8	-0,5	-1	0,7
	Niv +70,4 m	F	-1,6	0,8	-0,5	-2,4	-1,1
		G	-1,1	0,8	-0,5	-1,9	-0,6
		H	-0,7	0,8	-0,5	-1,5	-0,2
		Discontinuité	-0,6	0,8	-0,5	-1,4	-0,1

2.5. 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 :

$$q_j = C_d \times W(z_j) \quad [N/m^2]$$

Avec :

- C_d est le coefficient dynamique de la construction ;
- $W(z_j) = q_{dyn}(z_j) \times [C_{pe} - C_{pi}]$ (en N/m^2) est la pression nette exercée sur l'élément de surface j , calculée à la hauteur z_j relative à l'élément de surface j .

D'où :

$$q_j = C_d \times q_{dyn}(z_j) \times [C_{pe} - C_{pi}]$$

2.5.1. Parois verticales

On représente les résultats de la pression due au vent suivant les deux directions considérées dans le calcul (x-x , y-y) :

Chapitre VI : Etude au vent

➤ Sens x-x (d = 47,5 et b = 31m) :

**Tab VI.13 Valeurs des pressions dues au vent
pour les parois verticales (sens x-x)**

Z [m]	Zone	q_{dvn} [N/m ²]	C_d	$C_{pi} = 0,8$	$C_{pi} = - 0,5$
				q_i [N/m ²]	
2,25	A	728,788	0,95	-1246,227	-346,174
	B	728,788	0,95	-1107,758	-207,705
	C	728,788	0,95	-900,053	0,000
	D	728,788	0,95	0,000	900,053
	E	728,788	0,95	-761,583	138,470
6,60	A	949,309	0,95	-1623,318	-450,922
	B	949,309	0,95	-1442,950	-270,553
	C	949,309	0,95	-1172,397	0,000
	D	949,309	0,95	0,000	1172,397
	E	949,309	0,95	-992,028	180,369
10,65	A	1055,423	0,95	-1804,773	-501,326
	B	1055,423	0,95	-1604,243	-300,796
	C	1055,423	0,95	-1303,447	0,000
	D	1055,423	0,95	0,000	1303,447
	E	1055,423	0,95	-1102,917	200,530
14,55	A	1127,294	0,95	-1927,673	-535,465
	B	1127,294	0,95	-1713,487	-321,279
	C	1127,294	0,95	-1392,208	0,000
	D	1127,294	0,95	0,000	1392,208
	E	1127,294	0,95	-1178,022	214,186
18,45	A	1183,407	0,95	-2023,626	-562,118
	B	1183,407	0,95	-1798,779	-337,271
	C	1183,407	0,95	-1461,508	0,000
	D	1183,407	0,95	0,000	1461,508
	E	1183,407	0,95	-1236,660	224,847
22,35	A	1229,610	0,95	-2102,633	-584,065
	B	1229,610	0,95	-1869,007	-350,439
	C	1229,610	0,95	-1518,568	0,000
	D	1229,610	0,95	0,000	1518,568
	E	1229,610	0,95	-1284,942	233,626
26,25	A	1268,978	0,95	-2169,952	-602,765
	B	1268,978	0,95	-1928,847	-361,659
	C	1268,978	0,95	-1567,188	0,000
	D	1268,978	0,95	0,000	1567,188
	E	1268,978	0,95	-1326,082	241,106
30,15	A	1303,332	0,95	-2228,698	-619,083
	B	1303,332	0,95	-1981,065	-371,450
	C	1303,332	0,95	-1609,615	0,000
	D	1303,332	0,95	0,000	1609,615
	E	1303,332	0,95	-1361,982	247,633
34,05	A	1333,844	0,95	-2280,873	-633,576
	B	1333,844	0,95	-2027,443	-380,146
	C	1333,844	0,95	-1647,297	0,000
	D	1333,844	0,95	0,000	1647,297
	E	1333,844	0,95	-1393,867	253,430

Chapitre VI : Etude au vent

37,950	A	1361,314	0,95	-2327,847	-646,624
	B	1361,314	0,95	-2069,197	-387,974
	C	1361,314	0,95	-1681,223	0,000
	D	1361,314	0,95	0,000	1681,223
	E	1361,314	0,95	-1422,573	258,650
41,850	A	1386,313	0,95	-2370,595	-658,499
	B	1386,313	0,95	-2107,196	-395,099
	C	1386,313	0,95	-1712,097	0,000
	D	1386,313	0,95	0,000	1712,097
	E	1386,313	0,95	-1448,697	263,399
45,750	A	1409,263	0,95	-2409,840	-669,400
	B	1409,263	0,95	-2142,080	-401,640
	C	1409,263	0,95	-1740,440	0,000
	D	1409,263	0,95	0,000	1740,440
	E	1409,263	0,95	-1472,680	267,760
49,650	A	1430,487	0,95	-2446,133	-679,481
	B	1430,487	0,95	-2174,340	-407,689
	C	1430,487	0,95	-1766,651	0,000
	D	1430,487	0,95	0,000	1766,651
	E	1430,487	0,95	-1494,859	271,793
53,550	A	1450,233	0,95	-2479,898	-688,861
	B	1450,233	0,95	-2204,354	-413,316
	C	1450,233	0,95	-1791,038	0,000
	D	1450,233	0,95	0,000	1791,038
	E	1450,233	0,95	-1515,493	275,544
57,450	A	1468,702	0,95	-2511,480	-697,633
	B	1468,702	0,95	-2232,427	-418,580
	C	1468,702	0,95	-1813,847	0,000
	D	1468,702	0,95	0,000	1813,847
	E	1468,702	0,95	-1534,794	279,053
61,900	A	1488,420	0,95	-2545,198	-707,000
	B	1488,420	0,95	-2262,398	-424,200
	C	1488,420	0,95	-1838,199	0,000
	D	1488,420	0,95	0,000	1838,199
	E	1488,420	0,95	-1555,399	282,800
67,400	A	1511,065	0,95	-2583,921	-717,756
	B	1511,065	0,95	-2296,819	-430,654
	C	1511,065	0,95	-1866,165	0,000
	D	1511,065	0,95	0,000	1866,165
	E	1511,065	0,95	-1579,063	287,102
70,400	A	1522,711	0,95	-2603,836	-723,288
	B	1522,711	0,95	-2314,521	-433,973
	C	1522,711	0,95	-1880,548	0,000
	D	1522,711	0,95	0,000	1880,548
	E	1522,711	0,95	-1591,233	289,315

Chapitre VI : Etude au vent

➤ Sens y-y (d = 31m et b = 47,5m) :

**Tab VI.14 Valeurs des pressions dues au vent
pour les parois verticales (sens y-y)**

Z [m]	Zone	q_{dvn} [N/m ²]	C_d	$C_{pi} = 0,8$	$C_{pi} = -0,5$
				q_i [N/m ²]	
2,25	A'	728,788	0,93	-1219,991	-338,886
	B'	728,788	0,93	-1084,437	-203,332
	D	728,788	0,93	0,000	881,105
	E	728,788	0,93	-745,550	135,555
6,6	A'	949,309	0,93	-1589,143	-441,429
	B'	949,309	0,93	-1412,572	-264,857
	D	949,309	0,93	0,000	1147,715
	E	949,309	0,93	-971,143	176,571
10,65	A'	1055,423	0,93	-1766,778	-490,772
	B'	1055,423	0,93	-1570,469	-294,463
	D	1055,423	0,93	0,000	1276,006
	E	1055,423	0,93	-1079,698	196,309
14,55	A'	1127,294	0,93	-1887,090	-524,192
	B'	1127,294	0,93	-1677,413	-314,515
	D	1127,294	0,93	0,000	1362,898
	E	1127,294	0,93	-1153,222	209,677
18,45	A'	1183,407	0,93	-1981,023	-550,284
	B'	1183,407	0,93	-1760,910	-330,171
	D	1183,407	0,93	0,000	1430,739
	E	1183,407	0,93	-1210,625	220,114
22,35	A'	1229,610	0,93	-2058,367	-571,769
	B'	1229,610	0,93	-1829,660	-343,061
	D	1229,610	0,93	0,000	1486,598
	E	1229,610	0,93	-1257,891	228,707
26,25	A'	1268,978	0,93	-2124,269	-590,075
	B'	1268,978	0,93	-1888,239	-354,045
	D	1268,978	0,93	0,000	1534,194
	E	1268,978	0,93	-1298,164	236,030
30,15	A'	1303,332	0,93	-2181,778	-606,049
	B'	1303,332	0,93	-1939,358	-363,630
	D	1303,332	0,93	0,000	1575,728
	E	1303,332	0,93	-1333,309	242,420
34,05	A'	1333,844	0,93	-2232,855	-620,237
	B'	1333,844	0,93	-1984,760	-372,142
	D	1333,844	0,93	0,000	1612,617
	E	1333,844	0,93	-1364,522	248,095
37,95	A'	1361,314	0,93	-2278,840	-633,011
	B'	1361,314	0,93	-2025,635	-379,807
	D	1361,314	0,93	0,000	1645,829
	E	1361,314	0,93	-1392,624	253,204
41,85	A'	1386,313	0,93	-2320,688	-644,636
	B'	1386,313	0,93	-2062,834	-386,781
	D	1386,313	0,93	0,000	1676,052
	E	1386,313	0,93	-1418,198	257,854
45,75	A'	1409,263	0,93	-2359,106	-655,307
	B'	1409,263	0,93	-2096,983	-393,184
	D	1409,263	0,93	0,000	1703,799
	E	1409,263	0,93	-1441,676	262,123

Chapitre VI : Etude au vent

49,65	A'	1430,487	0,93	-2394,635	-665,176
	B'	1430,487	0,93	-2128,565	-399,106
	D	1430,487	0,93	0,000	1729,459
	E	1430,487	0,93	-1463,388	266,071
53,55	A'	1450,233	0,93	-2427,690	-674,358
	B'	1450,233	0,93	-2157,947	-404,615
	D	1450,233	0,93	0,000	1753,332
	E	1450,233	0,93	-1483,588	269,743
57,45	A'	1468,702	0,93	-2458,607	-682,946
	B'	1468,702	0,93	-2185,429	-409,768
	D	1468,702	0,93	0,000	1775,661
	E	1468,702	0,93	-1502,482	273,179
61,9	A'	1488,420	0,93	-2491,615	-692,115
	B'	1488,420	0,93	-2214,769	-415,269
	D	1488,420	0,93	0,000	1799,500
	E	1488,420	0,93	-1522,654	276,846
67,4	A'	1511,065	0,93	-2529,523	-702,645
	B'	1511,065	0,93	-2248,465	-421,587
	D	1511,065	0,93	0,000	1826,878
	E	1511,065	0,93	-1545,819	281,058
70,4	A'	1522,711	0,93	-2549,018	-708,061
	B'	1522,711	0,93	-2265,794	-424,836
	D	1522,711	0,93	0,000	1840,958
	E	1522,711	0,93	-1557,733	283,224

2.5.2. Toiture plate

➤ Sens x-x :

**Tab VI.15 Valeurs des pressions dues au vent
pour les toitures plates (sens x-x)**

Z [m]	Zone	q_{dyn} [N/m ²]	C_d	$C_{pi} = 0,8$	$C_{pi} = -0,5$
				q_i [N/m ²]	
Niv 64,4m	F	1511,065	0,95	-3445,228	-1579,063
	G	1511,065	0,95	-2727,472	-861,307
	H	1511,065	0,95	-2153,268	-287,102
	I	1511,065	0,95	-1435,512	1004,858
Niv 70,4m	F	1522,711	0,95	-3471,781	-1591,233
	G	1522,711	0,95	-2748,493	-867,945
	H	1522,711	0,95	-2169,863	-289,315
	I	1522,711	0,95	-1446,575	1012,603

➤ Sens y-y :

**Tab VI.16 Valeurs des pressions dues au vent
pour les toitures plates (sens y-y)**

Z [m]	Zone	q_{dyn} [N/m ²]	C_d	$C_{pi} = 0,8$	$C_{pi} = -0,5$
				q_i [N/m ²]	
Niv 64,4m	F	1511,065	0,93	-3372,697	-1545,819
	G	1511,065	0,93	-2670,052	-843,174
	H	1511,065	0,93	-2107,936	-281,058
	I	1511,065	0,93	-1405,290	983,703
Niv 70,4m	F	1522,711	0,93	-3398,691	-1557,733
	G	1522,711	0,93	-2690,630	-849,673
	H	1522,711	0,93	-2124,182	-283,224

2.6. Calcul des forces de frottement F_{fr}

On doit tenir compte d'une force complémentaire pour le calcul des constructions allongées de catégorie I lorsque l'un des deux rapports d/b ou d/h est supérieur ou égal à 3.

Avec :

b : Dimension de la construction perpendiculaire au vent ;

h = 70,4m : Hauteur de la construction ;

d : Dimension de la construction parallèle au vent.

Tab VI.17 Calcul des forces de frottement F_{fr}

Sens	b [m]	d [m]	d/b	d/h	F_{fr} [N]
x-x	31	47,5	1,53 < 3	0,67 < 3	0
y-y	47,5	31	0,65 < 3	0,44 < 3	0

On néglige les effets des forces de frottement car la condition sur les deux rapports n'est pas vérifiée.

2.7. Force résultante

La résultante R se décompose en deux forces :

- Une force globale horizontale F_w , qui correspond à la résultante des forces horizontales, agissant sur les parois verticales de la construction et la composante horizontale des forces appliquées au niveau de l'acrotère.
- Une force de soulèvement F_u .

La force résultante R est donnée par la formule suivante :

$$\mathbf{R} = \sum (\mathbf{q}_j \times \mathbf{S}_j) + \sum \mathbf{F}_{frj}$$

Avec :

- \sum : Désigne la somme vectorielle pour tenir compte du sens des forces ;
- q_j : La pression du vent qui s'exerce sur un élément de surface j ;
- S_j : L'air de l'élément de surface j ;
- F_{frj} : Désigne les forces de frottement éventuelles.

Les résultats du calcul de la résultante des forces des pressions agissant aux deux surfaces de la construction sont résumés dans le tableau suivant :

Avec :

R_i : Résultante des forces des pressions ;

V_t : Effort tranchant à la base dû à l'action sismique.

Tab VI.18 Résultats de calcul

Sens	R ₁ [MN]	R ₂ [MN]	V _x [MN]	V _y [MN]	W [MN]	Remarques
x-x	-1,54	2,11	50,89	39,38	282,14	$R_{x-x} < V_{tx}$
y-y	-4,46	6,08				$R_{y-y} < V_{ty}$
z	- 4,32					$R_z < W$

3. Conclusion

Par une comparaison des actions du vent à celles du séisme, on remarque que ces dernières sont plus importantes. Aussi, la probabilité d'avoir les deux actions simultanément est faible. Donc, on va concentrer notre étude sur sollicitations dues aux séismes qui engendrent un effet plus défavorable.

CHAPITRE VII

**FERRAILLAGE DES
ELEMENTS
STRUCTURAUX**

1. Introduction

Nous allons procéder à la détermination du ferrailage des éléments résistants de notre structure (poteaux, poutres et voiles). Ensuite, nous procéderons à la vérification de la conformité de ce dernier aux règles de calcul en vigueur en Algérie, à savoir : CBA93, BAEL91, et RPA99/2003.

