

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Ecole Nationale Polytechnique



المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
Ecole Nationale Polytechnique

Département de Génie civil

Mémoire de Projet de Fin d'Etude

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

Thème :

Étude d'un bâtiment R+8+2 sous-sol en béton armé contreventé par voiles porteurs.

DJIDI Hamza

NAIT HAMOUD Med Amine

Sous la direction du Mr. M. DEMIDEM

Présenté et soutenu publiquement le (15/07/2019)

Composition du Jury :

Président	Monsieur A.BALI	Professeur à l'Ecole nationale polytechnique
Encadreur	Monsieur. M.DEMIDEM	M.A.A à l'Ecole nationale polytechnique
Examinatrice	Madame S.STIHI	M.A.A à l'Ecole nationale polytechnique
Examinatrice	Madame M.CHERRAK	M.C.B à l'Ecole nationale polytechnique

ENP 2019

Ecole Nationale Polytechnique, 10 Av. Hassan Badi, El Harrach, Alger, Algérie

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Ecole Nationale Polytechnique



المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
Ecole Nationale Polytechnique

Département de Génie civil

Mémoire de Projet de Fin d'Etude

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

Thème :

Étude d'un bâtiment R+8+2 sous-sol en béton armé contreventé par voiles porteurs.

DJIDI Hamza

NAIT HAMOUD Med Amine

Sous la direction du Mr. M. DEMIDEM

Présenté et soutenu publiquement le (15/07/2019)

Composition du Jury :

Président	Monsieur A.BALI	Professeur à l'Ecole nationale polytechnique
Encadreur	Monsieur. M.DEMIDEM	M.A.A à l'Ecole nationale polytechnique
Examinatrice	Madame S.STIHI	M.A.A à l'Ecole nationale polytechnique
Examinatrice	Madame M.CHERRAK	M.C.B à l'Ecole nationale polytechnique

ENP 2019

Ecole Nationale Polytechnique, 10 Av. Hassan Badi, El Harrach, Alger, Algérie

ملخص

يهدف هذا المشروع إلى دراسة بناية ذات طابق سكني وتتألف من طابق ارضي+8 طوابق + طابقين سفليين، يتم انجازها بولاية الجزائر المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم III حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل (RPA99 version 2003).

إن استقرار البناية لكل الحمولات العمودية والأفقية مضمون بواسطة جدران من الخرسانة المسلحة .
دراسة وتحليل البناية تمت باستعمال برنامجين: SAP 2000 و ROBOT
تحديد الأبعاد وتسليح كل العناصر المقاومة للبناية صمم طبق المعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر (BAEL91 modifié 99, RPA99 version 2003) .
تسليح العناصر المقاومة (الأعمدة والعارضات) تم بواسطة SOCOTEC, أما الجدران الخرسانية المسلحة تم يدويا.

أخيرا، دراسة البنية التحتية للبناية تتمثل في الأساسات التي تستريح على الأعمدة الحصائية وذلك نظرا لقيمة الحمولات المعتبرة المحمولة على التربة.

كلمات مفتاحية

الخرسانة المسلحة، الدراسة الديناميكية، معايير البناء، الأعمدة الحصائية، العارضات.

Abstract

The aim of this study is to design a structure for residential use with ground floor +8 floors +2 basement levels. It will be located in the Wilaya of Algiers, classified in zone III according to the Algerian payment parasismic (RPA 99 version 2003).

The stability of the structure is ensured by shear walls. The study and the analysis of this project had been established by two softwares: **SAP 2000 and ROBOT**.

The design of all the resistant elements are in conformity with the applicable rules namely (BAEL91 modified 99, RPA99 version 2003).

Reinforcement of structural elements (columns, beams) was done by the software **SOCOTEC**, while the shear wall elements was done manually.

Finally, the study of the infrastructure building was made by the calculation of the foundations rest on raft.

Key words

Reinforced concrete, dynamic analysis, construction standards, raft, beams, shear walls.

Résumé

Le but de cette étude est la conception d'une structure à usage habitation de R+8 étages+2 sous-sol qui sera implantée dans la wilaya d'Alger, classée en zone III selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003).

La stabilité de *l'ouvrage est assurée par des voiles porteurs*.

L'étude et l'analyse de *ce projet ont été établies par deux* logiciels : *SAP 2000 et ROBOT*.

Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments résistants sont conformes aux règles applicables en vigueur à savoir (BAEL91 modifié 99, RPA99 version 2003).

Le ferrailage des éléments porteurs (poteaux, poutres) a été mené par le logiciel de ferrailage SOCOTEC, alors que celui des voiles et a été fait manuellement.

Finalement, l'étude de l'infrastructure qui est de type radier générale à cause de l'importance des charges transmises au sol d'assise.

Mots clés

Béton armé, analyse dynamique, règles de construction, radier générale, poutres, voiles.

Remerciements

« وَلَا تَسْأُوا الْفَضْلَ بَيْنَكُمْ »

Notre parfaite gratitude et nos remerciements à **Allah** le plus puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour mener à bien ce travail.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre encadreur Monsieur **Mustapha DEMIDEM** de nous avoir dirigé et encouragé avec la qualité de ses conseils ainsi pour leur disponibilité et leur patience le long de notre travail.

Nous remercions également messieurs **Nasser-eddine ATTARI** et **Youcef SI-YOUCEF**, nous les soyons très reconnaissant pour leurs énormes soutiens, leurs conseils judicieux pour assurer la supervision de ce mémoire.

Nous exprimons aussi nos reconnaissances à tous les membres du jury d'avoir accepté de lire, de présider et d'examiner ce modeste travail et d'apporter les critiques nécessaires à la mise en forme de ce projet.

Nous exprimons aussi nos remerciements pour l'ensemble des enseignants du département de génie civil qui ont contribué à notre formation d'ingénieur en génie civil.

Enfin pour tous ceux qui nous ont aidé de près ou de loin pour la réalisation de ce projet de fin d'étude, qu'ils trouvent ici, l'expression de nos sincères remerciements.

DJIDI & NAITHAMOUD

Dédicaces

C'est avec grand respect et gratitude que je tiens à exprimer toute ma reconnaissance et ma sympathie et dédier ce travail modeste à :

- ***Mes parents**, les mots ne sauraient exprimer l'immense et profonde Gratitude que je leur témoigne ici pour leur précieux soutien, pour leur patience, pour avoir crus en moi, pour leurs sourires réconfortants et pour leurs sacrifices qui m'ont permis d'atteindre cette étape dans ma vie et qu'ils me n'ont jamais cessé de consentir pour mon instruction et mon bien être.
Que dieu me les gardes et les protège.*
- *Mon cher frère **Smail** et ma chère sœur **Khadidja** qui m'ont beaucoup aidé et encouragé dans mes moments de doute.*
- *Toute ma famille surtout mes deux chères tantes : **Louisa** que Dieu la guérisse et **Nassira** à qui je présente mes plus sincères condoléances suite au décès de son fils et mon cher cousin **Nabil** paix à son âme.*
- ***Mme ATTARI** et son petit-fils **Nassim** à qui je souhaite du fond du cœur la réussite à son examen de BAC.*
 - *Tous mes enseignants tout au long des cycles de mes études et en particulier : **Mr A. LARIBI**, **Mr R. BOUTEMEUR** et **Mr S. BELKACEMI** pour leurs confiances en moi.*
 - *Tous mes amis surtout à : mon binôme **Amine NAITHAMOUD** qui a beaucoup travaillé pour la perfection de ce travail, mon meilleur Ami **Kamel KHADIR** et son neveu **Adem**, l'ingénieur **Mohamed MEBARKI**, **Aniss Mohamed Yazid**, **Mehdi Ait Djafer**, **KESRI Hamida** et **IRMAL Amira**.*
 - *Toute l'équipe de **NASRCOPY** spécialement à **Hakim** et **El Hadj Samir MOKRANI**.*

DJIDI Hamza

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

*La personne la plus chère dans le monde, la lumière de ma vie,
la source de tendresse, celle qui a sacrifiée et souffert les plus
belles années de sa vie pour me voir un jour réussir :*

♥♥ Ma chère mère ♥♥

*A mon cher père, le plus noble qui par son courage a consacré
tous ses efforts, et ses moyens pour m'aider à accomplir ce
mémoire, et pour me faire réussir.*

A mes chers frères et sœurs Bilel, Hamza, Tiziri et Imene

A ma chère grande mère

A mes chers oncles et tantes.