2. Ferrailage des poteaux

Les poteaux sont calculés en flexion composée, en tenant compte des combinaisons considérées comme suit :

ELU.....	$1.35G+1.5Q$
ELS.....	$G + Q$
RPA99/2003.....	$G+Q + E$
	$0.8G\pm E$

Et en procédant à des vérifications à l'ELS.

2.1. Détermination des armatures longitudinales

2.1.1. Recommandations du RPA99/2003 [Article 7.4.2]

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.

Tab VII.1 Recommandations du RPA sur les armatures longitudinales

Poteau	$A_{s \min}$ [cm ²]	$A_{s \max}$ [cm ²]	
		Zone courante	Zone de recouvrement
90 × 90	72,90	324	486
80 × 80	57,60	256	384
70 × 70	44,10	196	294
60 × 60	32,40	144	216
50 × 50	22,50	100	150

- ✓ Le diamètre minimal est de $\emptyset 12$.
- ✓ La longueur du recouvrement minimale est de $L_r = 50 \emptyset$ (Zone III).
- ✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser $L = 20 \text{ cm}$ (Zone III).
- ✓ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

Chapitre VII : Ferrailage des éléments structuraux

2.1.2. Détermination des sollicitations

Les armatures sont déterminées sous l'effet des sollicitations les plus défavorables, en considérant les trois cas de chargement possibles suivants :

- $N_{max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$;
- $M_{max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$;
- $N_{min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$.

Les sollicitations de calcul pour ces trois cas de chargements, obtenues par le logiciel de calcul ETABS sont répertoriées dans les tableaux suivants :

1- $N_{max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$

Tab VII.2 Sollicitations de calcul pour le cas de charge $N_{max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$

Niveaux	Section des poteaux [cm ²]	Combinaisons de charges	N_{max} [kN]	$M_{\text{correspondant}}$ [kN.m]	V_{max} [kN]
SOUS-SOL	90×90	ELU	4314,79	48,654	22,19
RDC, 1 ^{er} étage	80×80	ELU	9546,69	106,26	-41,45
2 ^{ème} étage - 5 ^{ème} étage	70×70	ELU	8140,4	42,404	20,64
6 ^{ème} étage - 10 ^{ème} étage	60×60	ELU	5656,38	36,819	19,76
11 ^{ème} étage - 15 ^{ème} étage	50×50	ELU	2782,16	62,786	-35,09

2- $M_{max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$

Tab VII.3 Sollicitations de calcul pour le cas de charge $M_{max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$

Niveaux	Section des poteaux [cm ²]	Combinaisons de charges	M_{max} [kN.m]	$N_{\text{correspondant}}$ [kN]	V_{max} [kN]
SOUS-SOL	90×90	G + Q + Ey	395,987	2378,92	107,11
RDC, 1 ^{er} étage	80×80	G + Q + Ey	745,744	5403,32	245,35
2 ^{ème} étage - 5 ^{ème} étage	70×70	G + Q + Ey	623,546	3588,22	325,78
6 ^{ème} étage - 10 ^{ème} étage	60×60	G + Q + Ey	572,434	1842,31	303
11 ^{ème} étage - 15 ^{ème} étage	50×50	G + Q + Ey	398,022	2007,88	203,16

3- $N_{min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$

Tab VII.4 Sollicitations de calcul pour le cas de charge $N_{min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$

Niveaux	Section des poteaux [cm ²]	Combinaisons de charges	N_{min} [kN.m]	$M_{\text{correspondant}}$ [kN]	V_{max} [kN]
SOUS-SOL	90×90	0,8G+ Ex	1,24	103,321	45
RDC, 1 ^{er} étage	80×80	0,8G + Ey	699,98	94,75	138,89
2 ^{ème} étage - 5 ^{ème} étage	70×70	0,8G + Ey	418,12	184,725	197,47
6 ^{ème} étage - 10 ^{ème} étage	60×60	0,8G + Ey	260,42	208,901	189,35
11 ^{ème} étage - 15 ^{ème} étage	50×50	0,8G + Ey	83,83	187,87	121,75

2.1.3. Ferrailage adopté pour les poteaux

Les armatures longitudinales obtenues pour les poteaux des différents niveaux sont répertoriées dans le tableau suivant :

Tab VII.5 Ferrailage des poteaux

Niveau	N [KN]	M [KN.m]	As' [cm ²]	As [cm ²]	A _{min} [cm ²]	Choix des armatures	A _{adoptée} [cm ²]
SOUS-SOL (90×90)	N _{max} = 4314,79	M _{cor} = 48,654	0	0	72,90	16HA25	78,50
	N _{cor} = 2378,92	M _{max} = 395,987	0	0			
	N _{min} = 1,24	M _{cor} = 103,321	0	3,57			
RDC, 1 ^{er} étage (80×80)	N _{max} = 9546,69	M _{cor} = 106,26	0	2,53	57,60	20HA20	62,80
	N _{cor} = 5403,32	M _{max} = 745,744	0	0			
	N _{min} = 699,98	M _{cor} = 94,75	0	0			
2 ^{ème} étage - 5 ^{ème} étage (70×70)	N _{max} = 8140,4	M _{cor} = 42,404	0	0	44,10	8HA25	51,81
	N _{cor} = 3588,22	M _{max} = 623,546	0	0		+	
	N _{min} = 418,12	M _{cor} = 184,725	0	1,68		4HA20	
6 ^{ème} étage - 10 ^{ème} étage (60×60)	N _{max} = 5656,38	M _{cor} = 36,819	0	0	32,40	8HA20	33,16
	N _{cor} = 1842,31	M _{max} = 572,434	0	12,29		+	
	N _{min} = 260,42	M _{cor} = 208,901	0	5,81		4HA16	
11 ^{ème} étage - 15 ^{ème} étage (50×50)	N _{max} = 2782,16	M _{cor} = 62,786	0	0	22,50	12HA16	24,11
	N _{cor} = 2007,88	M _{max} = 398,022	0	0			
	N _{min} = 83,83	M _{cor} = 187,87	0	8,81			

Remarque :

- On constate que les poteaux sont ferrillés par la section d'armatures minimale préconisée par le RPA99/2003
- La condition de non-fragilité donnée par l'article A.4.2.1 du BAEL 91/99 :

$$A_{s \min} \geq \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 50 \times 47 \times 2,4}{500} = 2,60 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{« condition vérifiée »}.$$

2.2. Détermination des armatures transversales

Les calculs sont établis pour l'effort tranchant maximal sollicitant les poteaux à chaque niveau.

❖ Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\bullet \tau = \frac{V_{max}}{b.d}$$

$$\bullet \bar{\tau}_{bu} = \rho_d f_{c28}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{Si } \lambda_g > 5 \\ 0,04 & \text{dans le cas contraire} \end{cases} \quad \lambda_g = l_f/a$$

- $\bar{\tau} = \min(0.15 f_{c28}/\gamma_b; 4\text{MPa}) = 3\text{MPa}$ « Fissuration peu nuisible ».
- λ_g : élancement géométrique du poteau.
- l_f : longueur de flambement du poteau « $l_f = l_0$ Poteau bi-rotulé »
- V_u : effort tranchant du calcul

Tab VII.6 Vérifications des contraintes tangentielles

Niveaux	$V_{max}[\text{kN}]$	$\tau[\text{MPa}]$	l_f	λ_g	ρ_d	$\bar{\tau}_{bu}[\text{MPa}]$	$\bar{\tau}[\text{MPa}]$
SOUS-SOL	107,11	0,147	6,60	7,33	0,075	2,25	3
RDC	245,35	0,426	4,5	5,625	0,075	2,25	
1	245,35	0,426	4,2	5,25	0,075	2,25	
2 ^{eme} au 5 ^{eme} étage	325,78	0,738	3,9	5,57	0,075	2,25	
6 ^{eme} au 10 ^{eme} étage	303	0,935	3,9	6,5	0,075	2,25	
11 ^{eme} au 14 ^{eme} étage	203,16	0,903	3,9	7,8	0,075	2,25	
15 ^{eme} étage	203,16	0,903	5	10	0,075	2,25	

Donc toutes les conditions sont vérifiées.

❖ Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h f_c}$$

h : Hauteur totale de la section brute.

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

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

S_t : espacement des armatures transversales.

a, b : dimensions de section droite du poteau.

$$\begin{cases} S_t \leq 10\text{cm} & \text{en zone nodale : On opte pour } S_t = 10\text{cm} \\ S_t \leq \text{Min} \left(\frac{b_l}{2}, \frac{h_l}{2}, 10\Phi_l \right) & \text{en zone courante : On opte pour } S_t = 15\text{cm} \end{cases}$$

Φ_l : est le diamètre des armatures longitudinales du poteau.

Tab VII.7 Détermination des armatures transversales des poteaux

Niveaux	V_u [kN]	ρ_a	h[cm]	f_c [MPa]	A_t [cm ²]	
					Zone nodale	Zone courante
SOUS-SOL	107,11	2,5	90	500	0,59	0,89
RDC et 1 ^{er} étage	245,35	2,5	80		1,53	2,30
2 ^{eme} au 5 ^{eme} étage	325,78	2,5	70		2,33	3,49
6 ^{eme} au 10 ^{eme} étage	303	2,5	60		2,52	3,78
11 ^{eme} au 15 ^{eme} étage	203,16	2,5	50		2,03	3,05

❖ La quantité minimale des armatures transversales $\frac{A_t}{b S_t}$ en % est donnée comme suit :

- $\lambda_g \geq 5 \rightarrow A_{\min} = 0,3\%$
- $\lambda_g \leq 3 \rightarrow A_{\min} = 0,8\%$
- $3 < \lambda_g < 5 \rightarrow$ Interpolation entre les valeurs limites du poteau.

Les armatures transversales obtenues pour les poteaux des différents niveaux sont répertoriées dans le tableau suivant :

Tab VII.8 Ferrailage transversal des poteaux

Niveau	b[cm]	λ_g	$A_{t \min}$ [cm ²]		A_t adoptée
			Zone nodale	Zone courante	
SOUS-SOL	90	7,33	2,7	4,05	8HA10 (3 cadres HA10)
RDC+1	80	5,625	2,4	3,6	6HA10 (3 cadres HA10)
		5,25			
2 ^{eme} au 5 ^{eme} étage	70	5,57	2,1	3,15	6HA10 (3 cadres HA10)
6 ^{eme} au 10 ^{eme} étage	60	6,5	1,8	2,7	6HA10 (3 cadres HA10)
11 ^{eme} au 15 ^{eme} étage	50	7,8	1,5	2,25	6HA10 (3 cadres HA10)
		10			

2.3. Vérification aux ELS

Après avoir fait le calcul du ferrailage longitudinal des poteaux à l'ELU, il est nécessaire de faire une vérification à l'état limite de service.

- Les contraintes sont calculées à l'ELS sous les sollicitations de (N_{ser} ; M_{ser}) ;
- La fissuration est considérée préjudiciable donc, on a une limitation des contraintes de traction dans l'acier;
- la contrainte du béton est limitée par : $\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 18\text{MPa}$.

Les résultats obtenus sont répertoriés dans le tableau suivant :

Tab VII.9 Vérification aux ELS ($\sigma_b \leq \sigma_{bc}$)

Niveau	Section des poteaux [cm ²]	N _{ser} [kN]	M _{ser} [kN.m]	σ_b [MPa]	σ_s [MPa]	$\sigma_{bc,adm}$ [MPa]	$\sigma_{s,adm}$ [MPa]	Observation
SOUS-SOL	90 × 90	3125,52	35,916	3,6	53,8	18	250	Vérifiée
RDC, 1 ^{er} étage	80 × 80	6904,93	78,571	10,2	151,6			Vérifiée
2 ^{ème} étage - 5 ^{ème} étage	70 × 70	5891,27	31,975	10,8	161,1			Vérifiée
6 ^{ème} étage - 10 ^{ème} étage	60 × 60	4093,76	26,576	10,5	157,3			Vérifiée
11 ^{ème} étage - 15 ^{ème} étage	50 × 50	2015,34	44,34	8,6	126,7			Vérifiée

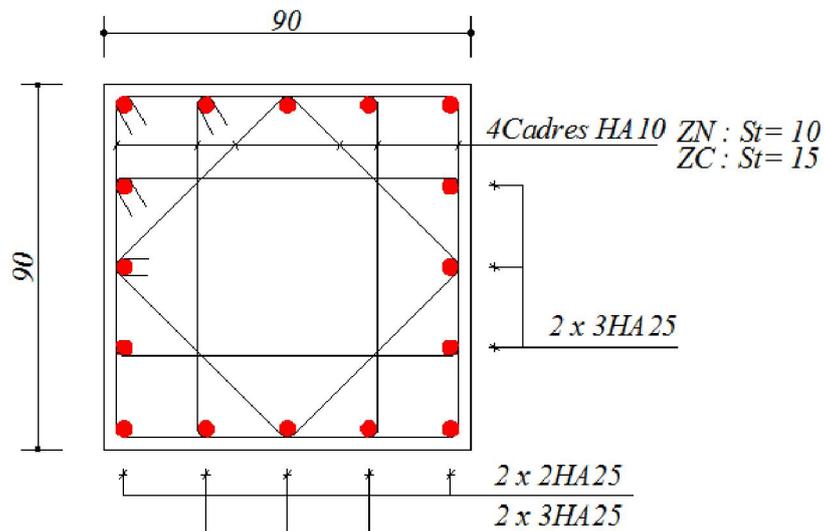


Figure VII.1 Schéma de ferrailage des poteaux du SOUS-SOL

3. Ferrailage des poutres

Le ferrailage des poutres se fait en flexion simple en tenant compte des combinaisons suivantes :

ELU.....	1.35G+1.5Q
ELS.....	G + Q
RPA99/2003.....	G+Q±E
	0.8G±E

3.1. Détermination des armatures longitudinales

3.1.1. Recommandations du RPA99 version 2003 [Article 7.5.2]

Pour le calcul du ferrailage des poutres, on doit respecter les conditions suivantes :

Tab VII.10 Recommandations du RPA sur les armatures longitudinales

Poutre	A_{min} [cm ²]	A_{max} [cm ²]	
		Zone courante	Zone de recouvrement
Poutre d'axe : C1, B, E et C2 (50 × 65)	16,25	130	195
Poutres d'axe : C, D, 1 – 8 (50 × 70)	17,5	140	210

- La longueur du recouvrement est de 50Φ (Zone III).
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rives et d'angles doit être effectué avec des crochets à 90° .
- On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

3.1.2. Ferrailage adopté pour les poutres

Les armatures longitudinales obtenues pour les différentes poutres sont répertoriées dans le tableau suivant :

Tab VII.11 Ferrailage longitudinal des poutres

Dimensions des poutres [cm ²]	Niveaux	Combinaisons	En travée		Sur appuis		$A_{s, min}$ RPA. [cm ²]
			M [kN.m]	A_s [cm ²]	M [kN.m]	A_s [cm ²]	
50 × 70	Etage courant	G + Q + Ey	487,54	18,01	-500,54	18,53	17,5
	2 ^{ème} étage	G + Q + Ey	353,82	12,79	-403,93	14,72	17,5
	16 ^{ème} étage	G + Q + Ey	190,92	6,73	-220,07	7,79	17,5
			6HA20		6HA20		
50 × 65	Etage courant	G + Q + Ex	272,25	10,57	-396,39	15,76	16,25
	2 ^{ème} étage	G + Q + Ex	224,92	8,66	-352,34	13,89	16,25
	16 ^{ème} étage	G + Q + Ex	199,77	7,66	-244,34	9,44	16,25
			6HA20		6HA20		

Vérification de la condition de non-fragilité

$$\text{Poutre } (50 \times 70) : A_{s \min} \geq \frac{0,23 \times b \times d \times ft_{28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 50 \times 67 \times 2,4}{500} = 3,69 \text{ cm}^2 \text{ « condition vérifiée ».}$$

$$\text{Poutre } (50 \times 65) : A_{s \min} \geq \frac{0,23 \times b \times d \times ft_{28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 50 \times 62 \times 2,4}{500} = 3,42 \text{ cm}^2 \text{ « condition vérifiée ».}$$

3.2. Détermination des armatures transversales

Les calculs sont établis pour l'effort tranchant maximal sollicitant les différentes poutres.