A toutes la famille Nait Hamoud et Benzerrouk,

*A mes chers amis : Yacin, Adib, Haroun, Mohamed,
Abdrahmane, Malek, Maissara.*

NAITHAMOUD Mohamed Amine

TABLE DES MATIERES

Liste des figures

Liste des tableaux

Introduction générale.....	18
Chapitre 1 : Description de l'ouvrage	19
1. Introduction :.....	20
2. Présentation du bâtiment :	20
3. Zone d'implantation :.....	21
4. Caractéristique géométrique de l'ouvrage :.....	21
4.1. Dimension en plan :.....	21
4.2. Dimension en élévation :	22
5. Système structurel :.....	22
6. Conception de la structure :	22
6.1. Ossature :	22
6.2. Plancher :	22
6.3. Maçonnerie :	22
6.4. Revêtement :	22
6.5. Escaliers :	22
6.6. Local d'ascenseur :	22
Chapitre 2 : Caractéristiques des matériaux	31
1. Introduction :.....	32
2. Béton :.....	32
2.1. Les résistances mécaniques du béton :	32
2.1.1. résistance à la compression f_{cj} :.....	32
2.1.2. Résistance du Béton à la traction :.....	32
2.2. Contraintes limites :	33
2.2.1. État limite ultime ELU :.....	33
2.2.2. État limite de service ELS :	34
2.3. Le module de déformation longitudinale :	34
2.3.1. Module de déformation instantanée E_{ij} :	34
2.3.2. Module de déformation différé E_{vj} :.....	34
2.4. Coefficient de poisson ν :.....	35
2.5. Poids Volumique ρ :	35
3. Acier :	35
3.1. Caractéristiques mécaniques :	35

3.2.	Contraintes limites :	36
3.2.1.	État limite Ultime :	36
3.2.2.	État limite de service :	37
4.	Hypothèses de calcul :	37
Chapitre 3 : Pré dimensionnement		38
1.	Introduction :	39
2.	Pré dimensionnement des Planchers :	39
2.1.	Plancher à corps creux (étage courant) :	39
2.2.	Planchers dalle pleine :	40
2.2.1.	Résistance au feu :	40
2.2.3.	Résistance à la flexion :	40
3.	Pré dimensionnement des poutres :	41
3.1.	Poutres principale [P.P] :	41
3.2.	Poutres secondaires [P.S] :	41
4.	Pré dimensionnement des voiles :	42
5.	Évaluations des charges et surcharges :	43
5.1.	Surcharges Permanentes G :	43
5.1.1.	Plancher courant : (Niveau courant) :	43
5.1.2.	Mur Extérieurs : (Double cloisons) :	44
5.1.3.	Plancher terrasse :	44
5.1.4.	Balcon : (dalle pleine) :	45
5.1.5.	Plancher sous-sol : (Parking) :	46
6.	Pré dimensionnement des poteaux :	47
6.1.	Étapes de pré dimensionnement :	48
6.2.	Loi de dégression :	48
6.3.	Dimensionnement des poteaux :	49
6.4.	Charges permanentes revenant au poteau le plus sollicité :	52
6.4.1.	Sous Terrasse :	52
6.4.2.	Sous 8ème étage :	52
6.4.4.	Sous 1 ^{er} étage :	53
6.4.5.	Sous RDC :	54
6.4.6.	Sous-entresol :	54
Chapitre 4 : Dimensionnement des éléments non structuraux		56
1.	Introduction :	57
2.	L'acrotère :	57

2.1.	Introduction	57
2.2.	Évaluation de charge :	57
2.2.1.	Charge permanente :.....	57
2.2.1.1.	Surface de l'acrotère :	57
2.2.1.2.	Poids propre de l'acrotère :	58
2.2.1.3.	Revêtement de l'acrotère :	58
2.2.2.	Charge exploitation :.....	58
2.2.3.	L'action des forces horizontales Q_h : (F_p).....	58
2.3.	Ferraillage :.....	59
2.3.1.	Calcul excentricité :.....	59
2.3.2.	Majoration des sollicitations :	60
2.4.	Vérification de la condition de non fragilité :	61
2.5.	Armateur de répartition :.....	61
3.	Calcul des escaliers :.....	62
3.1.	Introduction :.....	62
3.2.	Définition des éléments d'un escalier :	63
3.3.	Pré dimensionnement d'un escalier :.....	63
3.4.	Vérification de l'équation de « blondel » :	64
3.5.	Détermination de l'épaisseur de la paillasse :	64
3.6.	Angle d'inclinaison de la paillasse :	64
3.7.	Évaluation de charge :	64
3.7.1.	Palier.....	64
3.7.2.	Paillasse :	65
3.7.3.	Mur extérieur.....	65
.....	65
3.8.	Combinaison de charge :	66
3.9.	Diagramme de sollicitations :	66
3.10.	Calcul du ferraillage a l'elu :.....	67
3.11.	Les vérifications :.....	68
3.11.1.	Condition de non fragilité :.....	68
3.11.2.	Effort tranchants :.....	68
3.11.3.	Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (vérification de l'ancrage) :..	69
3.11.4.	Les armateurs transversales :.....	69
3.11.5.	Vérification à els :.....	69
3.11.6.	Vérification des contraintes du béton :.....	69

4.	Etude de la poutre palière :	70
4.1.	Introduction :	70
4.2.	Pré dimensionnement :	71
4.2.1.	D'après le « BAEL 91 modifié 992 » :	71
4.2.2.	Détermination de la hauteur « h » :	71
4.2.3.	Détermination de la largeur « b » :	71
4.3.	Évaluation des charges :	71
4.4.	Ferraillage de la poutre palière :	72
4.5.	Vérifications :	72
4.5.1.	Condition de non fragilité :	72
4.5.2.	Armatures transversales :	72
4.5.3.	Calcul des espacements :	72
5.	Calcul des planchers :	73
5.1.	Introduction :	73
5.2.	Étude des poutrelles :	73
5.2.1.	Dimensions de la poutrelle :	73
5.2.2.	Calcul des poutrelles :	73
5.2.2.1.	1 ^{er} étape : avant le coulage de la table de compression :	74
5.2.2.1.1.	Évaluation des charges :	74
5.2.2.1.2.	Combinaison des charges :	74
5.2.2.1.3.	Calcul des moments :	74
5.2.2.1.4.	Ferraillage :	74
5.2.2.2.1.	Évaluation et combinaison de charges :	75
5.2.2.2.2.	B.2 calcul des efforts internes :	75
5.2.2.2.3.	Diagrammes des sollicitations :	77
5.2.2.2.4.	Calcul de ferraillage :	78
5.2.2.2.4.1.	Ferraillage en travée :	79
5.2.2.2.4.2.	Ferraillage en appuis :	79
5.2.3.	Vérifications :	80
5.2.3.1.	Effort tranchant :	80
5.2.3.2.1.	Choix des armatures :	82
5.2.3.2.2.	Choix des espacements :	82
5.3.	Ferraillage de la dalle de compression :	82
6.	Calcul des balcons :	84
6.1.	Introduction :	84

6.2.	L'épaisseur du balcon :	84
6.3.	Evaluation des charges :	84
6.4.	Calcul de ferrailage :	84
6.5.	Vérifications :	85
6.5.1.	Condition de non fragilité :	85
6.5.2.	Effort tranchant :	85
6.5.3.	Vérification à l'ELS :	85
Chapitre 5 : Étude Dynamique		87
1.	Introduction :	88
2.	Logiciels de modélisation :	88
2.1.	Modélisation des éléments structuraux :	90
2.2.	Modélisation de la masse :	90
3.	Choix de la méthode de calcul :	90
3.1.	Méthode statique équivalente :	90
3.2.	Méthode modale spectrale :	90
3.3.	Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme :	91
4.	Présentation de la méthode modale spectrale :	91
4.1.	Principe de la méthode :	91
4.2.	Spectre de réponse de calcul :	91
5.	Nombre de modes à considérer :	92
6.	Combinaison des réponses modales :	93
7.	Estimation de la période fondamentale de la structure T :	93
8.	Résultat et calcul :	94
9.	Vérification de la résultante des forces sismiques :	97
9.1.	Détermination de la force sismique par la méthode statique équivalente V :	97
9.2.	Détermination de la résultante des forces sismiques obtenue par la combinaison des valeurs modales à la base V	98
10.	Vérification des déplacements inter étages du modèle :	98
11.	Justification vis-à-vis l'effet P- Δ :	99
12.	Justification de choix de coefficient de comportement :	100
13.	Conclusion	100
14.	Modélisation en ROBOT :	101
Chapitre 6 : Ferrailage des éléments résistants		104
1.	Introduction :	105
2.	Ferrailage des poteaux :	105
2.1.	Introduction :	105

2.2.	Combinaison d'action :	105
2.3.	Recommandations du RPA99/ Version 20031 :	106
2.4.	Les résultats obtenus :	106
2.5.	Methode de calcul :	108
2.6.	Choix des armatures :	110
2.7.	Vérification vis-a-vis de l'état limite de service :	110
2.8.	Vérification de la contrainte de cisaillement :	111
2.9.	Ferraillage transversal des poteaux :	112
2.10.	Longueur de recouvrement :	115
3.	Ferraillage des poutres :	115
3.1.	Introduction :	115
-	Béton :	115
-	Acier :	115
-	Béton :	115
3.2.	Recommandation du RPA99 VERSION 2003 1:	115
3.3.	Présentation des efforts internes :	116
3.4.	Ferraillage longitudinale d'une poutre dans le sens porteur :	117
3.4.1.	Ferraillage en travée (situation durable) :	117
3.4.2.	Ferraillage sur appui (situation accidentelle) :	117
3.5.	Vérification nécessaire pour les poutres :	117
3.5.1.	Condition de non fragilité :	117
3.5.2.	Pourcentage d'acier exigé par le RPA99/version20031:	117
3.6.	Armateurs Transversales :	118
3.7.	Résultats de ferraillage :	118
3.8.	Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :	119
3.8.1.	Poutre principales :	119
3.8.2.	Poutre secondaire :	119
3.9.	Vérifications à l'ELS :	119
3.10.	Schémas de ferraillage :	120
4.	Ferraillage des voiles :	121
4.1.	Introduction :	121
4.2.	Voiles pleins :	121
4.2.1.	Aciers verticaux :	121
4.2.2.	Aciers horizontaux :	121
4.2.3.	Règles communes :	121

4.2.4.	Exemple d'application : (schéma contraintes).....	122
4.2.4.1.	Armatures verticales :.....	123
4.2.4.2.	Armatures horizontales :.....	124
4.2.4.2.1.	Vérification des voiles à l'Effort tranchant :.....	124
4.2.4.2.2.	Application numérique :.....	125
4.3.	Calcul d'un voile avec ouverture :.....	125
4.3.1.	Linteau :.....	125
4.3.2.	Vérification de la contrainte de cisaillement :.....	126
4.3.3.	Calcul des armatures :.....	126
Chapitre 7 : Étude des fondations.....		128
1.	Introduction :.....	129
2.	Radier générale :.....	129
2.1.	Définition d'un radier :.....	129
2.2.	Pré dimensionnement de Radier :.....	129
2.2.1.	Dalle :.....	129
2.2.2.	Nervure :.....	130
2.3.	La surface du radier :.....	131
2.4.	Vérification de la contrainte de cisaillement :.....	131
2.5.	Vérification de l'effet de sous pression :.....	132
2.6.	Vérification au non poinçonnement :.....	132
2.6.1.	Caractéristique géométrique :.....	132
2.7.	Vérification des contraintes sous le radier :.....	133
2.8.	Vérification de la stabilité au renversement :.....	134
2.9.	Ferraillage du radier :.....	134
2.9.1.	Ferraillage de la dalle du radier :.....	135
2.9.2.	Ferraillage des nervure Les nervures :.....	139
2.9.3.	Ferraillage des débords :.....	143
3.	Etude du voile périphérique :.....	144
3.1.	Introduction :.....	144
3.2.	Pré dimensionnement :.....	144
3.3.	Dimensionnement des voiles périphériques :.....	144
3.4.	Ferraillage de voile périphérique :.....	145
Conclusion générale.....		149
Bibliographie.....		151
Annexes :.....		153

LISTE DES FIGURES

Figure I. 1 : Vue en 3D des blocs.....	20
Figure I. 2: Plan de masse du projet 141 logements d'EL MOURADIA.....	21
Figure I. 3: Plan du sous-sol.	24
Figure I. 4: Plan du RDC.....	25
Figure I. 5 : Plan du 1er étage.	26
Figure I. 6 : Plan du 7eme étage.....	27
Figure I. 7 : Plan du 8eme étage.....	28
Figure I. 8 : plan du terrasse.	29
Figure I. 9: Façade postérieure.	30
Figure II. 1: Diagramme parabole-rectangle des contraintes-déformations du béton à l'ELU.....	33
Figure II. 2: Diagramme contraintes-déformation du béton à l'ELS.....	34
Figure II. 3: Diagramme contrainte-déformation d'acier..	36
Figure III. 1 : Dalle à corps creux.....	40
Figure III. 2 : Vue du voile en élévation	42
Figure III. 3 : les composantes d'un Plancher courant.....	43
Figure III. 4 : Détail d'un mur extérieur.....	44
Figure III. 5 : Plancher terrasse inaccessible.....	45
Figure III. 6 : Composantes du balcon	46
Figure III. 7: Poteau le plus sollicité.....	47
Figure III. 8: Surface revenant au poteau le plus sollicité.....	48
Figure III. 9: Section réduite Br.....	50
Figure IV. 1: Vue en 3D de l'acrotère.....	57
Figure IV. 2: Diagramme des efforts	59
Figure IV. 3: Schéma de ferrailage de l'acrotère	62
Figure IV. 4: schéma de l'escalier.....	62
Figure IV. 5: Vue en 3D de l'escalier.....	64
Figure IV. 6: Schémas statique de l'escalier.	65
Figure IV. 7: Schéma de ferrailage de l'escalier.....	70
Figure IV. 8 : Ferrailage de la poutre palière.....	73
Figure IV. 9: Plancher corps creux.....	73
Figure IV. 10: Ferrailages de poutrelle.	82
Figure IV. 11: Disposition constructive des armatures de la table de compression.....	83
Figure IV. 12: Schéma statique du balcon.	84
Figure IV. 13 : FERRAILLAGE DU BALCON.....	86
Figure V. 1 : Espace de travail de logiciel ROBOT.....	89
Figure V. 2: Espace de travail de logiciel SAP2000.....	89
Figure V. 3: Spectre de réponse de calcul	92
Figure V. 4 Vue en plan de la Translation suivant Y-Y.....	96
Figure V. 5 Vue en élévation de la translation suivant Y-Y	96

Figure V. 6	Vue en plan de la Translation suivant X-X.....	96
Figure V. 7	Vue en élévation de la translation Y-Y.....	96
Figure V. 8	Vue en plan de la rotation	97
Figure V. 9	Vue en élévation de la rotation.....	97
Figure V. 10	Vue en élévation de la translation suivant Y-Y	102
Figure V. 11	Vue en plan de la translation suivant Y-Y	102
Figure V. 12	Vue en élévation de la translation suivant X-X	102
Figure V. 13	Vue en plan de la translation.....	102
Figure V. 14	Vue en élévation de la rotation.....	103
Figure V. 15	Vue en plan rotation.....	103
Figure VI. 1	Ferraillage de poteau 60X60.....	115
Figure VI. 2	Ferraillage de poteau 65X65.....	115
Figure VI. 3	Ferraillage de poteau 40X40.....	115
Figure VI. 4:	Disposition des poutres	116
Figure VI. 5:	Ferraillage de poutre principale en travée.....	120
Figure VI. 6:	Ferraillage de poutre principale en appuis.....	120
Figure VI. 7	Ferraillage de poutre secondaire en appuis.....	120
Figure VI. 8	Ferraillage de poutre secondaire en appuis.....	120
Figure VI. 9 :	Disposition des voiles dans la structure.....	122
Figure VI. 10 :	Schéma de ferraillage de voile plein.....	124
Figure VI. 11	Croquis de ferraillage d'un voile avec ouverture :	127
Figure VI. 12	Schéma de ferraillage du linteau	127
Figure VII. 1:	Radier nervuré.....	129
Figure VII. 2:	Vue en plan d'un radier.	132
Figure VII. 3:	Schémas de ferraillage de la dalle du radier.	138
Figure VII. 4:	Schémas de ferraillage de la dalle du radier.	143
Figure VII. 5:	Schéma statique des débords.....	143
Figure VII. 6:	Diagramme des moments.....	143
Figure VII. 7:	Diagramme des contraintes à l'ELU.....	145

LISTE DES TABLEAUX

Tableau II. 1 : Les valeurs de la limite d'élasticité.....	36
Tableau III. 1: Charge permanente d'un plancher corps creux	43
Tableau III. 2 : Charge permanente d'un Mur Extérieurs	44
Tableau III. 3 : Charge permanente d'un Plancher terrasse	45
Tableau III. 4 : Charge permanente d'un Balcon	45
Tableau III. 5 : Charge permanent du Plancher sous-sol.....	46
Tableau III. 6: Charges d'exploitation	46
Tableau III. 7: Dégression des charges d'exploitation.....	49
Tableau III. 8 : Charge revenant de la terrasse.....	52
Tableau III. 9: Charge revenant de 8eme étage.....	52
Tableau III. 10 : Charge revenant de 7eme étage.....	53
Tableau III. 11 : Charge revenant de 1er étage	53
Tableau III. 12: Charge revenant de RDC.....	54
Tableau III. 13: Charge revenant de l'entresol	54
Tableau III. 14: Les efforts appliqués au poteau le plus sollicité.....	55
Tableau III. 15: Pré dimensionnement des poteaux	55
Tableau IV. 1: Combinaison d'actions.	59
Tableau IV. 2: Charges à l'ELU et l'ELS.....	66
Tableau IV. 3: Ferrailage de l'escalier.....	68
Tableau IV. 4: Vérification à l'ELS de l'escalier.	70
Tableau IV. 5: Ferrailage de la poutre palière.	72
Tableau IV. 6: Évaluation et combinaison de charges.....	75
Tableau IV. 7: schéma statique des différents types de poutrelles	76
Tableau IV. 8: Récapitulation du calcul des sections d'armatures en travée.....	79
Tableau IV. 9: Récapitulation du calcul des sections d'armatures en appuis.	79
Tableau IV. 10: Ferrailage du balcon.	85
Tableau IV. 11: Vérification des contraintes à l'ELS du balcon.....	86
Tableau IV. 12: Correction a l'ELS du balcon.....	86
Tableau V. 1: Périodes et facteurs de participations massique par SAP2000.....	95
Tableau V. 2: Résultante des forces sismiques	98
Tableau V. 3: Vérification des déplacements inter étages du modèle	99
Tableau V. 4: justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	100
Tableau V. 5: Périodes et facteurs de participations massique par ROBOT.....	101
Tableau VI. 1: Tableau des Contraintes.....	105
Tableau VI. 2: Tableau des zones.....	106
Tableau VI. 3: Les efforts sous la combinaison ELU.....	107
Tableau VI. 4: Les efforts sous la combinaison G+Q+E.	107
Tableau VI. 5: Les efforts sous la combinaison 0.8G+Q.....	108
Tableau VI. 6: Ferrailage des poteaux à l'ELU.	108