❖ Vérification de la contrainte de cisaillement [Article A.5.1.2 CBA 93] :

$$\tau = \frac{V_{max}}{b \cdot d} < \min(0,15 f_{c28}/\gamma_b ; 4\text{MPa}) = 3\text{MPa} \text{ (Fissuration peu nuisible).}$$

Tab VII.12 Vérification des contraintes tangentielles

Dimension des poutres [cm ²]	V _{max} [kN]	τ [MPa]	τ̄ [MPa]
50 × 70	168,47	0,75	3
50 × 65	213,92	0,95	

Toutes les conditions sont vérifiées.

❖ Les armatures transversales des poutres sont calculées d'après l'article 7.5.2.2 du RPA99/2003 à l'aide de la formule suivante : **A_t = 0,003 × S_t × b**

L'espacement maximal entre les armatures transversales est donné comme suit :

- S_t ≤ min($\frac{h}{4}$, 12Φ₁) en zone nodale.

- S_t ≤ $\frac{h}{2}$ en zone de recouvrement.

Φ₁ : Le plus petit diamètre utilisé des armatures longitudinales et dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

Les armatures transversales adoptées sont répertoriées dans le tableau suivant :

Tab VII.13 Ferrailage transversal des poutres

Dimensions des poutres [cm ²]	S _t [cm] [RPA99/2003]		A _t [cm ²]		A _{t, adoptée} [cm ²]
	Zone nodale	Zone courante	Zone nodale	Zone courante	
70 × 50	10	20	1,5	3	4HA10 1 Cadre + 1 Etrier
65 × 50	10	20	1,5	1,5	

3.3. Vérification aux ELS

La fissuration dans le cas des poutres étant considérée peu nuisible, alors la vérification à l'état limite d'ouverture des fissures n'est pas nécessaire. On doit juste faire une vérification à l'état limite de déformation du béton en compression. $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18 MPa$

Tab VII.14 Vérification aux ELS

Dimensions des poutres [cm ²]	Niveaux	En travée		Sur appuis		$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]
		M _{service} [kN.m]	σ_{bc} [MPa]	M _{service} [kN.m]	σ_{bc} [MPa]	
50 × 70	Etage courant	121,74	3,1	-164,48	4,7	18
	2 ^{ème} étage	115,651	3,0	-149,978	4,3	
	16 ^{ème} étage	70,32	1,8	-97,72	2,8	
50 × 65	Etage courant	154,16	4,5	-176,34	5,6	
	2 ^{ème} étage	178,16	5,2	-174,96	5,6	
	16 ^{ème} étage	177,10	5,2	-163,76	5,2	

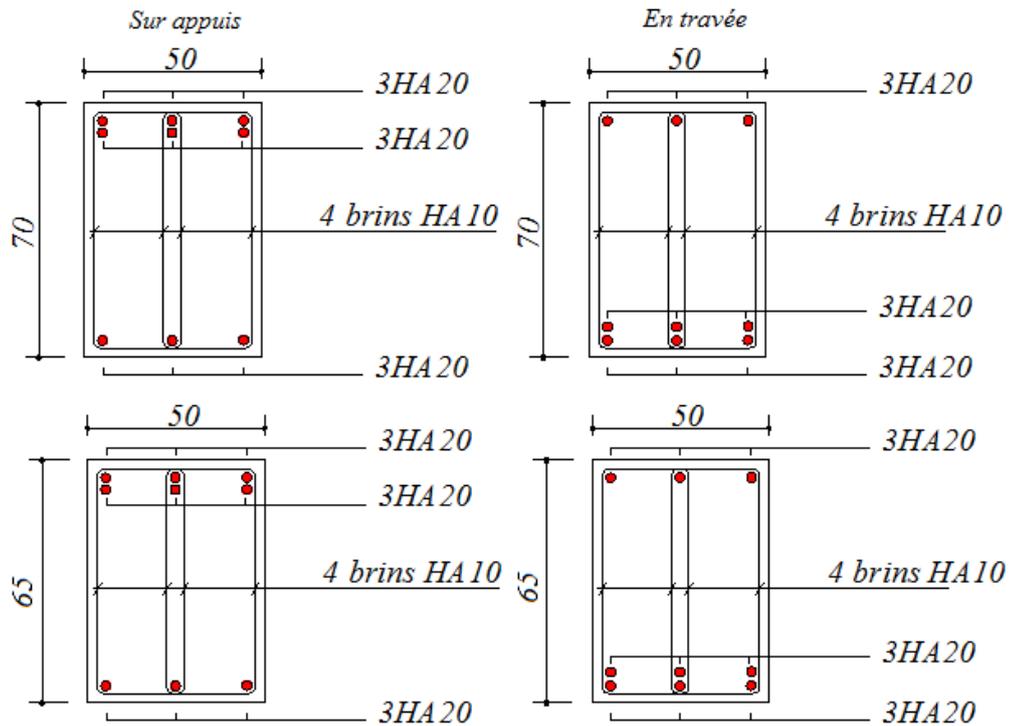


Figure VII.2 Ferrailage des poutres

4. Ferrailage des voiles

Les voiles sont des éléments structuraux de contreventement soumis à des forces verticales (charges et surcharges) et des forces horizontales dues au séisme.

Le calcul se fera en flexion composée avec un effort tranchant, le ferrailage s'effectuera selon le règlement BAEL91 révisé 99 en tenant compte des prescriptions du RPA99/2003.

4.1. Combinaisons d'actions

Les combinaisons d'actions sismiques et celles des deux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

Selon le BAEL 91 :

- ELU : $1.35G + 1.5Q$
- ELS : $G + Q$

Selon le RPA 99 révisé 2003 :

- $G + Q \pm E$
- $0.8G \pm E$

4.2. Identification des voiles

Notre structure comporte des voiles pleins, des voiles avec une seule file d'ouverture ainsi que des voiles avec plusieurs files d'ouvertures.

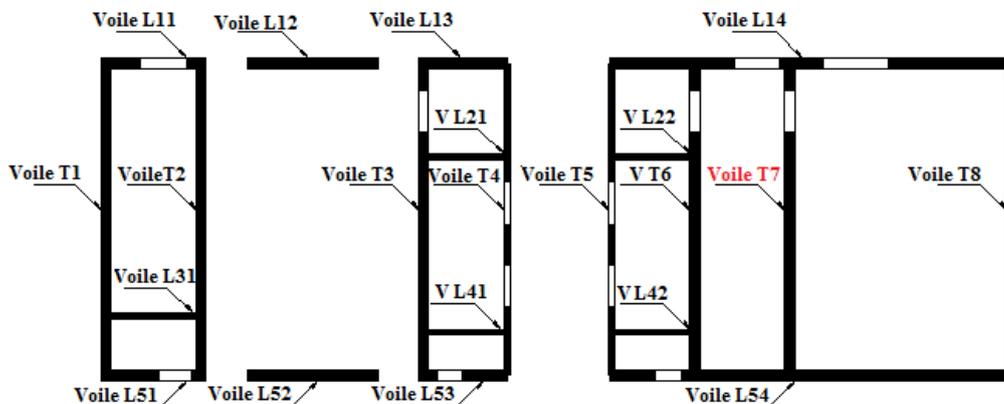


Figure VII.3 Identification des voiles

4.3. Voiles pleins et trumeaux

Le calcul des armatures se fait par la méthode des contraintes avec une vérification suivant le RPA99/2003 sous les efforts (N, M) les plus défavorables. Leurs ferrailages comportent essentiellement :

- Un ferrailage vertical
- Un ferrailage horizontal

4.3.1. Ferrailage vertical

Le calcul se fait pour des bandes de largeur (d) donnée par [Art 7.7.4 RPA 99/2003]. La méthode de Navier consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{\Omega} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{\Omega} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

Avec Ω : Section transversale du voile

I : Moment d'inertie

V et V' : Bras de levier, sachant que $V = V' = \frac{L}{2}$

Le découpage du diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) donnée par la formule suivante :

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

Avec h_e : hauteur entre nus du plancher du voile considéré.

L_c : la longueur de la zone comprimée.

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L$$

$L_t = L - L_c$: longueur tendue.

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenus :

❖ **Section entièrement comprimée** ($\sigma_{\max}, \sigma_{\min} > 0$)

La section du voile est entièrement comprimée (pas de zone tendue). La zone courante du voile est ferrillée avec le minimum préconisé par le RPA99/2003 ($A_{v, \min} = 0,20\% \times e \times L$).

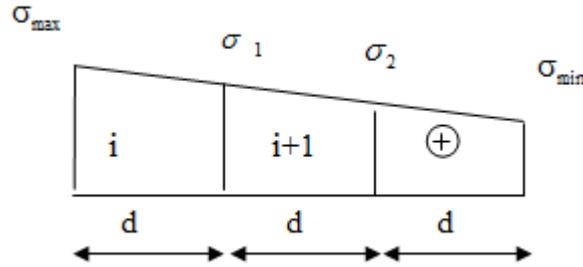


Figure VII.4 Diagramme d'une section entièrement comprimée

❖ Section partiellement comprimée ($\sigma_{max}, \sigma_{min}$) de signes différents

Le voile est ferrailé avec la section d'armatures verticales $A_v = \frac{N_i}{\sigma_{st}}$ avec $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$

$$\Omega = e \times L; \quad \Omega' = e \times d$$

$$I = e \times L^3/12; \quad I' = e \times d^3/12;$$

$$\sigma_1 = (L_t - d) \sigma_{min} / L_t; \quad v' = d/2;$$

$$N_1 = (\sigma_1 + \sigma_{min}) \Omega'/2;$$

$$M_1 = (\sigma_1 - \sigma_{min}) I'/(2 v');$$

$$e_0 = M_1/N_1;$$

$$e_1 = v' - c - e_0$$

$$e_2 = v' - c' + e_0$$

$$A_1 = \frac{N_1 e_2}{(e_1 + e_2) \cdot f_e}$$

$$A_2 = \frac{N_1 e_1}{(e_1 + e_2) \cdot f_e}$$

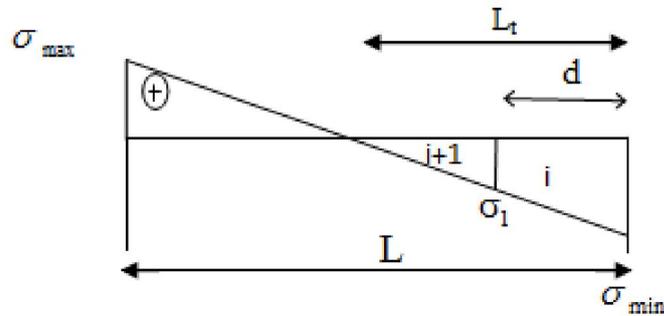


Figure VII.5 Diagramme d'une section partiellement comprimée

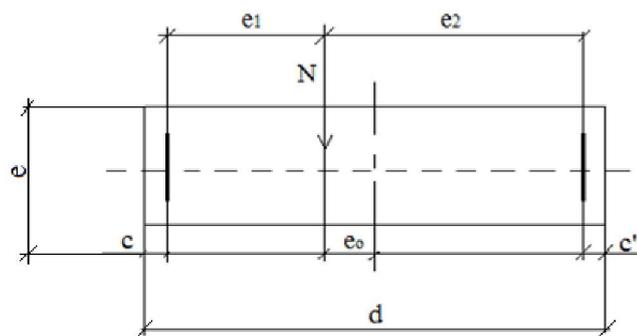


Figure VII.6 Schéma descriptif pour le calcul par bande

$$A_v = A_1 + A_2 \quad ; \quad A_v/\text{face/ml} = A_v/2/d$$

❖ Section entièrement tendue ($\sigma_{max}, \sigma_{min}$) < 0

La section du voile est entièrement tendue (pas de zone comprimée), le voile est

ferrailé avec la section d'armatures verticales $A_v \geq \frac{N_i}{\sigma_{st}}$

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} d \times e$$

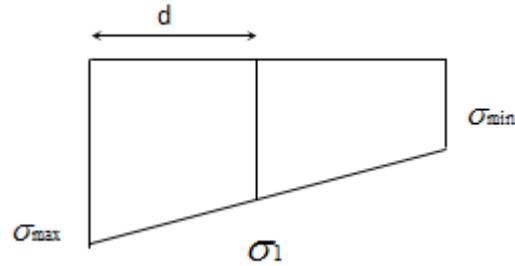


Figure VII.7 Diagramme d'une section entièrement tendue

4.3.2. Ferrailage horizontal

Les armatures horizontales doivent reprendre les efforts de cisaillement [Art 7.7.2 RPA99/2003]

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d} = \frac{1.4 V_{ucl}}{b_0 \cdot d}$$

Avec :

b_0 : épaisseur du voile.

d : hauteur utile ($d = 0.9 h$).

h : hauteur totale de la section brute.