Tableau VI. 7: <i>Ferraillage des poteaux (G+Q+E)</i>	109
Tableau VI. 8: Ferraillage des poteaux (0.8G+E).....	109
Tableau VI. 9: Choix des armatures des poteaux.....	110
Tableau VI. 10: Vérification des contraintes à l'ELS.....	110
Tableau VI. 11: Vérifications des contraintes des poteaux.....	111
Tableau VI. 12: Vérification des contraintes de cisaillement pour les poteaux.....	112
Tableau VI. 13: Espacement maximale des armatures transversales des poteaux.....	114
Tableau VI. 14: Choix des armatures transversales pour les poteaux.....	114
Tableau VI. 15: Efforts internes dans les différentes poutres.....	116
Tableau VI. 16: Ferraillage des poutres.....	118
Tableau VI. 17: Vérification des contraintes tangentielles.....	119
Tableau VI. 18: Vérification à l'ELS.....	120
Tableau VII. 1 : Contraintes sous le radier à l'ELU.....	133
Tableau VII. 2: Contraintes sous le radier à l'ELS.....	134
Tableau VII. 3: Ferraillage des panneaux du radier.....	137
Tableau VII. 4: Vérification des contraintes à l'ELS.....	137
Tableau VII. 5: <i>Correction de la section d'acier</i>	138
Tableau VII. 6 : Ferraillage des nervures.....	140
Tableau VII. 7: Correction de la section d'acier.....	141
Tableau VII. 8: Correction de la section du béton.....	141
Tableau VII. 9: Choix des armatures transversales.....	142
Tableau VII. 10: Ferraillage de voile périphérique.....	146
Tableau VII. 11: Vérification à l'ELS.....	148

Introduction générale

Introduction générale :

Le génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société. Tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

Le phénomène sismique est toujours le souci de l'ingénieur en génie civil car il est difficile d'apprécier le risque sismique tant la prévision est incertaine et leur apparition aléatoire. On ne connaît les phénomènes sismiques que de manière imparfaite est seuls des séismes majeurs incitent la population à une prise de conscience générale.

Le travail de fin d'étude qui nous a été confié en vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en génie civil consiste à étudier et à calculer les éléments résistants d'un bâtiment en R+8 avec deux sous-sol en béton armé contreventé par voiles porteurs. Il fait partie des 5 blocs qui rentrent dans le cadre du projet des 141 logements implantés à la commune d'EL MOURADIA (Wilaya d'Alger) classée comme une zone de forte sismicité (Zone III).

Pour cela nous allons suivre les démarches décrites sur le plan du travail suivant :

- ❖ Les deux premiers chapitres sont consacrés pour les généralités.
- ❖ Le troisième chapitre pour le pré dimensionnement des éléments suturaux de la structure.
- ❖ Le quatrième chapitre pour le calcul des éléments secondaires.
- ❖ Le cinquième chapitre pour l'étude dynamique.
- ❖ Le sixième chapitre pour le ferrailage des éléments résistants.
- ❖ Le dernier chapitre pour l'étude des fondations.
- ❖ Conclusion générale qui synthétise notre travail.

Chapitre 1 :

Description de l'ouvrage

Description de l'ouvrage

1. Introduction :

Pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique, l'ingénieur doit avoir des connaissances de base sur les quelles prend appui dans l'étude d'un bâtiment.

A cet effet, on consacre cette étude pour la partie conception des éléments tels que fondations, poteaux, poutres, voiles, planchers et calcul des éléments secondaires (escaliers, acrotère, etc....) aussi, une étude dynamique de la structure sera menée pour évaluer son comportement lors d'un séisme.

2. Présentation du bâtiment :

L'ouvrage étudié (Bloc A) est un bâtiment en R+8 avec deux sous-sols en béton armé. Il fait partie des 5 blocs qui rentrent dans le cadre du projet des 141 logements implantés à la commune d'EL MOURADIA (Wilaya d'Alger). Le Contreventement de l'ouvrage est assuré par voiles porteurs



Figure I. 1 : Vue en 3D des blocs.

Description de l'ouvrage



Figure I. 2: Plan de masse du projet 141 logements d'EL MOURADIA.

3. Zone d'implantation :

Le bâtiment qui fait l'objet de cette étude, sera implanté dans la daïra d'EL MOURADIA, wilaya d'ALGER qui est considérée d'après le règlement parasismique algérien (RPA99 / Version2003[1]-ChIII.Art 3.1-Annexe1) comme zone III.

4. Caractéristique géométrique de l'ouvrage :

4.1. Dimension en plan :

Les dimensions en plan sont :

- La longueur totale de la construction : 30.65m.
- La largeur totale de la construction : 16.35m.

4.2. Dimension en élévation :

Les dimensions en élévations sont :

- La hauteur d'un étage courant : 3.06m
- La hauteur de RDC : 4.25m.
- La hauteur de s.sol1 : 4.25m
- La hauteur de s.sol2 :3.06m.
- La hauteur totale du bâtiment : 36.04m.

5. Système structurel :

La stabilité de l'ouvrage sous l'effet des actions verticales (permanentes et surcharges d'exploitations) et horizontales (séisme) est assuré par des voiles porteurs en béton armé.

6. Conception de la structure :

6.1. Ossature :

Le système de contreventement est assuré par des voiles porteurs en béton armé.

6.2. Plancher :

- Les planchers des différents niveaux sont réalisés en corps creux.
- Les planchers des deux sous-sol ainsi que les balcons et les séchoirs sont réalisés en dalles pleines.

6.3. Maçonnerie :

- **Murs extérieurs** : ils sont réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 10cm séparées par une lame d'air de 5cm.
- **Murs intérieurs** : ils sont réalisés en briques creuses de 10cm d'épaisseur.

6.4. Revêtement :

Le revêtement est constitué de :

- Carrelage pour le sol.
- Céramique pour les salles d'eaux.
- Enduit en plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds.
- Enduit ciment pour les murs extérieurs et les façades.

6.5. Escaliers :

Le bâtiment est munit cage d'escalier, composé d'un palier et de paillasses, réalisés en béton armé coulé sur place.

6.6. Local d'ascenseur :

Un ascenseur est un appareil élévateur destiné à transporter verticalement des personnes d'un niveau à un autre. Il est prévu pour les structures de cinq étages et plus, dans lesquelles l'utilisation des escaliers devient très fatigante.

Description de l'ouvrage

Un ascenseur est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans une cage d'ascenseur, on doit lui associer les dispositifs mécaniques permettant de déplacer la cabine (le moteur électrique ; le contre poids ; les câbles).

SOUS-SOL

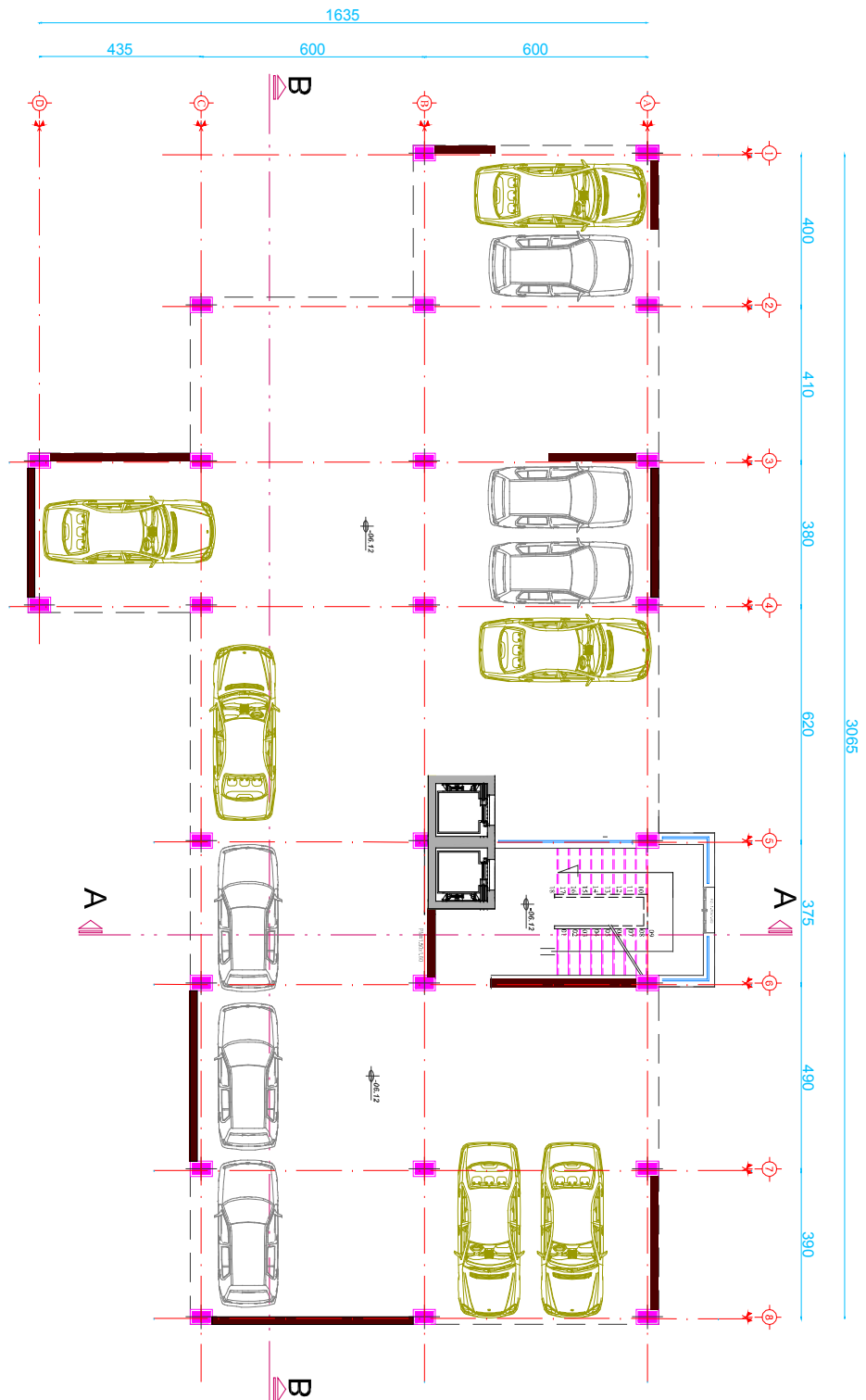


Figure I. 3: Plan du sous-sol.