Si cette condition est vérifiée, le béton peut reprendre les efforts de cisaillement, on se conforme alors au RPA99/2003 qui prévoit un pourcentage d'armatures verticales et horizontales minimal de :

- [Art. 7.7.4.3] : - $A_{\min} = 0,15\% \times e \times L$ « globalement dans la section du voile » ;
 - $A_{\min} = 0,10\% \times e \times L$ « En zone courante ».
- Armatures verticales minimales [Art. 7.7.4.1] : $A_{v, RPA} = 0,20\% \times e \times L_t$

Espacement :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes [Art 7.7.4.3 RPA99/2003]:

- En zone courante $S_t \leq \min \{1,5e; 30\text{cm}\}$
- En zone d'about ($L/10$) : $S_{ta} = S_t/2$

4.4. Ferrailage du trumeau t_1 (voile VT7)

Nous nous proposons d'étudier le trumeau t_1 du voile VT7 (voir sa position dans la figure VI.3) situé au niveau SOUS-SOL (Niv : - 6,60m)

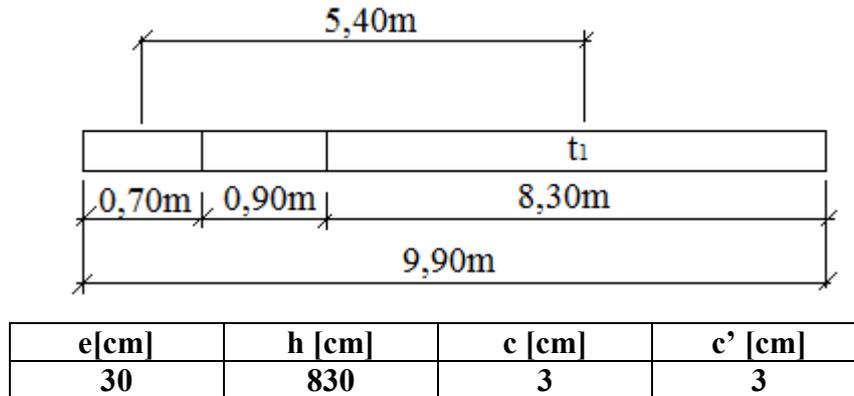


Figure VII.8 Caractéristiques géométriques du voile VT7

4.4.1. Sollicitations dans le trumeau

Les sollicitations obtenues sont répertoriées dans le tableau suivant :

Tab VII.15 Sollicitations dans le trumeau t_1

Cas	M [kN.m]	N [kN]
M_{\max} ; $N_{\text{correspondant}}$	28479,87	5886,316
N_{\max} ; $M_{\text{correspondant}}$	25509,49	20554,13
N_{\min} ; $M_{\text{correspondant}}$	25770,61	-7333,905

4.4.2. Armatures verticales

Les sections d'armatures trouvées pour les différentes combinaisons (M, N) pour le trumeau t_1 sont répertoriées dans le tableau suivant :

Tab VII.16 Ferrailage vertical du trumeau t_1

Cas	M [kN.m]	N [kN]	σ_{\max} [MPa]	σ_{\min} [MPa]	Type	d [m]	A ₁ [cm ²]	A ₂ [cm ²]	A _{s,v} [cm ²]
$M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$	28479,87	5886,32	10,63	-5,90	SPC	2,5	36,66	7,34	41
$N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$	25509,49	20554,13	15,66	0,84	SEC*	-	-	-	-
$N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$	25770,61	-7333,90	4,53	-10,42	SPC	1,67	54,44	48,08	102,52

* Section entièrement comprimée, son ferrailage est réalisé avec la section d'armatures minimale.

Chapitre VII : Ferrailage des éléments structuraux

Selon l'article 7.7.4.3 du RPA 99/2003 le diamètre des barres ne devrait pas dépasser le $1/10^{\text{ème}}$ de l'épaisseur du voile : $\varnothing_v \leq 30/10 = 3\text{cm}$ donc nous optons pour des $\varnothing 16$.

Pour l'espacement on opte pour :

- En zone courante : $S_t = 15\text{cm}$
- En zone d'about (L/10) : $S_t = 10\text{cm}$

Après avoir pris en considération le pourcentage minimal d'armatures verticales préconisé par le RPA 99/2003, nous avons adopté un ferrailage adéquat (voir tab VI.17)

Tab VII.17 Choix d'armatures verticales pour le trumeau t_1

Trumeau t_1	A_v	$A_{v, RPA}$	$A_{v, \min}$	A_v	$A_v/\text{face/ml}$	Ferrailage adopté
	[cm^2]	[cm^2]	[cm^2]	[cm^2]	[$\text{cm}^2/\text{face/ml}$]	
	102,52	34,74	37,35	102,52	30,7	16HA16/face/ml

4.4.3. Armatures horizontales

L'effort tranchant sollicitant le trumeau t_1 est d'une valeur de : $V = 1383,942\text{ kN}$

$$\tau_b = \frac{1,4V}{b_0 \cdot d} = \frac{1,4 \times 1383,942 \times 10^3}{0,3 \times 0,9 \times 8,30} = 0,86\text{ MPa} < 0,2 \times 30 = 6\text{ MPa}$$

Le béton peut reprendre l'effort de cisaillement, on place juste le minimum d'armatures préconisé par le RPA99/2003.

$$A_H > 0,15\% \times 30 \times 830 = 37,35\text{cm}^2 \Rightarrow A_H/\text{face/ml} = \frac{37,35}{2 \times 8,3} = 2,25\text{ cm}^2/\text{face/ml}$$

Soit : **6HA8/face/ml + 4 épingles au mètre carré ($n = 4 \times 0,3 \times 8,3 = 9,96 \Rightarrow n = 10$ épingles)**

Pour l'espacement on opte pour $S_t = 18\text{cm}$

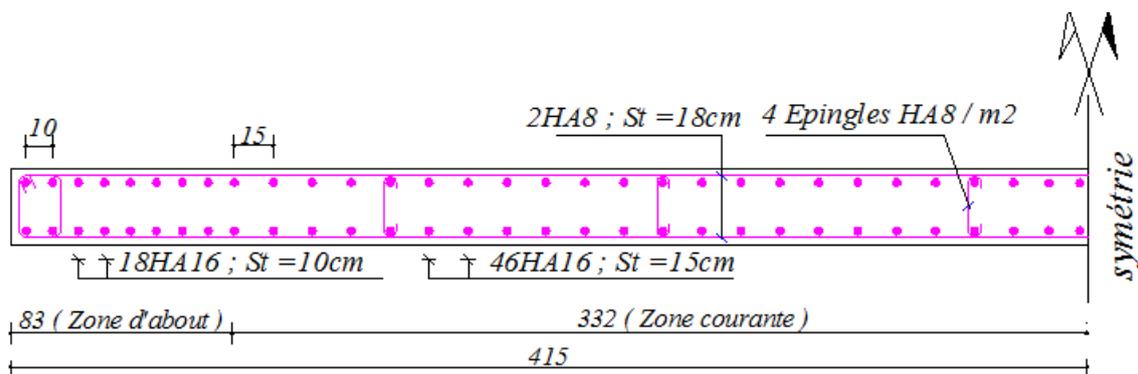


Figure VII.9 Schéma de ferrailage du trumeau t_7

4.5. Ferrailage du linteau L_{t7}

Les linteaux sont étudiés comme étant des poutres encastées à leurs extrémités, ils doivent être capables de reprendre l'effort tranchant et le moment fléchissant. Pour le ferrailage des linteaux, on devra disposer :

- Des aciers longitudinaux de flexion (A_l)
- Des aciers transversaux (A_t)
- Des aciers en partie courante (aciers de peau) (A_c)
- Des armatures diagonales si nécessaire (si la contrainte de cisaillement est supérieure à la valeur limite réglementaire)

Nous nous proposons d'étudier le linteau L_{t7} du voile VT7 (voir sa position dans la figure VI.3) situé au niveau 1^{er} étage (Niv : +4.5m)

4.5.1. Caractéristiques géométriques du linteau L_{t7}

Les caractéristiques géométriques du linteau L_{t7} sont répertoriées dans le tableau suivant :

Tab VII.18 Caractéristiques géométriques du linteau L_{t7}

Niveau	b ₀ [cm]	h [cm]	d [cm]	d' [cm]
2 ^{ème} étage	30	200	3	3

4.5.2. Sollicitations

Les linteaux sont calculés en flexion simple conformément aux RPA99/2003 [Art 7.7.3] sous la combinaison d'action G + Q + E. Les sollicitations maximales du linteau sous cette combinaison d'action sont :

$$M = 1200.629 \text{ kN.m}$$

$$V = 1778,438 \text{ kN}$$

4.5.3. Contrainte de cisaillement dans le linteau L_{t7}

$$\tau_b = \frac{1,4V}{b_0 \cdot d} = \frac{1,4 \times 1778,438 \times 10^3}{0,3 \times 0,9.2} = 4,62 \text{ MPa} > 0,06 f_{c28} = 1,8 \text{ MPa}$$

Il y'a lieu de disposer les ferrailages longitudinaux (supérieurs et inférieurs), transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimums réglementaires.

Les efforts (M,V) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales A_D à disposer obligatoirement.

- **Armatures diagonales**

Le calcul des armatures diagonales A_D se fait suivant la formule suivante

$$A_D = \frac{V}{2 \cdot f_e \cdot \sin \alpha} \quad \text{Avec: } \tan \alpha = \frac{h - 2d'}{L} = \frac{200 - 2 \cdot 3}{90} = 2,15 \Rightarrow \alpha = 65^\circ$$

D'où : A_D = 19,62 cm² on adopte : 4HA25

- **Armatures longitudinales**

$$A_l = A_l' \geq 0,15\% \times b \times h = 9 \text{ cm}^2 \text{ on opte pour } 2\text{HA}20 + 2\text{HA}16$$

- **Armatures transversales**

$$\tau_b > 0,025 \cdot f_{c28} = 0,75 \text{ MPa} \Rightarrow A_t > 0,25\% \cdot b \cdot S_t$$

$$S_t \leq h/4 = 200/4 = 50 \text{ cm}; \text{ soit: } S_t = 20 \text{ cm} \Rightarrow A_t \geq 1,5 \text{ cm}^2 \text{ on adopte } 2\text{HA}10 \text{ (1 cadre } \emptyset 10)$$

- **Armatures de peau (répartition)**

$$A_c \geq 0,2\% \cdot b \cdot h = 12 \text{ cm}^2 = 6 \text{ cm}^2/\text{face on adopte : } 6\text{HA}12/\text{ face}$$

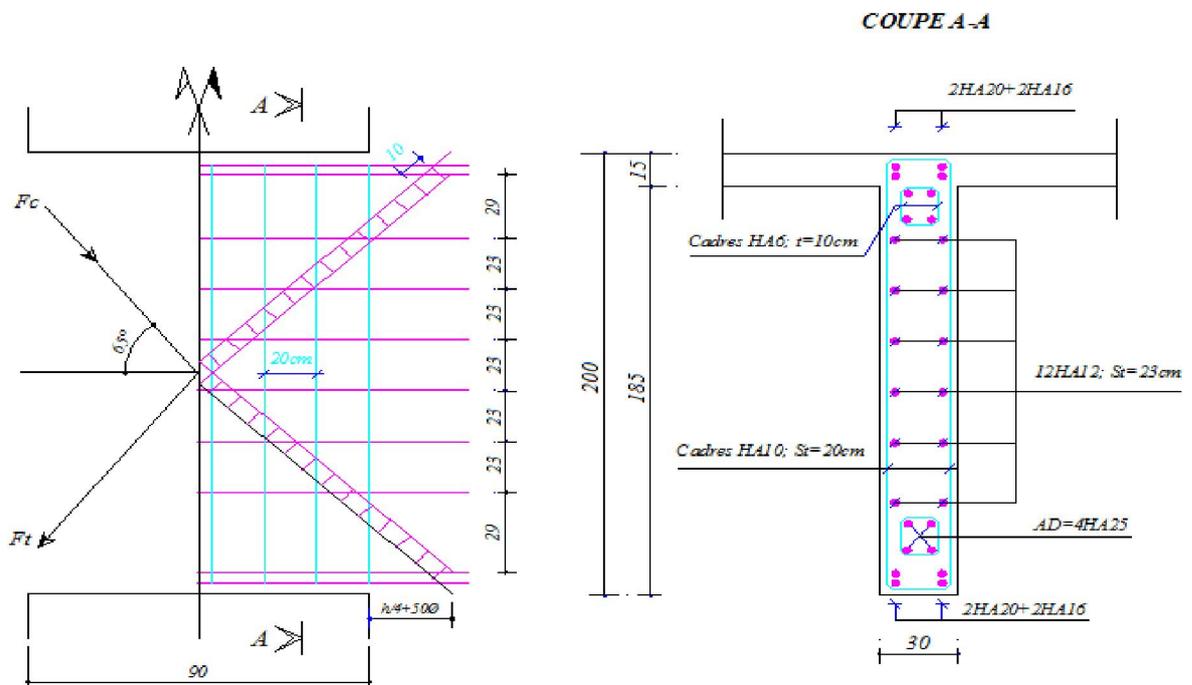


Figure VII.10 Ferrailage du linteau L_{T7}

CHAPITRE VIII

ETUDE

DES

FONDATIONS

1. Introduction

Une fondation c'est l'organe qui relie la partie supérieure de l'ouvrage et le sol. Elle est chargée de transmettre au sol d'appui les charges provenant de la superstructure.

Les éléments de fondation transmettent au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteaux, mur, voile). Cette transmission peut être directe (radiers ; semelles reposant directement sur le sol), ou être assurée par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

L'infrastructure doit assurer la stabilité et l'équilibre de l'ouvrage contre la pression engendrée par les sollicitations et la résistance du sol.

D'après le rapport du sol fourni par le laboratoire des études géotechniques :

- La contrainte admissible du sol $\bar{\sigma}_{sol} = 1,3 \text{ bars}$;
- La cohésion $C = 25 \text{ bars}$;
- L'angle de frottement interne $\varphi = 20^\circ$.

Les fondations doivent ancrer la superstructure pour qu'elle résiste au glissement, au renversement et au soulèvement dus aux mouvements du sol.

Les combinaisons de charges qu'il faut considérer pour le dimensionnement des fondations sont :

Tab VIII.1 Combinaisons de charges à considérer

	Selon CBA 93 / Eurocode 7	Selon RPA 99/2003
Combinaisons	1,35G + 1,5Q	G + Q + E
	G+Q	0,8G ± E

2. Choix du type de fondation

Pour le choix de type de fondation à prévoir, on est amenés à prendre en considération :

- Le poids de la structure ;
- La capacité portante du sol ;
- L'économie dans la réalisation ;
- La facilité et la rapidité d'exécution.

Ce qui nous suggère deux variantes :

1. **Fondations superficielles** « lorsque les couches de terrain capable de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur » ;
2. **Fondation profondes** « lorsque les couches de terrain capable de supporter l'ouvrage sont à une grande profondeur »

L'interprétation des coupes géologiques indique qu'on est en présence d'un sol homogène. On dispose en surface d'une couche de terre végétale à granulométrie grossière de 0,50 mètre d'épaisseur sous laquelle on retrouve une couche de sable marneux jusqu'à une profondeur de 3 mètres. Au-delà, on retrouve une couche de 8 mètres de marne, après on bute sur un substratum rocheux à une profondeur de moins de 12 mètres.

37 essais pénétrométriques et 05 sondages pressiométriques ont été réalisés à différentes profondeurs dans le but d'estimer l'évolution de la résistance en fonction de la profondeur et d'étudier la propagation des ondes sismiques dans le sol.

Les relevés pressiométriques ont montré l'existence d'une nappe phréatique d'origine marine. Ceci nous oblige à prendre en compte dans le calcul des contraintes horizontales les poussées hydrostatiques.

L'absence de substratum rocheux jusqu'à une profondeur de plus de 11 mètres justifie le choix de l'utilisation des fondations profondes.

Les rapports géotechnique et géologique favorisent de préconiser un massif (radier) sur des fondations profondes de type pieux forés.

3. Réactions à la base de la structure

Les efforts maximums à la base de la structure sont donnés dans le tableau suivant :

Tab VIII.2 Efforts maximums à la base

Combinaison	N [MN]	M _x [MN.m]	M _y [MN.m]
ELA	708,032	1857,545	2505,754
ELU	438,831	19,331	14,768
ELS	319,164	13,921	12,299

On a le choix entre deux types de fondations superficielles :

- **Semelles filantes ;**
- **Radier général.**

Pour choisir entre ces deux types de fondations, on doit passer par le calcul de la surface totale nécessaire pour une semelle :

$$S_{\text{nécessaire}} = \frac{N}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{708,032}{0,13} = 5446,4 \text{ m}^2$$

Avec :

N : Effort normal à la base de la tour ; Et $\bar{\sigma}_{\text{sol}}$: contrainte admissible du sol.