Description de l'ouvrage

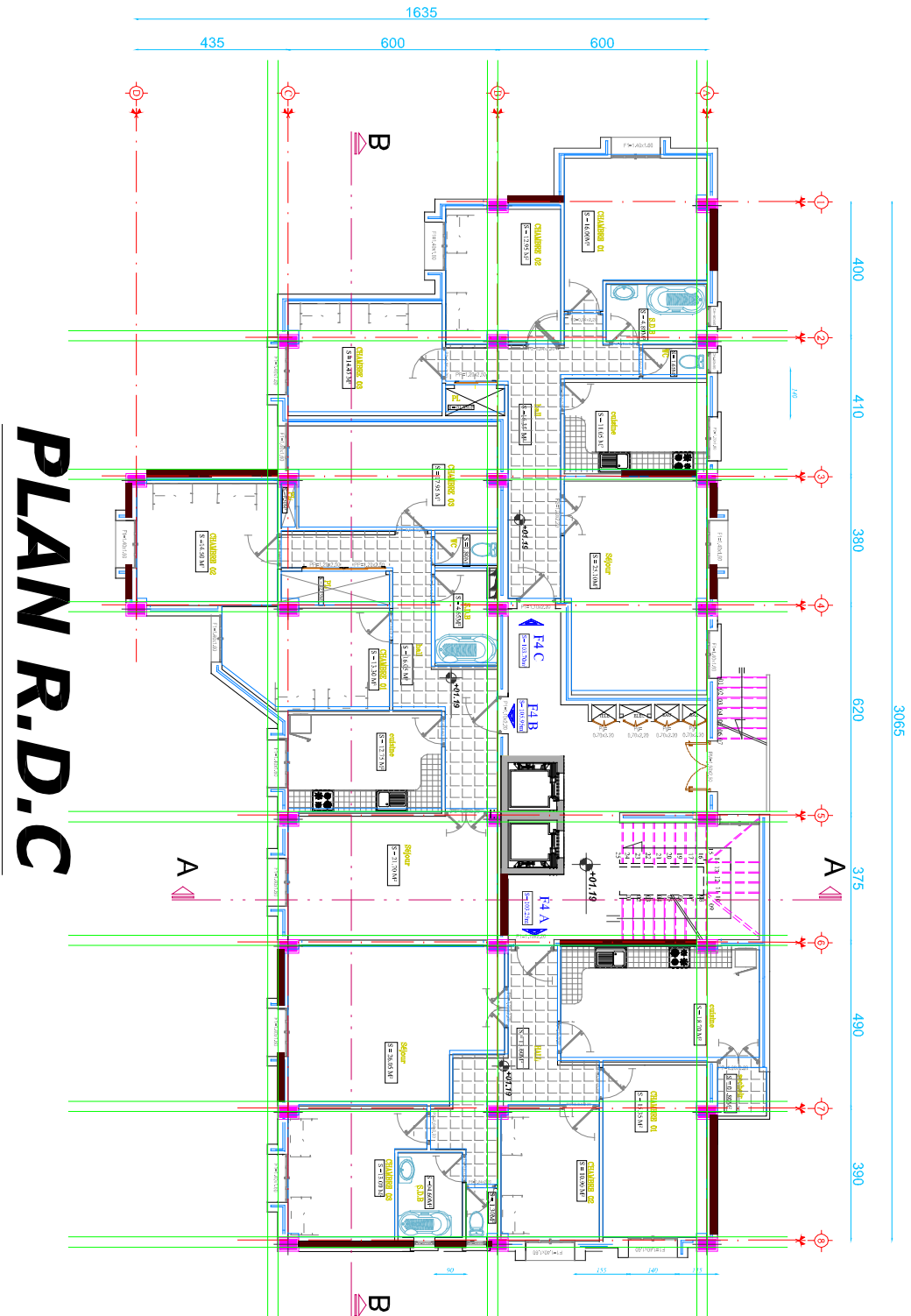


Figure I. 4: Plan du RDC.

PLAN 1er ETAGE

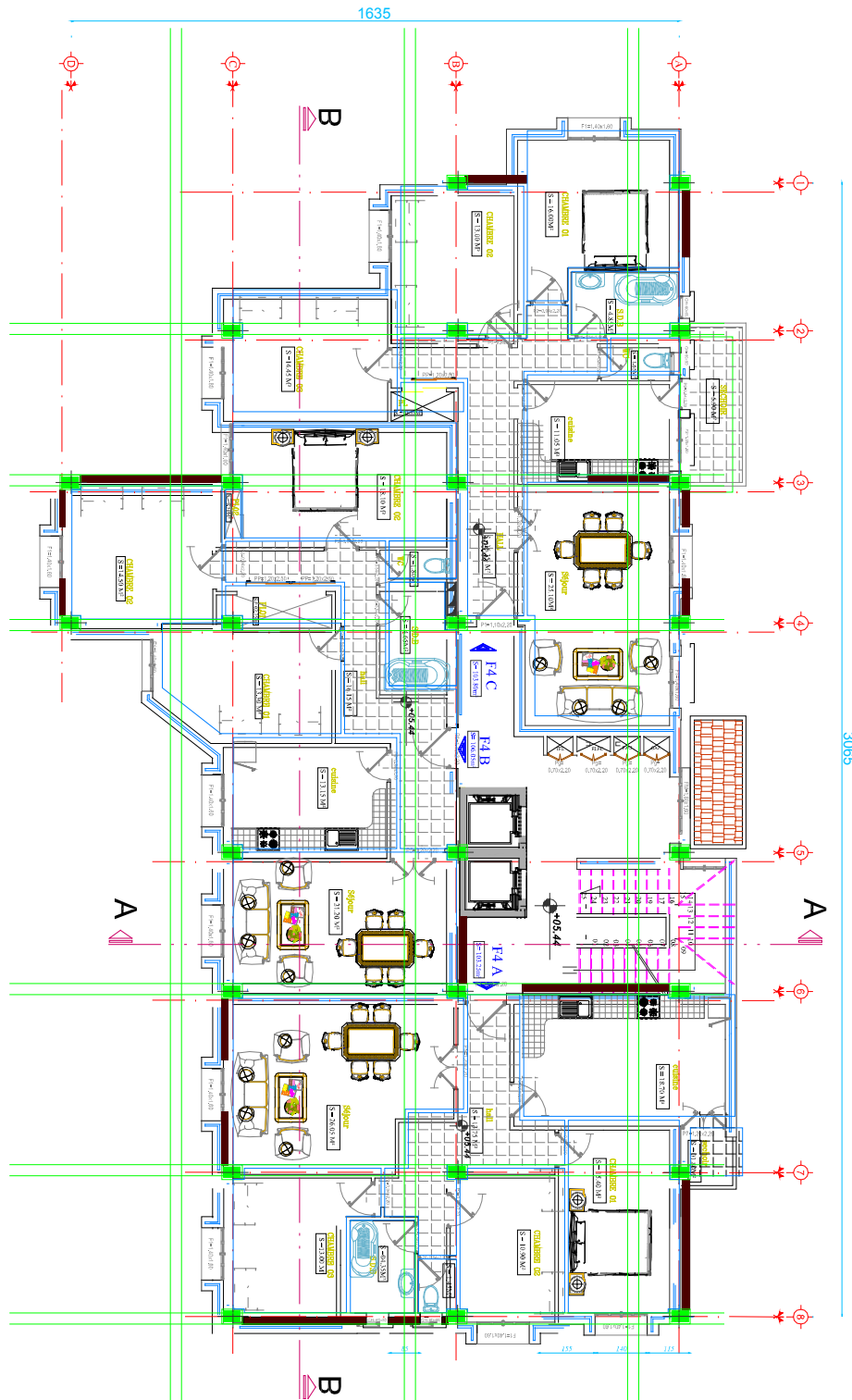
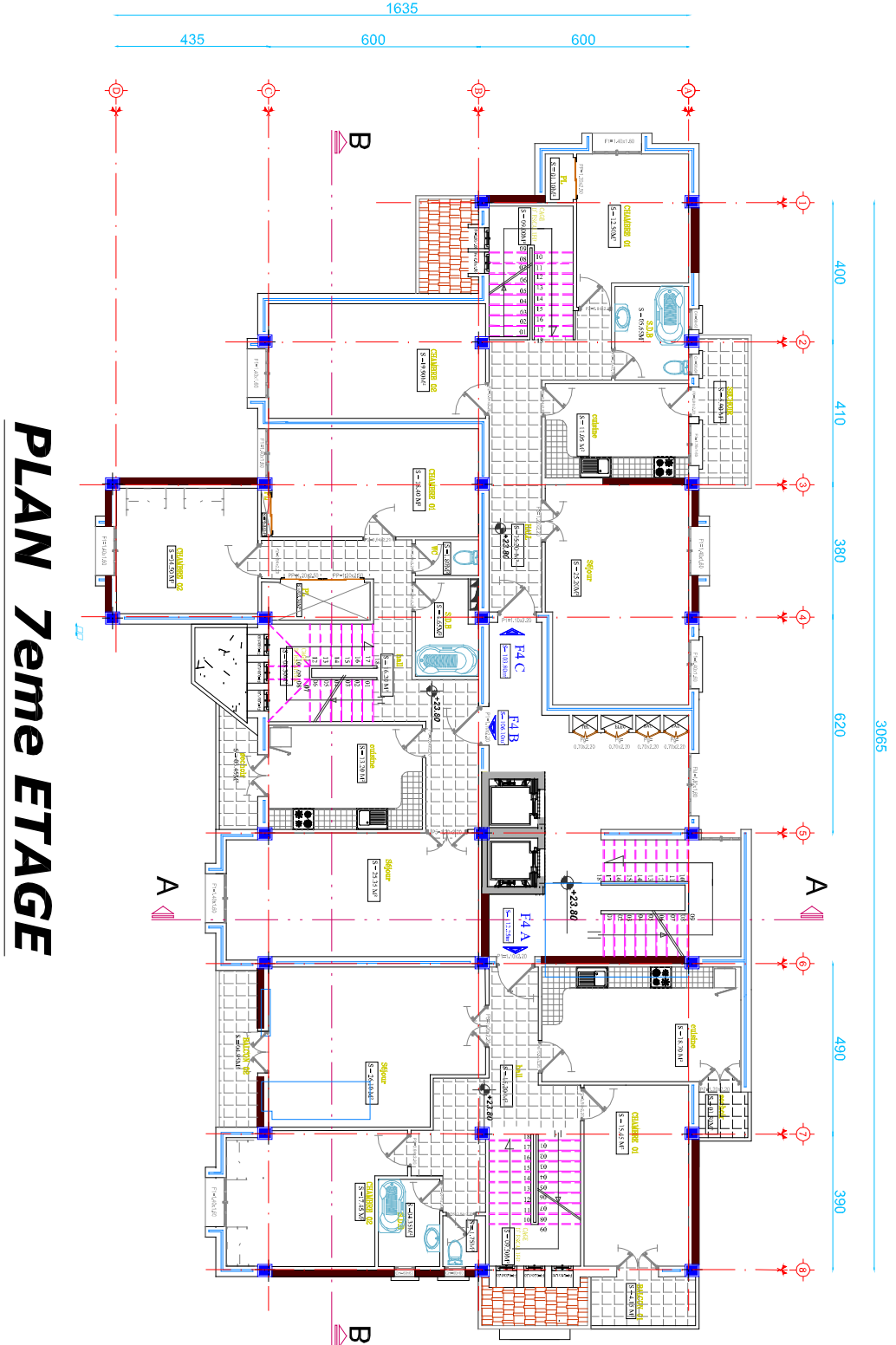


Figure I. 5 : Plan du 1er étage.

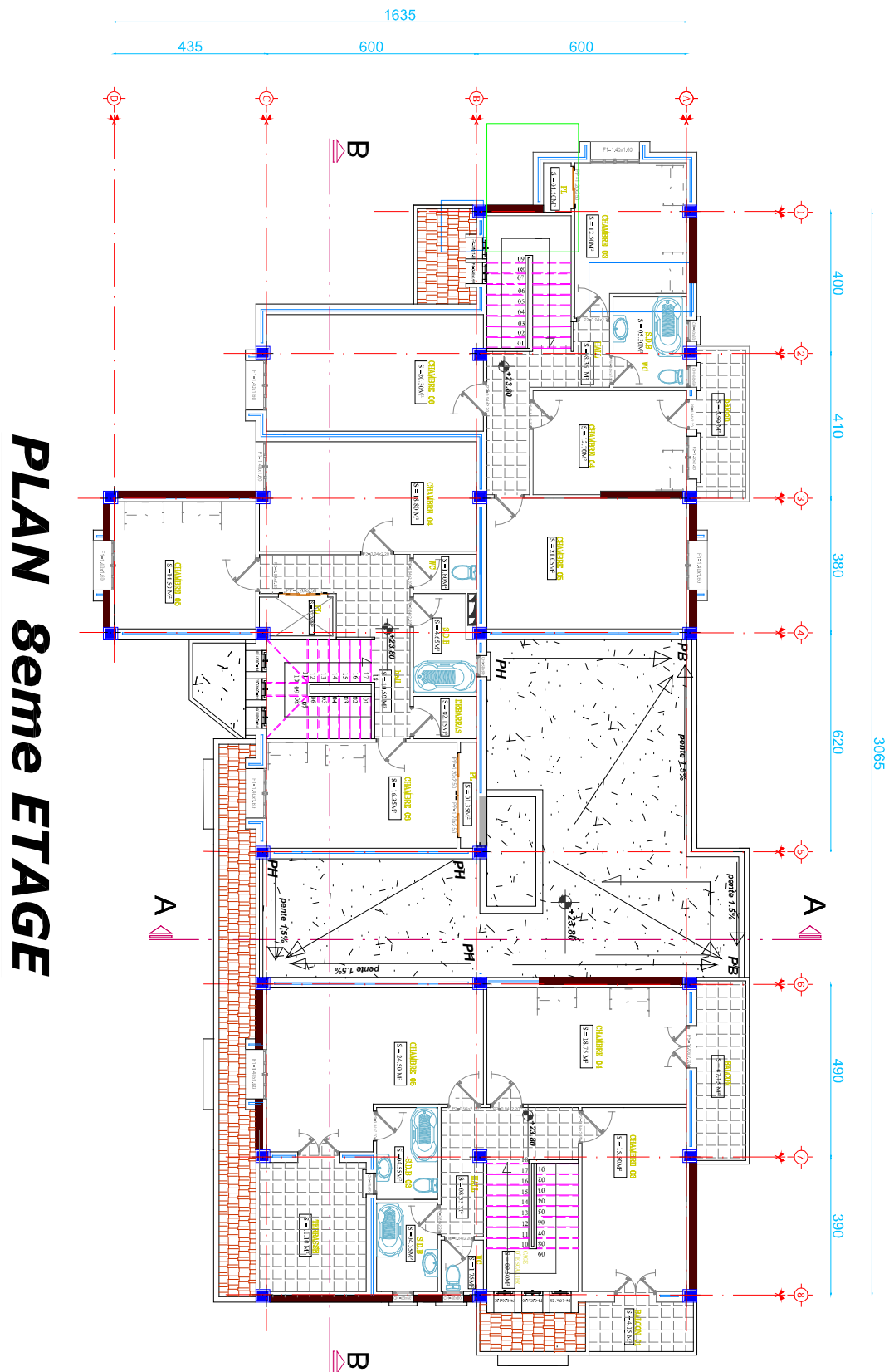
Description de l'ouvrage



PLAN 7eme ETAGE

Figure I. 6 : Plan du 7eme étage.