La surface à la base de la tour : $S_{\text{base}} = 1315,91 \text{ m}^2$.

On a $S_{\text{nécessaire}} > S_{\text{base}}$ donc le choix des semelles comme type de fondation n'est pas justifié. Pour cela on opte pour l'utilisation du radier général.

4. Etude du radier général

Le radier a les caractéristiques géométriques suivantes :

- **Surface :**

En rajoutant un débord de 1m, la surface du radier $S_{\text{radier}} = (47,5+1) \times (31+1) = 1552 \text{ m}^2$.

- **Centre de gravité :**

Le radier présente une géométrie rectangulaire de dimensions $L_x = 48,5 \text{ m}$ et $L_y = 32 \text{ m}$.

Les coordonnées du centre de gravité sont : $X_G = 24,25 \text{ m}$ et $Y_G = 16 \text{ m}$.

- **Moments d'inertie :**

Les moments d'inertie dans les deux directions sont : $I_x = 304224,33 \text{ m}^4$ et $I_y = 132437,33 \text{ m}^4$.

- **Détermination de l'épaisseur du radier :**

Pour déterminer l'épaisseur à adopter pour le radier, on doit vérifier les conditions suivantes :

a) **Condition forfaitaire :**

Hauteur de la nervure : $h_{\text{nervure}} \geq \frac{L_{\text{max}}}{10} = \frac{750}{10} = 75 \text{ cm} \rightarrow h \geq 75 \text{ cm}$;

Epaisseur de la table : $e_{\text{table}} \geq \frac{L_{\text{max}}}{20} = \frac{750}{20} = 37,5 \text{ cm} \rightarrow e \geq 37,5 \text{ cm}$.

b) **Condition de non-cisaillement :**

Pour une bande de largeur de 1m ; on doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_b = \frac{T_{\text{max}}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_b = 0,07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 1,4 \text{ MPa}$$

Avec :

$$T_{\text{max}} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\text{max}}}{2} = 1,71 \text{ MN} ; \text{ Et } d \geq \frac{T_{\text{max}}}{b \times \bar{\tau}_b} = \frac{1,71}{1 \times 1,4} = 1,22 \text{ m}.$$

Soit :

$$h = \frac{d}{0,9} = 1,36 \text{ m} \rightarrow h \geq 1,36 \text{ m}.$$

c) Condition de rigidité :

Pour avoir un radier rigide, il faut satisfaire la condition suivante : $\frac{\pi}{2} L_e \geq L_{max}$

Avec :
$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}} \rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times K}{E} \left(\frac{2}{\pi} L_{max}\right)^4}$$

- L_e : Longueur élastique ;
- $L_{max} = 7,5m$;
- $E = 34179,56 \text{ MPa}$: Module d'élasticité du béton ;
- K : Coefficient de raideur du sol. ($K=4000 \text{ t/m}^3$) ;
- $I = bh^3/12$: Inertie de la section du radier ;
- $b = 1m$: bande unitaire.

Donc : $h \geq 1,22 \text{ m}$.

d) Vérification au poinçonnement :

Sous l'action des forces localisées, il y a lieu de vérifier la résistance du radier au poinçonnement par l'effort tranchant.

Cette vérification s'effectue comme suit : $N_u \leq \frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$; Avec :

- $N_u = 35,256 \text{ MN}$: La charge de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime du voile le plus sollicité ;
- $\mu_c = 2(e_{voile} + L_{voile} + 2h) = 18,6 + 4h$: périmètre du contour cisailé.
- h : hauteur totale du radier ;

On a : $N_u \leq \frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} \rightarrow 4h^2 + 18,6h - 39,17 = 0$

$$\rightarrow h \geq 1,57 \text{ m}$$

Donc on opte pour un radier d'épaisseur $h_{radier} = 1,80m$.

5. Etude des pieux forés

Une reconnaissance pressiométrique a conduit aux résultats suivants :

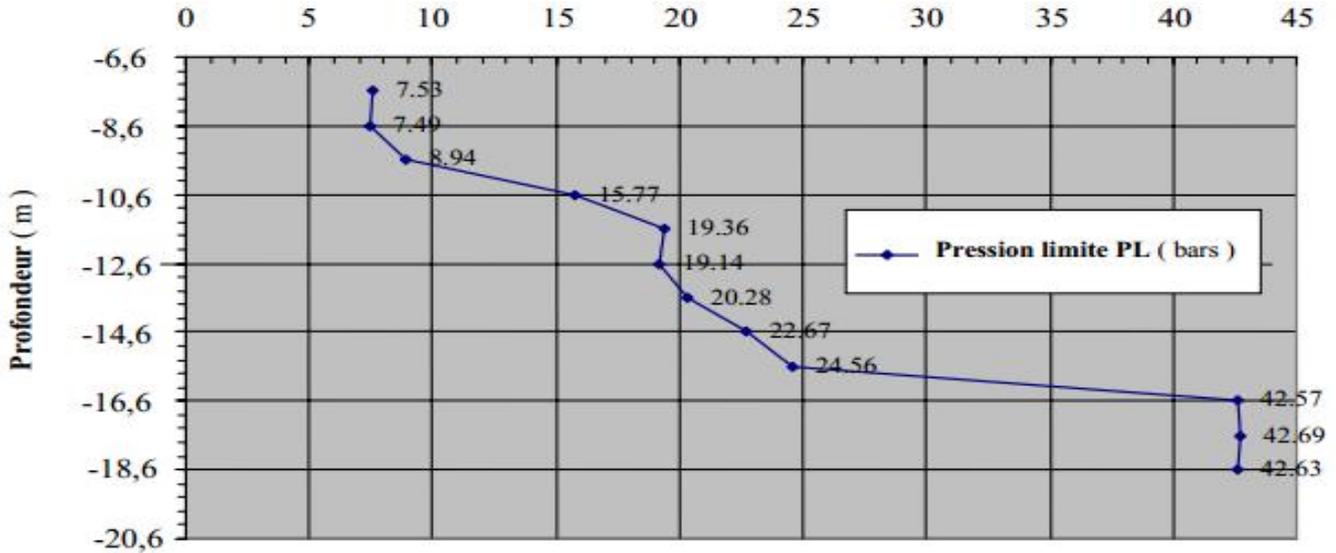


Figure VIII.1. Sondage pressiométrique

5.1. Caractéristiques géométriques des pieux

Le pieu doit être ancré au substratum résistant à une profondeur donnée par la relation suivante :

$$h_c = \frac{B}{4} \times N_q^{2/3} ; \text{ Avec } N_q = e^{7tg\varphi}$$

On a : $\varphi = 20^\circ \rightarrow N_q = 6,4$; D'où : $h_c = 1,03 \text{ m}$.

Donc, on opte pour des pieux circulaires de diamètre $B = 1,2\text{m}$ fondés jusqu'à une profondeur de 12m du niveau du sol (Niv +0,00).

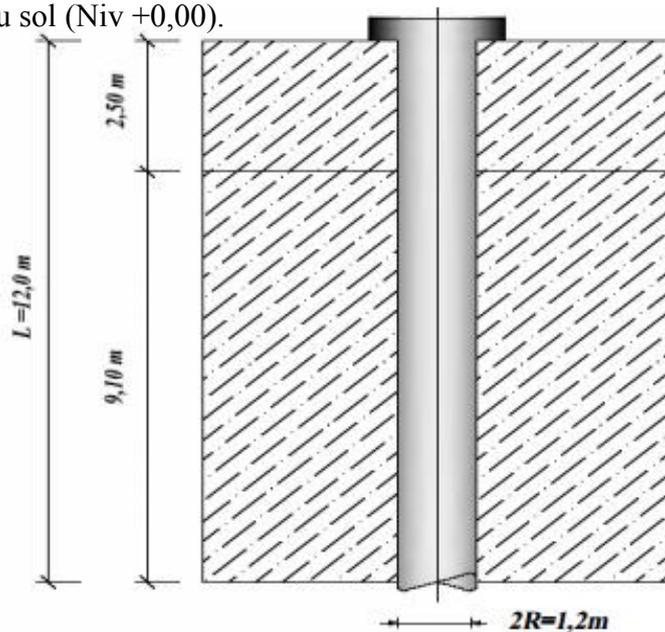


Figure VIII.2. Pieu foré

5.2. Capacité portante des pieux

On considère un pieu isolé soumis à une charge verticale. Le pieu traverse différentes couches de sol de qualité plus ou moins bonne pour s'ancrer dans le substratum résistant.

Un pieu transmet au sol les charges qu'il supporte :

- Par l'appui de sa base sur le sol résistant (effort de pointe Q_{pu}) ;
- Par le frottement latéral entre le sol et le pieu (Q_{su}).

La charge limite du pieu est obtenue par la relation suivante : $Q_u = Q_{pu} + Q_{su}$.

➤ Résistance à la pointe :

L'effort limite mobilisable dû à la pointe du pieu est donné par la relation suivante :

$$Q_{pu} = S \times q_p$$

Avec :

- $S = \pi \times D^2/4$: air de la section droite du pieu ;
- $q_p = q_0 + \frac{k}{3} (p_{1e} - p_0)$: contrainte admissible sous la pointe.
- $q_0 = L \times \gamma = 12 \times 1,52 = 18,24 \text{ t}$: contrainte verticale totale au niveau de la fondation ;
- $p_0 = k \times \gamma \times L = 0,5 \times 1,52 \times 12 = 9,12 \text{ t}$: contrainte horizontale totale au niveau et au moment de l'essai pressiométrique ;
- k : facteur de portance, fonction du rapport $\frac{h_e}{R}$ et de la catégorie du sol ;
- $p_{1e} = \sqrt[3]{p_{11} \times p_{12} \times p_{13}} = \sqrt[3]{42,69 \times 42,63 \times 42,65} = 42,65 \text{ bars}$: pression limite équivalente ;
- p_{11} : valeur de la pression limite mesurée à un niveau situé à un diamètre au dessus du niveau de la base de la fondation ;
- p_{12} : valeur de la pression limite mesurée au niveau de la base de la fondation ;
- p_{13} : valeur de la pression limite mesurée sous la base à une profondeur d'un diamètre de fondation ;

On a :

$$h_e = \frac{1}{p_{1e}} \int_0^z p_l dz = \frac{1}{42,63} \times 265,085 = 6,22 \text{ m}$$

$$R = D/2 = 0,6 \text{ m}$$

A la base du pieu, le terrain est marneux $p_l = 42,63 \text{ bars}$, d'où $k = 3,2$.

D'où la résistance de pointe admissible vaut :

$$Q_{\text{pointe ad}} = 3,14 \times 0,6^2 \times [18,24 + \frac{3,20}{3} (42,65 - 9,12)] = 523,64 \text{ t.}$$

➤ **Résistance au frottement latéral :**

D'après le fascicule 62 titre V et, en se basant sur les résultats de l'essai pressiométrique, la résistance au frottement latéral d'un pieu isolé est donnée par la formule suivante :

$$Q_{su} = \pi \times \varnothing_{\text{pieu}} \times \sum q_{si} \times h_i$$

Avec :

- $\varnothing_{\text{pieu}} = 1,2\text{m}$: Diamètre du pieu ;
- q_{si} : Frottement latéral unitaire limite ;
- h_i : épaisseur de la couche considérée.

La consultation des abaques du « fascicule 62 titre V » nous a permis d'obtenir les résultats suivants : $Q_{su} = \pi \times 1,2 \times 50 = 188,5 \text{ t}$.

➤ **Force portante admissible :**

La charge limite du pieu $Q_1 = 523,64 + 188,5 = 712 \text{ t}$.

5.3. Disposition en plan des pieux

La disposition en plan des pieux doit assurer une répartition homogène des charges axiales entre les différents pieux.

D'après l'article 6.3 du DTR BC 2.33.2, l'entraxe minimal entre deux pieux est de $2,5\varnothing$; Avec $\varnothing = 1,2\text{m}$: Diamètre du pieu.

Une approximation préliminaire a conduit aux résultats suivant :

$$\text{Nombre de pieux} = \frac{N_{\text{max}}}{Q_{\text{ad}}} = \frac{708,032}{712} = 100 \text{ pieux.}$$

On adopte 13 files de 8 pieux.

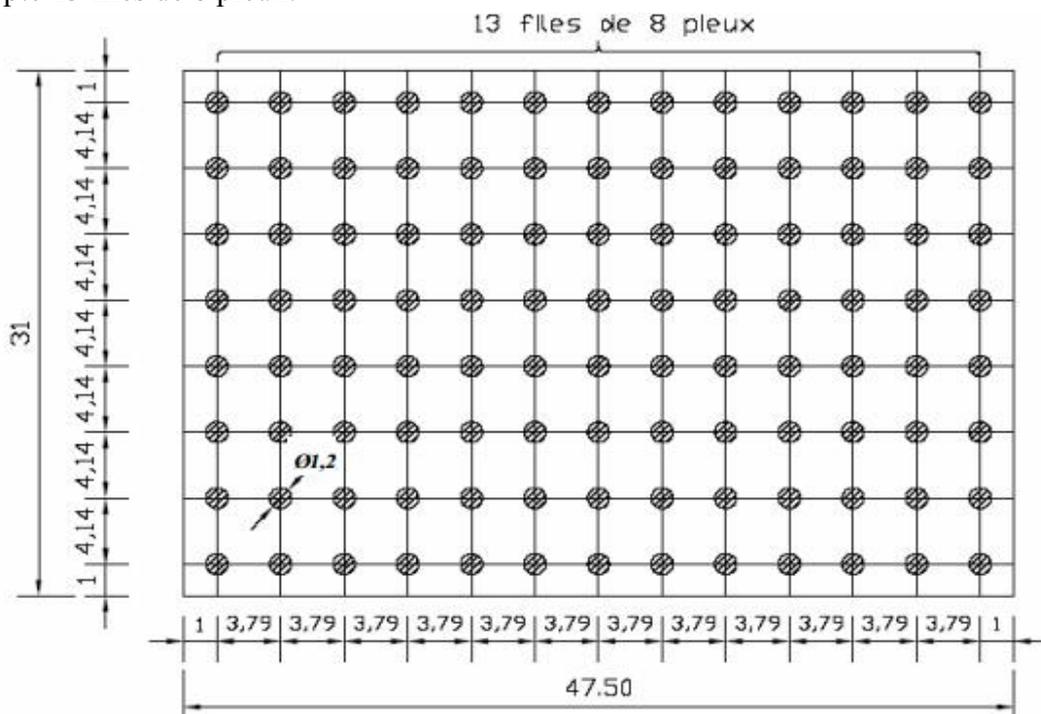


Figure VIII.3 Implantation des pieux

5.4. Effet de groupe des pieux

L'effet de groupe, autrement dit l'influence de la réponse du pieu liée à la présence et aux chargements de pieux voisins, est généralement pris en considération lorsque le rapport entre la longueur du pieu sur l'espacement entre axes est supérieur à 8.

$$\min \{e_x, e_y\} = \min \{3,79 ; 4,14\} = 3,79.$$

$12/3,79 = 3,17 < 8$ « Vérifié » → l'effet du groupe est négligeable.

5.5. Vérification du pieu au flambement

Chaque pieu est supposé encasté aux deux extrémités → $l_n = 0,5l_0 = 6m$.

Il faut vérifier : $\lambda = \frac{4 \times l_n}{\phi} \leq 50$

Avec :

- λ : l'élancement géométrique.
- $l_n = 6m$: Longueur de flambement ;
- $\phi = 1,2 m$: Diamètre du pieu.

On a $\lambda = \frac{4 \times 6}{1,2} = 20 < 50$ → pas de risque de flambement des pieux.

6. Ferrailage

6.1. Ferrailage du radier

- Calcul de la contrainte totale généralisée à l'ELU :

On a :

$$\sigma_u^{\text{géné}} = \frac{N_u^{\text{tot}}}{S_{\text{radier}}}$$

Avec :

- $S_{\text{radier}} = 1552m^2$: Surface totale du radier en tenant compte du débord de 1m ;
- $N_u^{\text{tot}} = N_u + 1,35 N_{\text{radier}}$: Effort normal total à l'ELU ;
- $N_{\text{radier}} = \rho_b \times S_{\text{radier}} \times h_{\text{radier}} = 25 \times 1552 \times 1,8 = 69840 \text{ kN}$;

La contrainte totale généralisée $\sigma_u^{\text{géné}} = \frac{438831 + 1,35 \times 69840}{1552} = 343,5 \text{ kN/m}^2$.

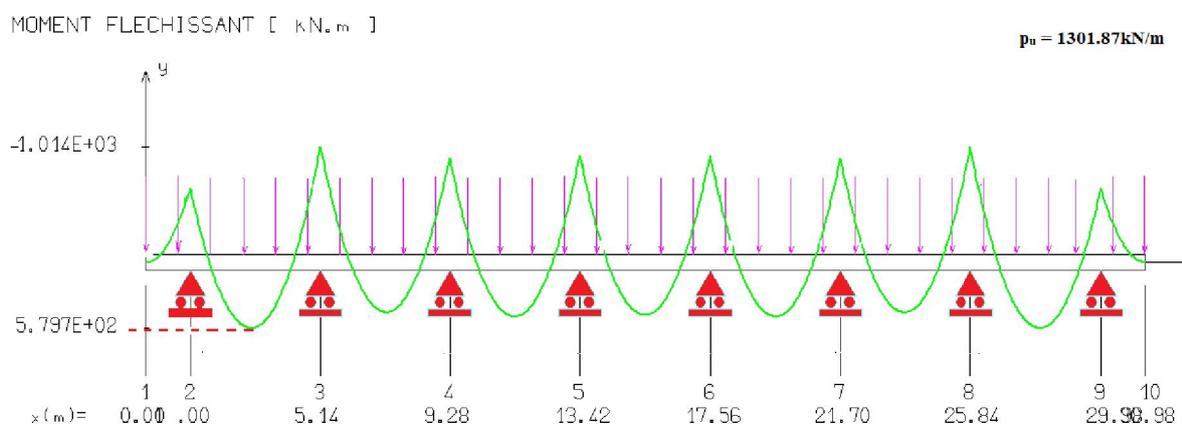
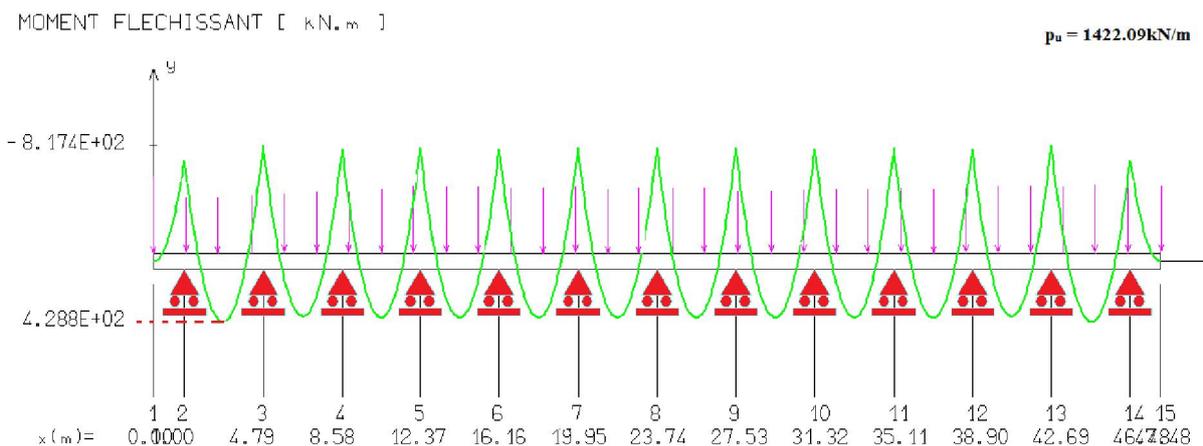
- Sollicitations de calcul :

On a : $P_u = \sigma_u^{\text{géné}} \times e$; e : l'entraxe entre 2 pieux.

Tab VIII.3 Sollicitations de calcul

	e [m]	P_u [kN/m]
Sens x-x	4,14	1422,09
Sens y-y	3,79	1301,87

Le calcul du ferrailage se fera comme pour une poutre de 1,2m de largeur × 1,8m de hauteur.



Les valeurs du moment de flexion obtenues sont résumées dans le tableau suivant :

Tab VIII.4 Moments de calcul du radier

	En travée [kN.m]	Sur appui [kN.m]
Sens x-x	428,8	817,4
Sens y-y	579,7	1014

➤ **Résultats du ferrailage :**

Tab VIII.5 Résultats du ferrailage du radier

	En travée [cm ²]	Sur appui [cm ²]	Section min RPA [cm ²]	Ferrailage adopté	
				En travée	Sur appui
Sens x-x	05,66	10,81	23,18	16HA14	
Sens y-y	07,65	13,44	23,18	16HA14	

6.2. Ferrailage des pieux

Pour estimer les efforts de dimensionnement des pieux, on a opté pour une modélisation des pieux par ETABS.

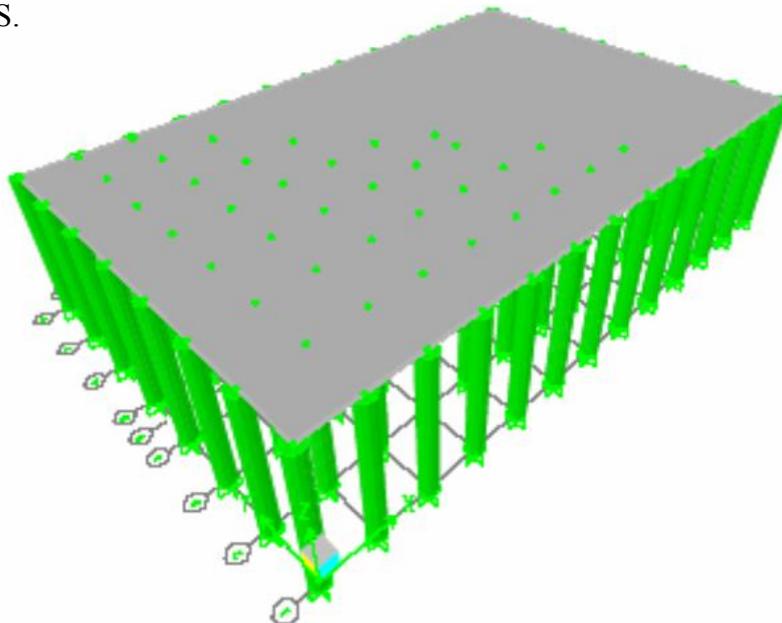


Figure VIII.6 Modèle 3D du groupe de pieux

D'après l'article C.5.4,23 du fascicule 62 titre V5, les dispositions constructives suivantes doivent être prises en considération :

- 6 barres longitudinales au minimum ;
- Diamètre minimal des armatures longitudinales = 12mm ;
- La distance entre les nus des barres longitudinales est de 10cm ;
- l'espacement des armatures transversales = $15 \times \varnothing$ (cm) , avec un maximum de 35cm ;
- $\varnothing_t = 4 \varnothing_l / 10$, avec un minimum de 6mm ;
 - Le pourcentage minimal des armatures longitudinales est au moins égal à 0,5%.

Les efforts de calcul dans le pieu le plus sollicité sont représentés dans le tableau suivant :

Tab VIII.6 Efforts de calcul sur le pieu le plus sollicité

\varnothing [m]	c [m]	f_{c28} [MPa]	Fe [MPa]	Fissuration	N [kN]	M [kN.m]
1,20	0,04	30	500	Préjudiciable	7353,50	185,88

Le pieu est ferrailé en flexion composée à l'aide du logiciel SOCOTEC :

Tab VIII.7 Résultats du ferrailage

N [kN]	M [kN.m]	A_s [cm ²]	$A_{s \text{ min}}$ [cm ²]	Ferrailage adopté
7353,50	185,88	0,00	56,55	12HA25

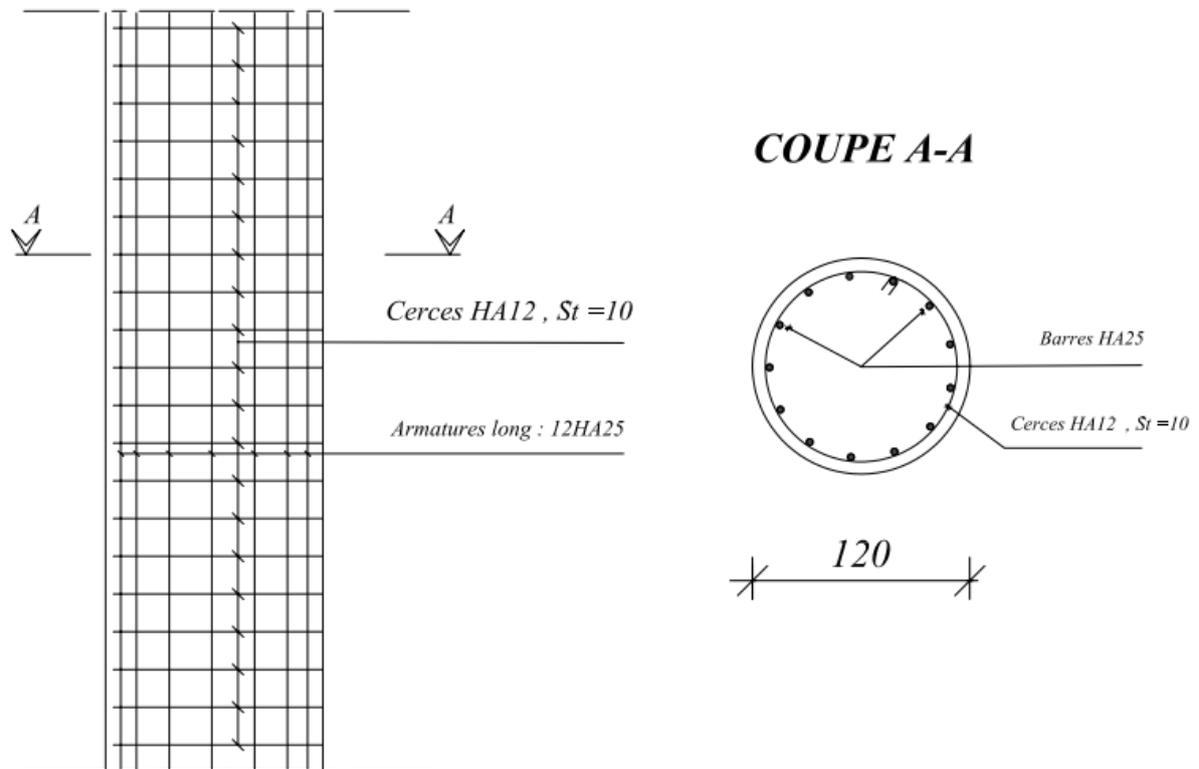


Figure VIII.7 Ferrailage du pieu

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Après un cursus universitaire à la fois laborieux et attractif, la préparation d'un projet de fin d'étude est, pour l'élève ingénieur, une phase très importante qui lui permettra de mettre en pratique et de synthétiser les connaissances théoriques acquises.

L'étude qui nous a été confiée, à savoir l'étude d'une tour en R + 15 avec sous-sol, nous a permis de constater que la réelle mission de l'ingénieur consiste à se poser les bonnes questions, en intégrant beaucoup de bon sens afin que son travail soit mis correctement en application.

Durant la phase préparation de ce mémoire, nous avons acquis quelque peu un savoir-faire qui nous sera d'une grande utilité pour intégrer le monde professionnel avec beaucoup de confiance.

Enfin et pour conclure, nous espérons que ce modeste travail soit apprécié à sa juste valeur, ce qui nous permettra d'obtenir satisfaction et de voir enfin nos efforts récompensés.