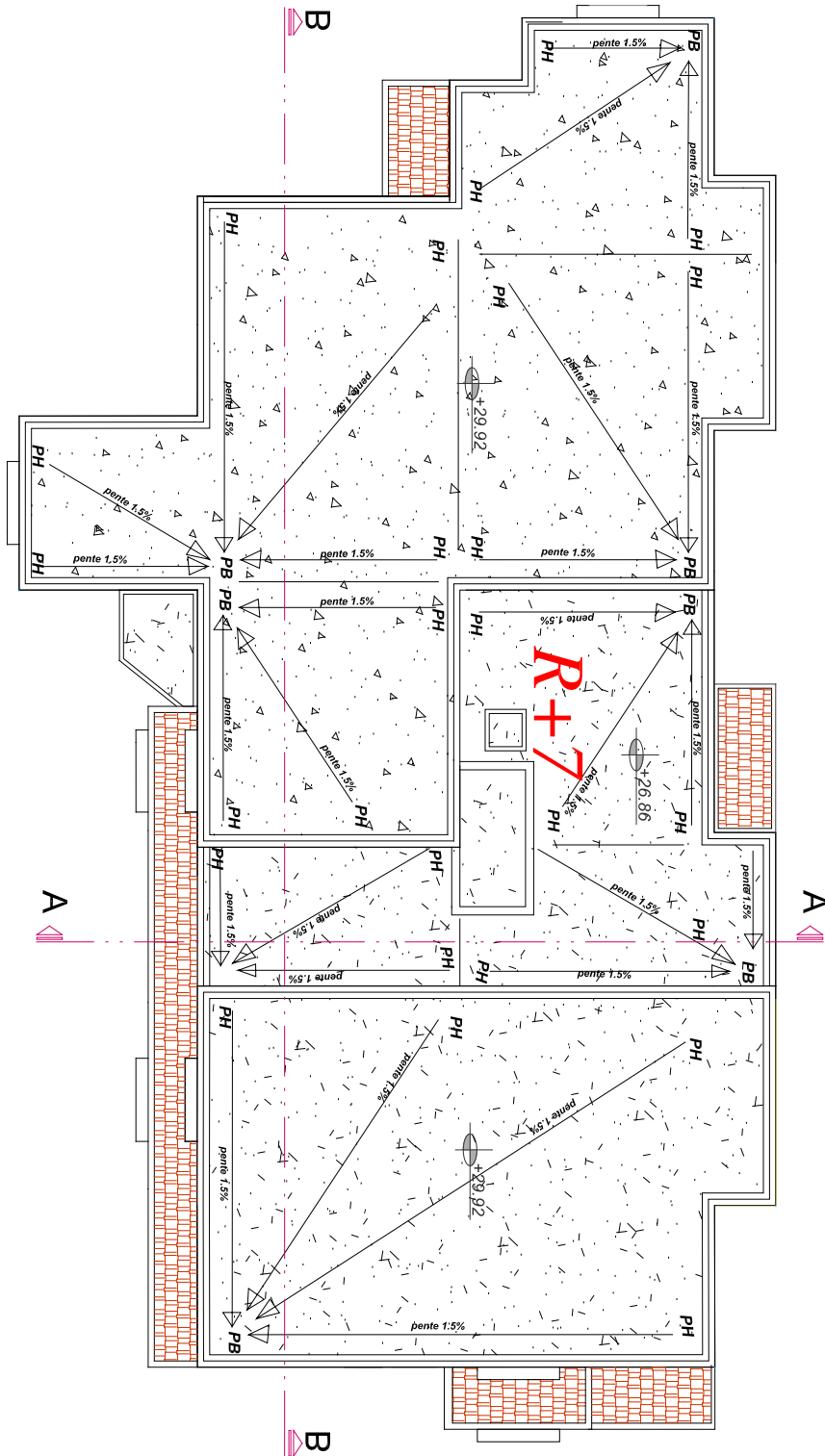
Description de l'ouvrage



PLAN 8eme ETAGE

Figure I. 7 : Plan du 8eme étage.

PLAN DU TERRASSE



3255

1845

Figure I. 8 : plan du terrasse.

Description de l'ouvrage



FACADE POSTERIEURE

Figure I. 9: Façade postérieure.

Chapitre 2 :

Caractéristiques des matériaux

1. Introduction :

Les caractéristiques des matériaux utilisées dans la construction de bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de constructions et de calcul des ouvrages en béton armé suivants :

- Le Règlement parasismique Algérien (RPA 99/V2003)[1].
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93)[3].
- Le Règlement de béton arme aux états limites (Le BAEL 91 modifié99)[2].

2. Béton :

Le béton est un matériau obtenu en mélangeant d'une manière homogène et dans des proportions convenables les ingrédients suivants :

- Ciment.
- Granulats (sable et gravier).
- Eau de gâchage.
- Produit d'addition (Adjuvants).

Le matériau ainsi obtenu sera coulé et son durcissement aura les qualités suivantes :

1. La résistance mécanique élevée, essentiellement résistant à la compression simple, et pour certain usage spécial.
2. La résistance aux agents agressifs (eau de mer, acide, etc...).
3. Les déformations instantanées et surtout différées, que l'on souhaite généralement Les plus faibles possibles (retrait minimum).
4. La maniabilité au moment de la mise en œuvre qui peut définie comme l'aptitude du béton à remplir parfaitement le moule qui lui offert sans ségrégation.
5. L'on peut enfin rechercher certaines qualités spéciales, telles que la masse spécifique aussi élevée que possible (Béton lourd) ou aussi faible que possible (béton léger).

2.1. Les résistances mécaniques du béton :

2.1.1. résistance à la compression f_{cj} :

Le Béton est caractérisé par sa résistance à la compression à « J » jours, généralement à 28 jours. Cette valeur est déterminée par des essais sur des éprouvettes cylindriques de 16cm de diamètre sur 32cm de hauteur.

- $j \leq 28 \rightarrow f_{cj} = 0.685 f_{c28} \log(j + 1)$
- $j > 28 \rightarrow f_{cj} = 1.1f_{c28}$

Pour notre étude, on a : $f_{c28} = 25MPa$.

2.1.2. Résistance du Béton à la traction :

La mesure directe de la résistance à la traction par un essai de traction axiale étant délicate on a recours a deux modes opératoires différentes :

- Flexion d'éprouvette prismatique non armées.
- Fendage diamétral d'une éprouvette cylindrique (essai Brésilien).

Caractéristiques des matériaux

La résistance à la traction du béton à «J» jours noté f_{tj} et conventionnellement définie par la relation : $f_{t28} = 0.06f_{c28} + 0.6$ avec $f_{cj} \leq 40MPa$

Pour $f_{c28} = 25MPa \rightarrow f_{t28} = 2.1MPa$

2.2. Contraintes limites :

2.2.1. État limite ultime ELU :

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

Pour le calcul a l'ELU, On adopte le diagramme dit " parabole-rectangle " (Fig III.1). En compression pure, le diagramme est constitué par la partie parabole du graphe ci-dessous, les déformations relatives à 2‰.

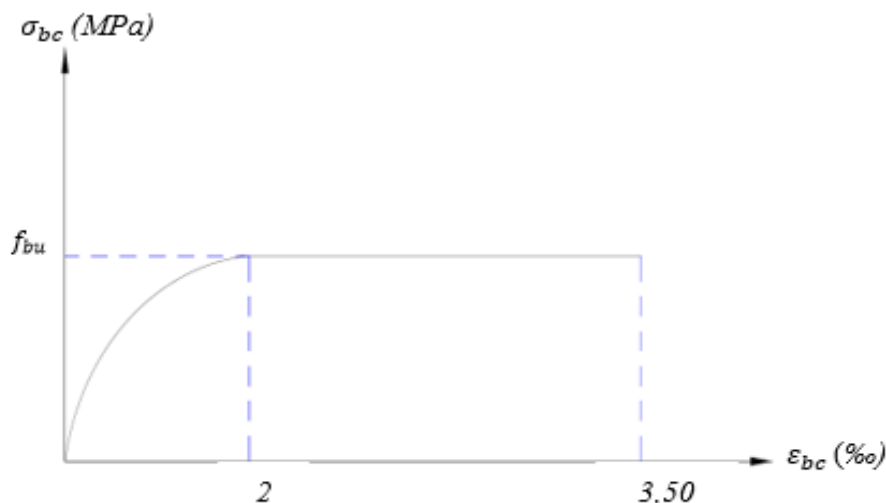


Figure II. 1: Diagramme parabolique-rectangle des contraintes-déformations du béton à l'ELU.

En compression avec flexion (ou induite flexion), le diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas est le diagramme de calcul dit : "parabole-rectangle" avec :

- f_{bu} : contrainte ultime du béton en compression est donné par la formule :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{bu}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

- γ_b : coefficient de sécurité du béton est égale à :

$$\begin{cases} 1.5 & \text{dans le cas de situation durable.} \\ 1.15 & \text{dans le cas de situation accidentelle.} \end{cases}$$

- θ : coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement. Il est fixé à 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24 heures, à 0.9 lorsque cette durée est comprise entre 1 heures et 24 heures et à 0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1 heure.

Dans notre étude :

Cas courant $f_{bu} = 14.17MPa$ ($\theta = 1$ et $\gamma_b = 1.5$)

Cas accidentel $f_{bu} = 18.48MPa$ ($\theta = 1$ et $\gamma_b = 1.15$)

2.2.2. État limite de service ELS :

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

Le bâtiment doit vérifier les trois critères suivants :

- Compression du béton.
- L'ouverture des fissures.
- Déformations des éléments de la construction.

Dans le cas de l'ELS, on suppose que le diagramme parabole-rectangle reste dans le domaine élastique linéaire et définie par son module d'élasticité.

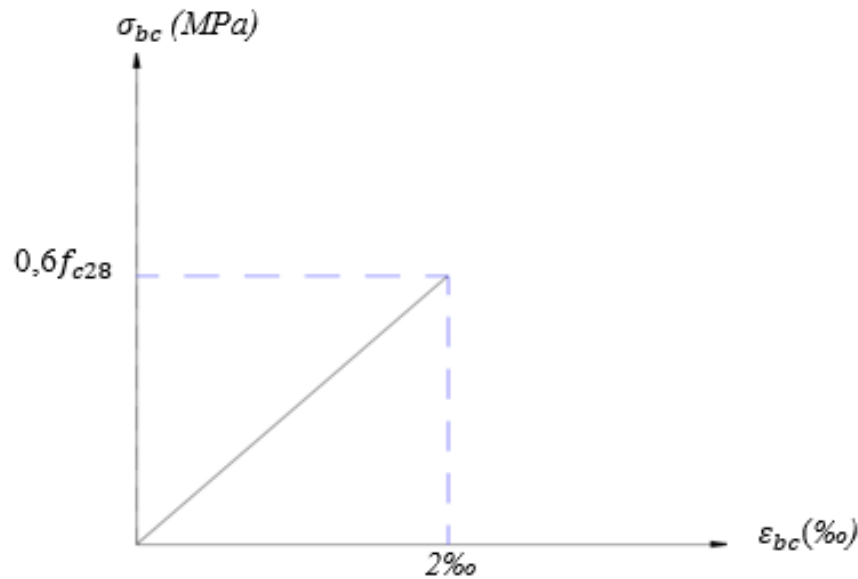


Figure II. 2: Diagramme contraintes-déformation du béton à l'ELS.

- La contrainte limite de service en compression est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0.6f_{c28} \text{ (en MPa)}$$

$$\text{Pour : } f_{c28} = 25\text{MPa} \rightarrow \sigma_{bc} = 15\text{MPa}$$

2.3. Le module de déformation longitudinale :

Ce module est définie sous l'action des contraintes normales d'une longue ou de courte durée d'application, il est sous le nom de module " Young ou module de déformation longitudinale ".