BIBLIOGRAPHIE

Bibliographie

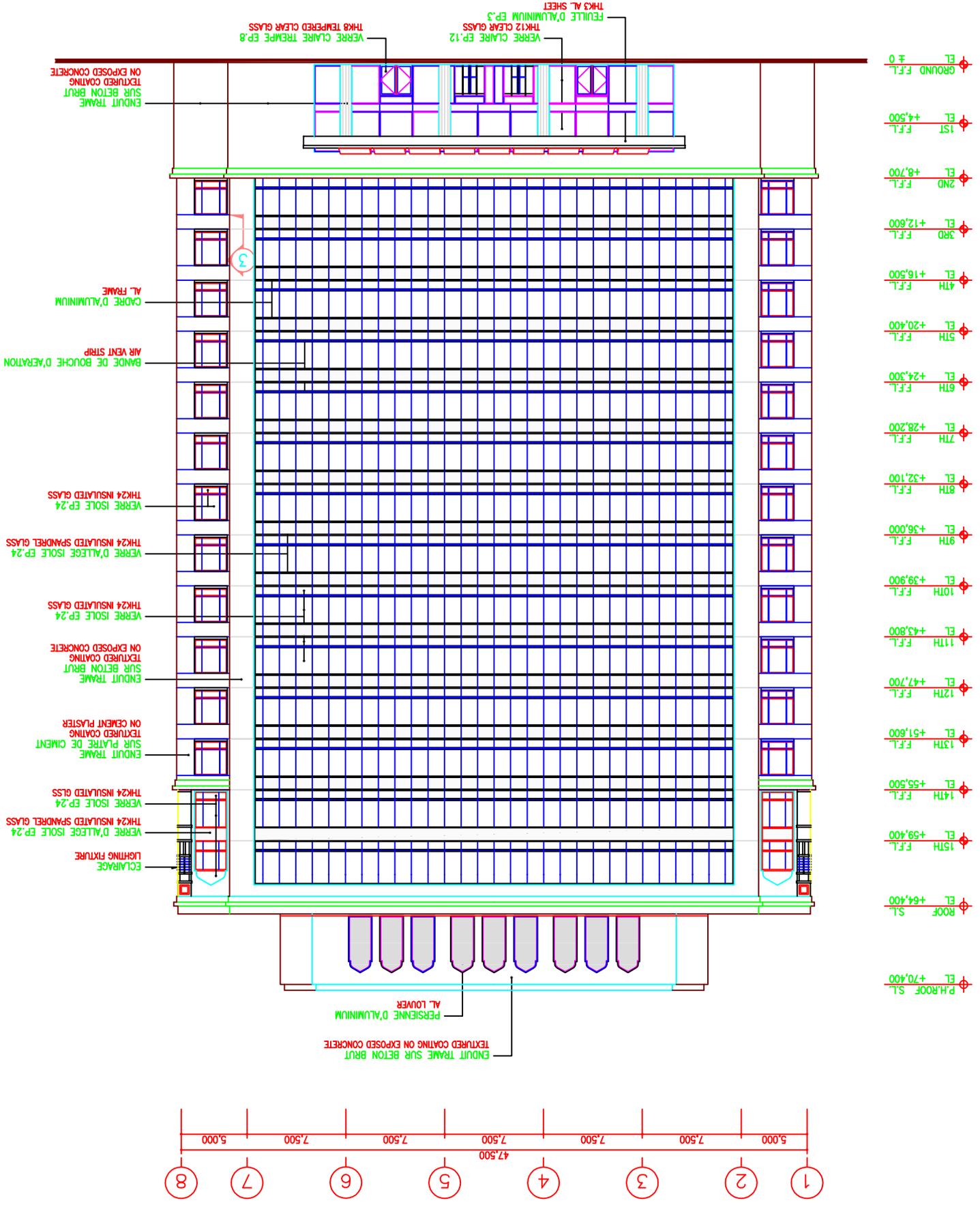
- [1] CGS : D.T.R-BC 2.48 « Règles parasismique algériennes (RPA99/ Version 2003) », CGS, 2004.
- [2] CGS : D.T.R-BC 2.48 « Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93) », CGS, 1993.
- [3] CGS : D.T.R-BC 2.2 « Charges permanentes et charges d'exploitation », CGS, 1989.
- [4] CGS : D.T.R-BC 2.331 « Règles de calcul des fondations superficielles », CGS, 1991.
- [5] CGS : D.T.R-BC 2.33.2 « Méthodes de calcul des fondations profondes », CGS, 1994.
- [6] CGS : D.T.R C 2-4.7 « Règlements neige et vent (R.N.V.1999) », CGS, 1999.
- [7] CCTG : Fascicule 62 titre V « Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil », CCTG, 1993.
- [8] CCTG : Fascicule 62 titre 1, section I « règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (Règles BAEL 91 révisées 99) », CCTG, 2000.
- [9] Perchat.J. Roux.J « Pratique du BAEL 91 », Eyrolles, 1998.
- [10] Perchat.J, Roux. J « Maîtrise du BAEL 91 et des D.T.U. associés », Eyrolles, 2003.
- [11] Thonier.H, « Conception et calcul des structures de bâtiment- tome 1 à 6- » Presse de l'Ecole Nationale des Ponts et chaussées, 1996.
- [12] Marcel FORNI « Fondations spéciales et reprises en sous-œuvre », Eyrolles, 1981.
- [13] Coffi Blaise KOGNONSA « Méthodologie de dimensionnement des fondations d'ouvrages d'art en béton armé : Application aux ponts-routes sur micros-pieux », PFE, Ecole supérieur polytechnique de Dakar-thiès, 2004.
- [14] Davidovici.V « Formulaire de béton armé, tome 1 et 2 », Le moniteur, 1995.

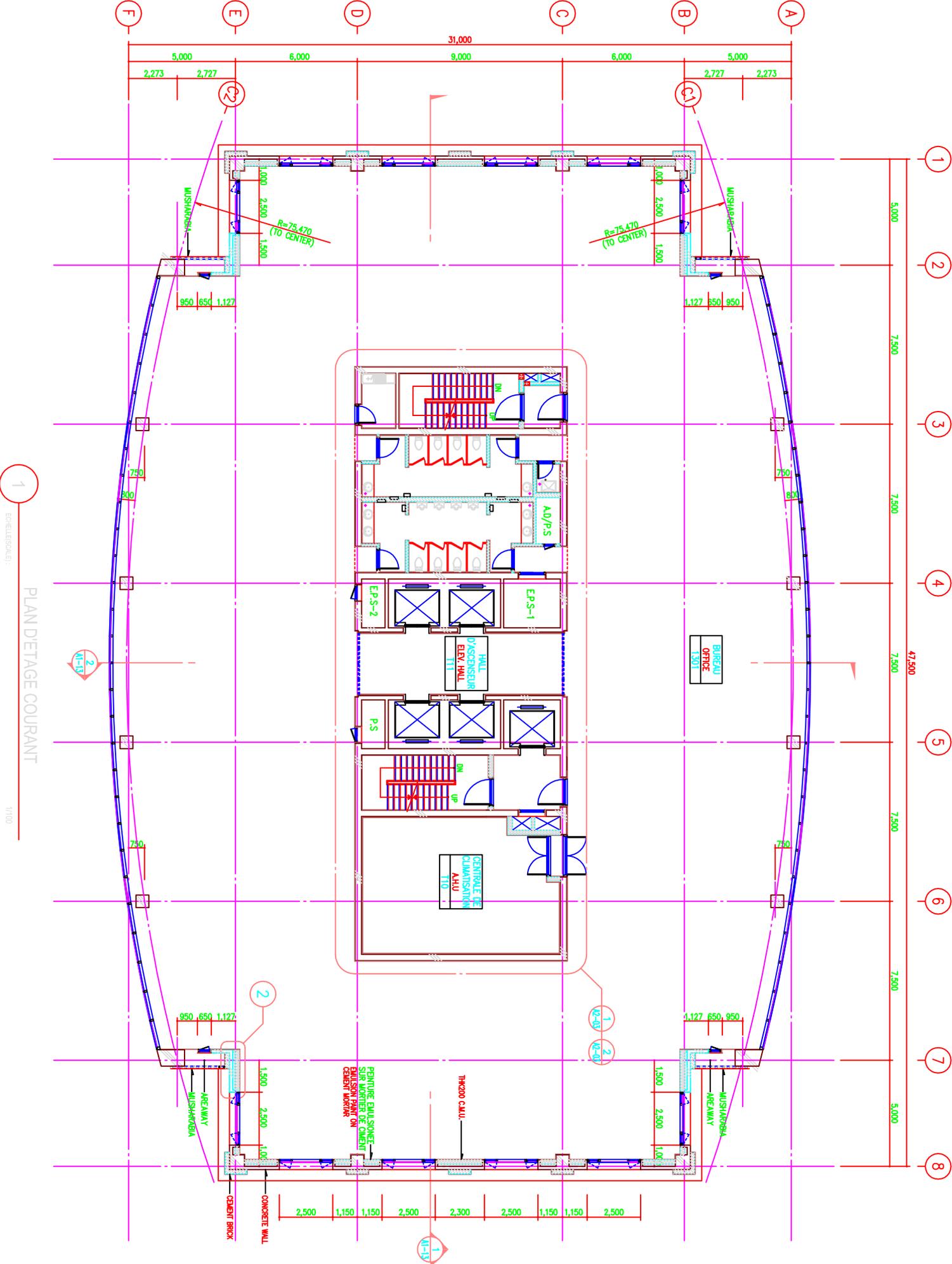
ANNEXE A

PLANS

D'ARCHITECTURE

FACADE SUD (SOUTH ELEVATION)





PLAN DETACHE COURANT

1

ÉCHELLE/SCALE:

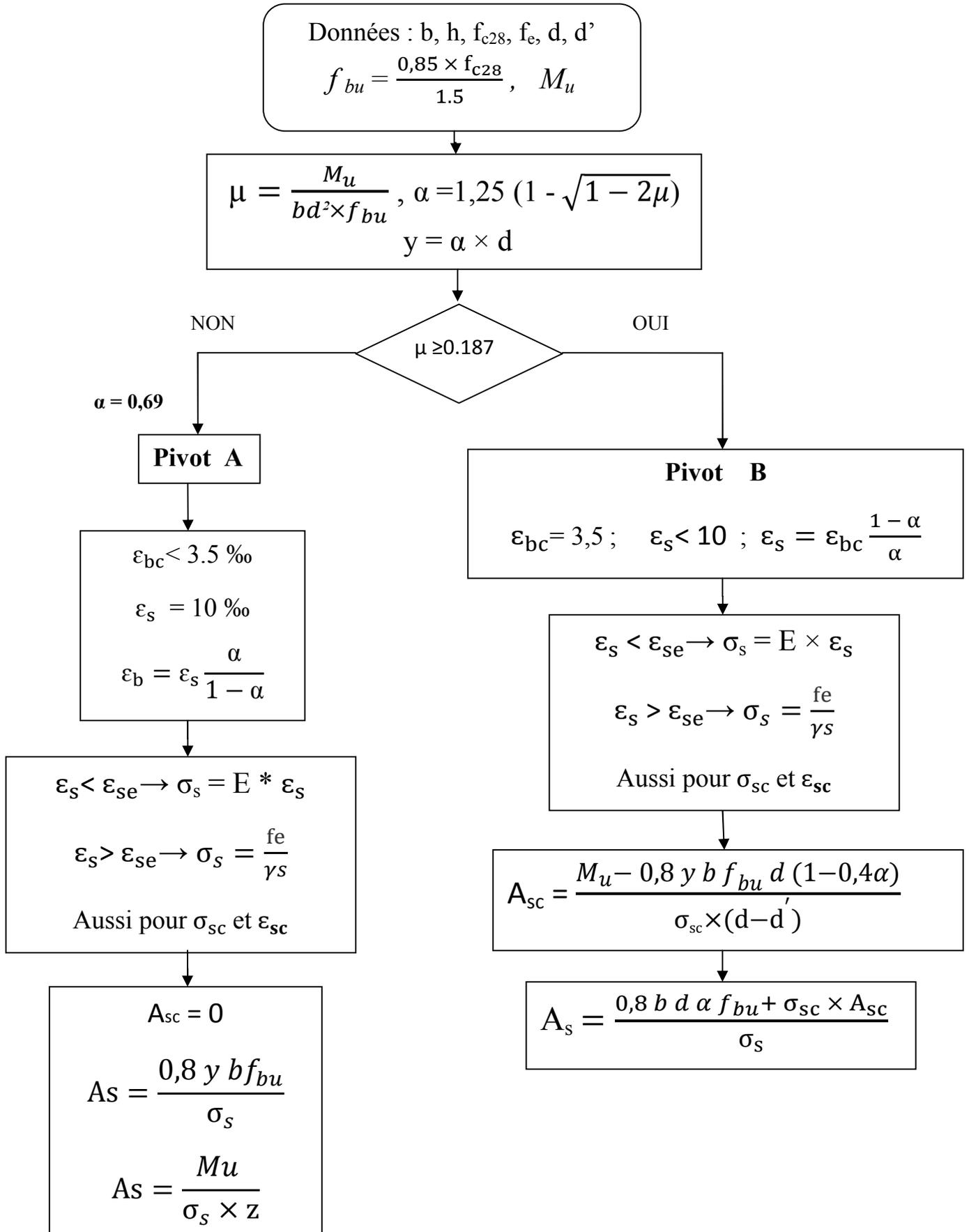
1/100

ANNEXE B

ORGANIGRAMMES DE DIMENSIONNEMENT

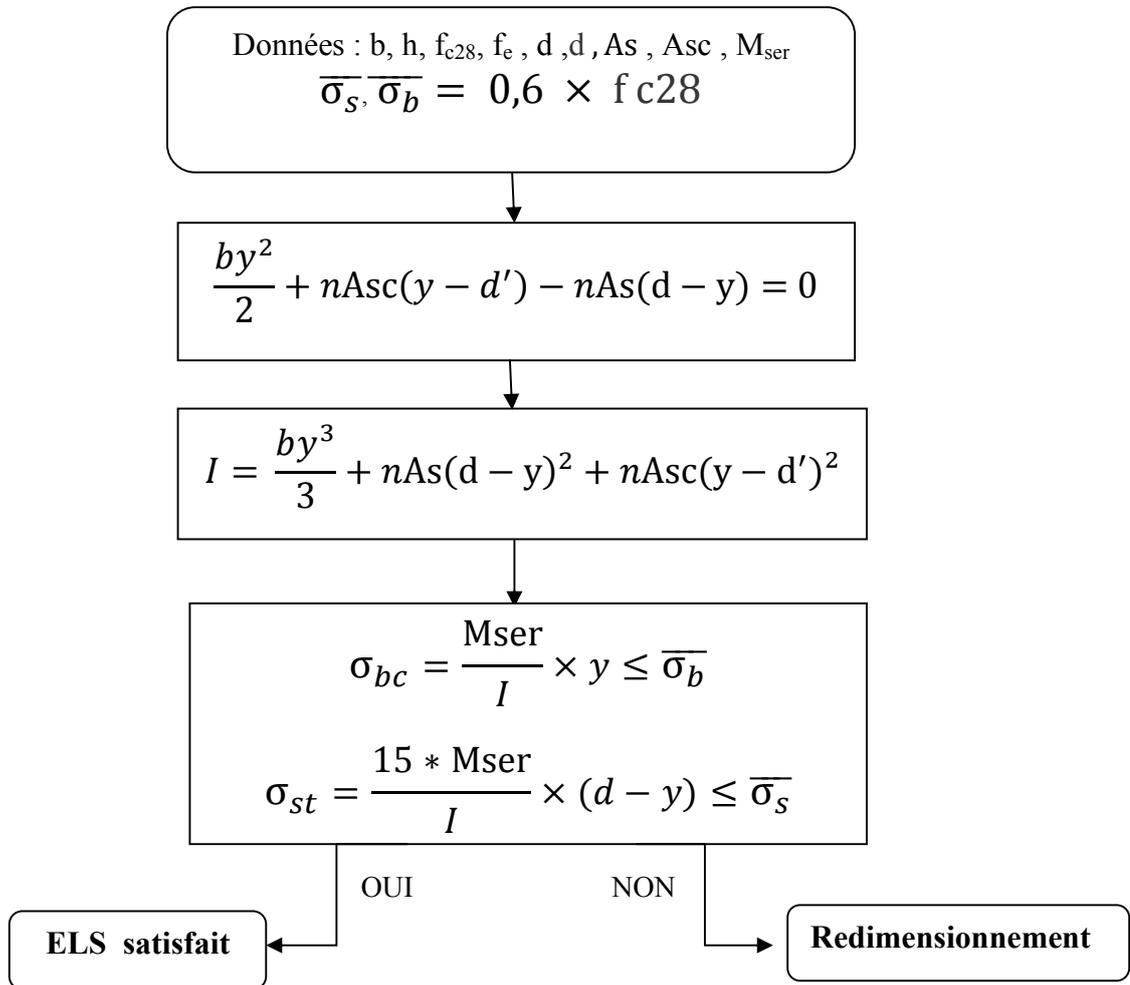
ORGANIGRAMME DE DIMENSIONNEMENT AUX ELU

En flexion simple « section rectangulaire »



ORGANIGRAMME DE VERIFICATION AUX ELS

En flexion simple « section rectangulaire »



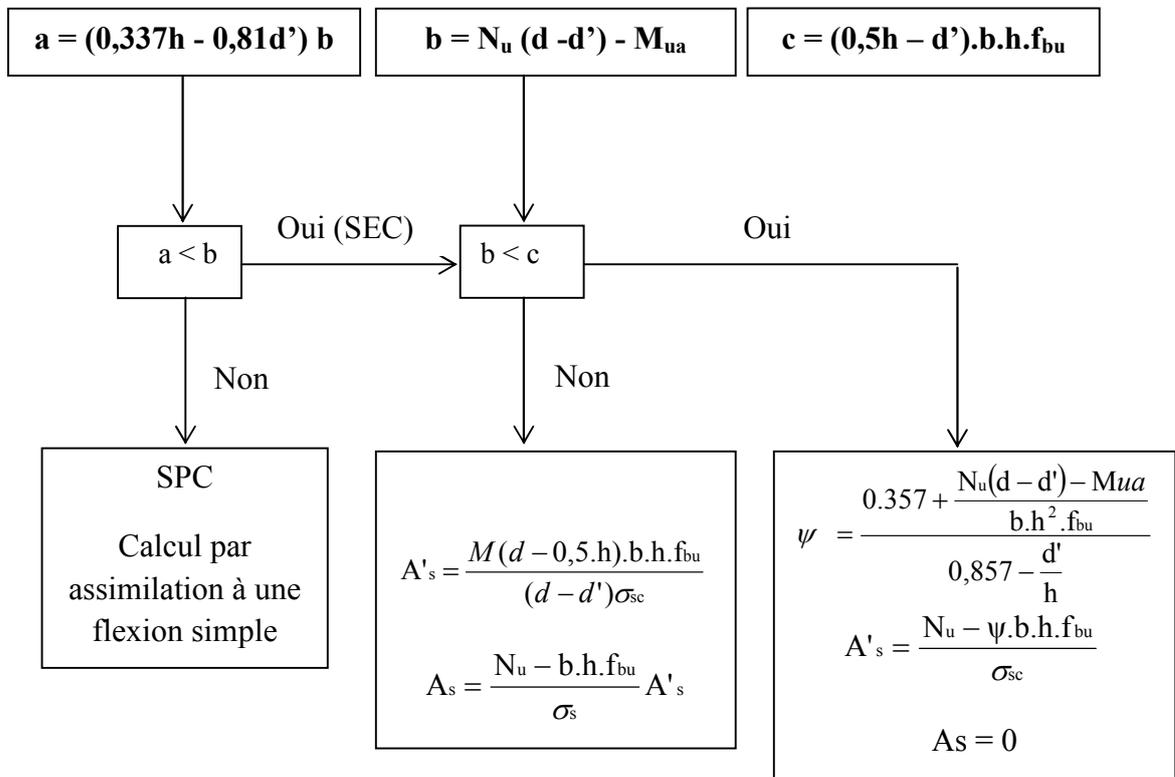
$\overline{\sigma}_s = f_e / \gamma_s$ Fissuration peu préjudiciable ;

$\overline{\sigma}_s = \text{Min}(\frac{2f_e}{3}; 110\sqrt{\mu f_{tj}})$ Fissuration peu préjudiciable ;

$\overline{\sigma}_s = \text{Min}(\frac{1}{2}f_e; 90\sqrt{\mu f_{tj}})$ Fissuration très préjudiciable.

ORGANIGRAMME DE DIMENSIONNEMENT AUX ELU

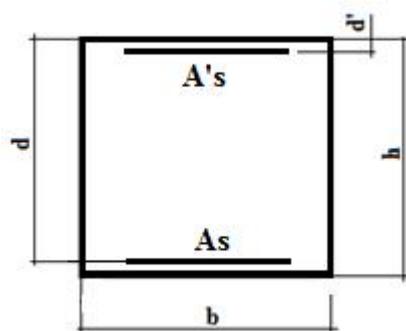
En flexion composée « section rectangulaire »



ANNEXE C
EXEMPLE DE CALCUL
« En flexion composée »

Annexe C

Soit un poteau du RDC (80×80); hauteur d'étage = 4,5m



h [m]	b [m]	d' [m]	d [m]	f _{c28} [MPa]	FeE500 [MPa]	Fissuration
0,80	0,80	0,03	0,77	30	500	préjudiciable

Dimensions et caractéristiques du poteau

1^{er} cas $N_{\max} = 9546,69 \text{ kN}$; $M_{\text{correspondant}} = 106,26 \text{ kN.m}$ (**1,35G + 1,5Q**)

2^{ème} cas $M_{\max} = 745,744 \text{ kN.m}$; $N_{\text{correspondant}} = 5403,32 \text{ kN}$ (**G + Q + Ey**)

3^{ème} cas $N_{\min} = 699,98 \text{ kN}$; $M_{\text{correspondant}} = 94,75 \text{ kN.m}$ (**0,8G + Ey**)

- **1^{er} cas**

$N_{\max.} = 9546,69 \text{ kN}$

$M_{\text{corr.}} = 106,26 \text{ kN.m}$

❖ L'article A.4.3, 5 du BAEL 91/99 préconise pour l'excentricité les valeurs suivantes :

l_f : La longueur de flambement $l_f = l_0$ (Poteau bi-rotulé)

e_a : l'excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (après exécution), qui s'ajoute à l'excentricité résultant des efforts appliqués,

e_1 : l'excentricité (dite du premier ordre) de la résultante des contraintes normales, y compris l'excentricité additionnelle définie ci-dessus,

$$e_0 = \frac{M}{N} = 0,011 \text{ m}$$

$$e_a = \max \left(2\text{cm} ; \frac{1}{250} \right) = 0,02\text{m}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 0,011 + 0,02 = 0,031 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{l_0 \sqrt{12}}{a} = \frac{450 \times \sqrt{12}}{80} = 19,48 \Rightarrow \gamma_n = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 = 1,06 ; (\lambda \leq 50)$$

Sollicitations corrigées pour le calcul

$$N_u = \gamma_n \times N_{\max} = 10119,49 \text{ kN}$$

$$M_u = \gamma_n \times M_{\text{corr}} = 112,63 \text{ kN.m}$$

$$M_{u \text{ corrigé}} = N_u \times e_1 = 10119,49 \times 0,031 = 313,70 \text{ kN.m} = 0,314 \text{ MN.m}$$

$$\alpha = (d-h/2) = 0,77 - 0,8/2 = 0,37 \text{ m}$$

$$M_{ua} = M_{u \text{ corrigé}} + N_u \times \alpha = 0,314 + 10,12 \times 0,37 = 4,06 \text{ MN.m}$$

$$a = (0,337h - 0,81d') \cdot b \cdot h \cdot f_{bu} = (0,337 \times 0,8 - 0,81 \cdot 0,03) \times 0,8 \times 0,8 \times 17 = 2,67 \text{ MN.m}$$

$$b = N_u (d - d') - M_{ua} = 10,12 (0,77 - 0,03) - 4,06 = 3,42 \text{ MN.m}$$

❖ $a < b \Rightarrow$ Section entièrement comprimée

$$c = (0,5h - d') \times b \times h \times f_{bu} = (0,5 \cdot 0,8 - 0,03) \times 0,8 \times 0,8 \times 17 = 4,02$$

$$b < c \Rightarrow A'_s = \frac{N_u - \psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bu}}{\sigma_{sc}} \quad \text{Et } A_s = 0 \quad \text{avec}$$

$$\psi = \frac{0,357 + \frac{N_u(d - d') - M_{ua}}{b \cdot h^2 \cdot f_{bu}}}{0,857 - \frac{d'}{h}}$$

$$\psi = 0,92 ; \epsilon_{sc} = 3,01 \cdot 10^{-3} > \epsilon_{sl} = 2,175 \cdot 10^{-3} \Rightarrow \sigma_{sc} = 500/1,15 = 435 \text{ MPa donc on a :}$$

$$A_{sc} = 2,53 \text{ cm}^2 \text{ et } A_s = 0$$

• **2^{ème} cas**

$$N_{\text{correspondent}} = 5403,32 \text{ kN}$$

$$M_{\max} = 745,744 \text{ kN.m}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = 0,14 \text{ m}$$

$$e_a = \max(2\text{cm} ; \frac{1}{250}) = 0,02 \text{ m}$$

$$e = e_0 + e_a = 0,14 + 0,02 = 0,16 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{l_0 \sqrt{12}}{a} = \frac{450 \times \sqrt{12}}{80} = 19,48 \Rightarrow \gamma_n = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 = 1,06 ; (\lambda \leq 50)$$

Sollicitations corrigées pour le calcul

$$N_u = \gamma_n \times N_{\text{corr}} = 5727,52 \text{ kN}$$

$$M_u = \gamma_n \times M_{\text{max}} = 790,49 \text{ kN.m}$$

$$M_{u \text{ corrigé}} = N_u \times e = 5727,52 \times 0,16 = 916,40 \text{ kN.m} = 0,916 \text{ MN.m}$$

$$\alpha = (d-h/2) = 0,77 - 0,8/2 = 0,37 \text{ m}$$

$$M_{ua} = M_{u \text{ corrigé}} + N_u \times \alpha = 0,916 + 5,727 \times 0,37 = 3,03 \text{ MN.m}$$

$$a = (0,337h - 0,81d') \times b \times h \times f_{bu} = (0,337 \times 0,8 - 0,81 \times 0,03) \times 0,8 \times 0,8 \times 17 = 2,67 \text{ MN.m}$$

$$b = N_u (d - d') - M_{ua} = 5,727(0,77 - 0,03) - 3,03 = 1,20 \text{ MN.m}$$

❖ $a > b \Rightarrow$ Section partiellement comprimée

$$\mu = 0,375 ; \alpha = 0,625 ; \text{Pivot B} ; \varepsilon_{bc} = 3,5 \cdot 10^{-3} ; \varepsilon_s = 2,1 \cdot 10^{-3} < \varepsilon_{sl} = 2,175 \cdot 10^{-3} \Rightarrow \sigma_s = 420 \text{ MPa}$$

$$A'_{sc} = 0 ; A'_s = 124,46 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

Les sections réelles sont :

$$A_{sc} = 0 \text{ et } A_s = A'_s - N / \sigma_s = 124,46 \cdot 10^{-4} - 5,73 / 420 = -11,97 \text{ cm}^2$$

• 3^{ème} cas

$$N_{\text{min}} = 699,98 \text{ kN}$$

$$M_{\text{cor}} = 94,75 \text{ kN.m}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = 0,13 \text{ m}$$

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm} ; \frac{l}{250} \right) = 0,02 \text{ m}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 0,13 + 0,02 = 0,15 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{l_o \sqrt{12}}{a} = \frac{450 \times \sqrt{12}}{80} = 19,48 \Rightarrow \gamma_n = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 = 1,06 ; (\lambda \leq 50)$$

Sollicitations corrigées pour le calcul

$$N_u = \gamma_n \times N_{\text{min}} = 741,98 \text{ kN}$$

$$M_u = \gamma_n \times M_{\text{cor}} = 100,43 \text{ kN.m}$$

$$M_{u \text{ corrigé}} = N_u \times e_1 = 741,98 \times 0,15 = 111,30 \text{ kN.m} = 0,111 \text{ MN.m}$$

$$\alpha = (d-h/2) = 0,77 - 0,8/2 = 0,37 \text{ m}$$

Annexe C

$$M_{ua} = M_u \text{ corrigé} + N_u \times \alpha = 0,111 + 0,742 \times 0,37 = 0,385 \text{ MN.m}$$

$$a = (0,337h - 0,81d') b. h. f_{bu} = (0,337 \times 0,8 - 0,81 \times 0,03) \times 0,8 \times 0,8 \times 17 = 2,67 \text{ MN.m}$$

$$b = N_u (d - d') - M_{ua} = 0,742 (0,77 - 0,03) - 0,385 = 0,164 \text{ MN.m}$$

❖ $a > b \Rightarrow$ Section partiellement comprimée

$$\mu = 0,05 ; \alpha = 0,064 ; \text{Pivot A} ; \epsilon_s = 10 \cdot 10^{-3} > \epsilon_{sl} = 2,175 \cdot 10^{-3} \Rightarrow \sigma_s = 435 \text{ MPa}$$

$$A'_{sc} = 0 ; A'_s = 12,32 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

Les sections réelles sont :

$$A_{sc} = 0 \text{ et } A_s = A'_s - N / \sigma_s = 12,32 \cdot 10^{-4} - 0,742 / 420 = -5,35 \text{ cm}^2$$

ANNEXE D
Calcul des dalles

Soit l_x et l_y les dimensions, mesurées entre nus des appuis d'un panneau-dalle simplement appuyé sur ses 4 côtés dont le rapport des portées $0,4 \leq \rho = \frac{l_x}{l_y} \leq 1$.

Les méthodes de détermination des sollicitations sont généralement basées sur la théorie des plaques en considérant un matériau élastique linéaire.

Le panneau est sollicité d'une charge uniformément répartie « p » par unité d'aire.

Les moments fléchissants développés au centre du panneau ont pour expression :

- $M_x = \mu_x p l_x^2$: Dans le sens de la petite portée ;
- $M_y = \mu_y M_x$: Dans le sens de la grande portée.

Les coefficients μ_x et μ_y sont donnés en fonction de $\alpha = \frac{l_x}{l_y}$ par le tableau de valeurs numériques ci-dessous :

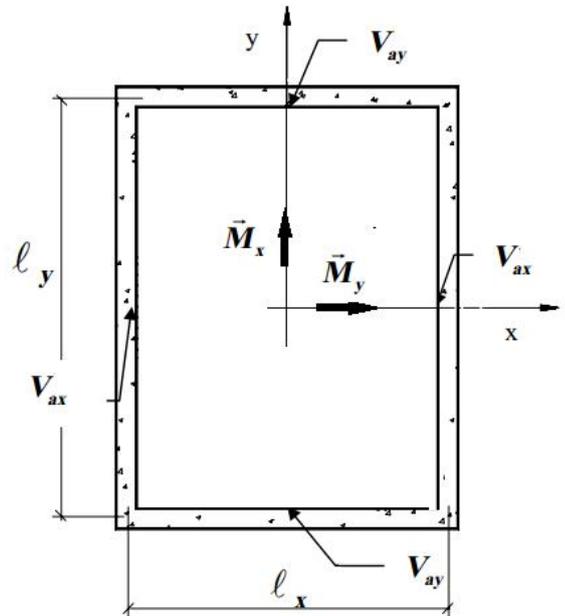


Tableau sans légende dans : annexe E.3 calcul des panneaux de hourdis rectangulaires uniformément chargés « BAEL 99 »

$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	$\nu = 0$ (*)	
	$\mu_x = \frac{M_x}{p l_x^2}$	$\mu_y = \frac{M_y}{M_x}$
0,40	0,110	-
0,45	0,102	-
0,5	0,095	-
0,55	0,088	-
0,60	0,081	0,305(**)
0,65	0,0745	0,369
0,70	0,068	0,436
0,75	0,062	0,509
0,80	0,056	0,595
0,85	0,051	0,685
0,90	0,046	0,778
0,95	0,041	0,887
1,00	0,037	1,000

* Il est rappelé que, sauf cas particulier, le coefficient de Poisson du béton est pris égale à 0 pour le calcul des sollicitations et à 0,2 pour le calcul des déformations (article A2.1,3 BAEL99)
 **Les valeurs de μ_y inférieures à 0,25 (correspondant à $\alpha < 0,557$) ne sont pas à prendre en considération, en application de l'article A.8.2,41 du BAEL99.