2.3.1. Module de déformation instantanée E_{ij} :

Pour les charges dont la durée d'application est inférieure à 24 heures. Il est mesuré à partir de la courbe (σ - ϵ) d'un test de courte durée, il représente le module d'élasticité sous chargement accidentel.

$$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3}$$

2.3.2. Module de déformation différé E_{vj} :

Caractéristiques des matériaux

Pour les charges de longue durée d'application. Il est mesuré à partir de la courbe (σ - ϵ) d'un test de longue durée, il représente le module d'élasticité sous chargement durable ou transitoire.

$$E_{vj} = 3700(f_c)^{1/3}.$$

Pour notre cas :

$$f_{cj} = f_{c28} = 25MPa \rightarrow E_{ij} = 32164MPa \text{ et } E_{vj} = 10721.40MPa$$

2.4. Coefficient de poisson ν :

Le coefficient de poisson est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

- **ELU** : $\nu = 0$ calcul des sollicitations (Béton fissuré).
- **ELS** : $\nu = 0.2$ calcul de déformations (Béton non fissuré).

2.5. Poids Volumique ρ :

On adopte que le poids volumique ρ de béton est égale : 25 000 Kg/m³.

3. Acier :

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, il présente une très bonne résistance à la traction et une bonne résistance à la compression dans le cas d'élançements faibles. En béton armé, l'acier a pour rôle d'absorber et d'équilibrer les efforts de traction, de cisaillement et de torsion. Si aucune précaution n'est prise il peut subir des efforts de corrosion. C'est un matériau très ductile qui atteint des déformations très importantes avant rupture (de l'ordre de dizaine de %).

On distingue deux types d'aciers :

- Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25% de carbone.
- Aciers durs pour 0.25 à 0.40% de carbone.

3.1. Caractéristiques mécaniques :

Les valeurs de la limite d'élasticité garantie f_e sont données par le tableau suivant :

Caractéristiques des matériaux

Tableau II. 1 : Les valeurs de la limite d'élasticité.

Type	Nuance	$f_e [MPa]$	Emploi
Ronds lisses	F _e E22 F _e E4	215 235	Emploi courant. Épingles de levage des pièces préfabriquées.
Barres HA Type 1 et 2	F _e E40 FeE50	400 500	Emploi courant.
Fils tréfilés HA Type 3	F _e TE40 F _e TE50	400 500	Emploi sous forme de barres droites ou de treillis.
Fils tréfilés lisses type 4	TL50 $\varphi > 6mm$ TL50 $\varphi \leq 6mm$	500 520	Treillis soudés uniquement emploi courant.

Dans notre cas, les aciers utilisés seront les suivants :

- Aciers à haute adhérence avec un acier de nuance FeE40 pour les armature de semelles, voiles, poteaux, poutres et chenaux ($f_e = 400 MPa$).
- Treillis soudés 5mm 150X150 pour dallages et dalles de compression : $f_e = 235 MPa$.

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier sera pris égale à : $E_S = 200\ 000 MPa$.

3.2. Contraintes limites :

3.2.1. État limite Ultime :

Pour le calcul, on utilise le diagramme contrainte-déformation :

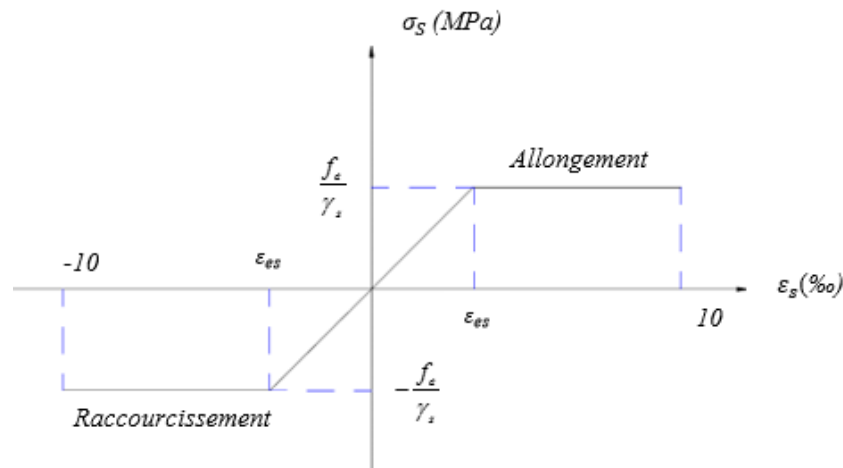


Figure II. 3: Diagramme contrainte-déformation d'acier..

avec : $\epsilon_S = \frac{\sigma_S}{E_S}$

tel que :

σ_S : étant la contrainte de calcul avec : $\sigma_S = \frac{f_e}{\gamma_s}$

γ_s : est le coefficient de sécurité de l'acier qui a pour valeur :

- $\gamma_s = 1.15$ Cas de situation durable ou transitoire.
- $\gamma_s = 1$ Cas de situation accidentelles.

3.2.2. État limite de service :

On ne limite pas la contrainte de l'acier sauf en état limite d'ouverture des fissures :

- Fissuration peu nuisible : pas de limitation.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}})$.
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \min(1/2 f_e, 90 \sqrt{\eta f_{tj}})$.

η : Coefficient de fissuration tel que :

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

4. Hypothèses de calcul :

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

- Les sections droites restent planes après déformation.
- Il n'y a pas de glissement entre les armatures d'acier et le béton.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul de la résistance à cause de sa faible résistance à la traction.
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5‰ en flexion simple ou composée et à 2‰ dans la compression simple
- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10‰.
- La contrainte de calcul, notée « σ_s » et qui est définie par la relation : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$ est égale à :
- Rond lisse : $\begin{cases} \sigma_s = 204.34 \text{ MPa Situation durable.} \\ \sigma_s = 235 \text{ MPa Situation accidentelle.} \end{cases}$
- Haute adhérence : $\begin{cases} \sigma_s = 348 \text{ MPa Situation durable.} \\ \sigma_s = 400 \text{ MPa Situation accidentelle.} \end{cases}$
- Les déformations des sections sont limitées pour l'allongement unitaire de l'acier à 10‰.

Chapitre 3 :

Pré dimensionnement

1. Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but le pré calcul des différents éléments résistants en utilisant Les règlements RPA99/ version2003[1], B.A.E.L 91modifié99[2] et C.B.A 93[3].

Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :

- **Sollicitations verticales :** Elles sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation de plancher, poutrelle, poutres et poteaux et finalement transmises au sol par les fondations.
- **Sollicitations horizontales :** Elles sont généralement d'origine sismique et sont Requises par les éléments de contreventement constitué par les portiques.

Avant d'entamer tout calcul, il est plus pratique d'estimer l'ordre de grandeur des éléments de la structure, pour cela des règlements en vigueur, notamment le "**RPA99 version 2003[1]**" et le "**CBA93[3]**", mettent au point ce qui est nécessaire pour un pré dimensionnement à la fois sécuritaire et économique.

2. Pré dimensionnement des Planchers :

2.1.Plancher à corps creux (étage courant) :

Ce plancher est constitué d'éléments résistants ; ce sont les poutrelles en béton armé et des éléments de coffrage « les entrevous » ; corps creux. Après la mise en place d'un ferrailage complémentaire, une dalle de répartition est coulée sur place (hourdis).

L'épaisseur du plancher est donnée par la condition de rigidité :

$$\frac{L_{max}}{25} < h < \frac{L_{max}}{20}$$

h : épaisseur totale de la dalle.

L_{max} : longueur entre nus d'appuis (plus grande portée des poutrelles).

Dans notre cas : $L_{max} = 460m$

$$\text{Donc : } \frac{460}{25} < h < \frac{460}{20} \rightarrow 18.4 < h < 23$$

On prend : $h = 21cm$ (plancher a corps creux 16cm + 5cm).

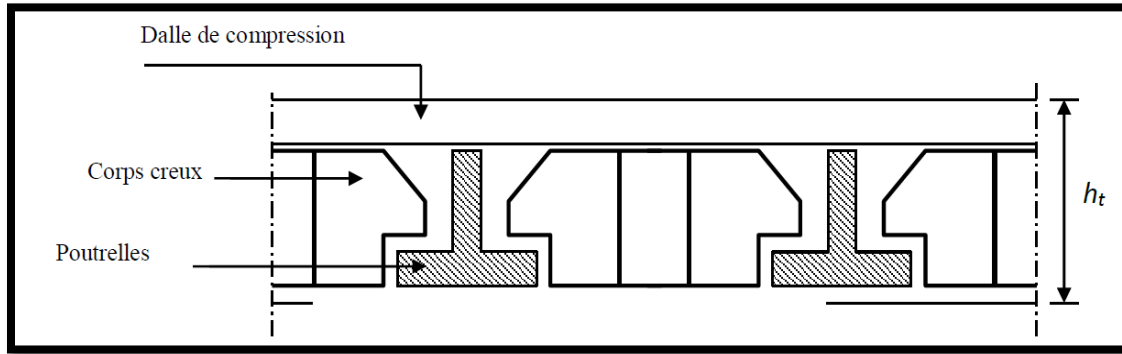


Figure III. 1 : Dalle à corps creux

2.2. Planchers dalle pleine :

L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance, nous déduirons donc l'épaisseur des dalles à partir des conditions suivantes :

2.2.1. Résistance au feu :

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

On admet que : **$e = 15$ cm**

2.2.2. Isolation phonique :

Selon les règles techniques « CBA93[3] » en vigueur en Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique. Nous limitons donc notre épaisseur à 15 cm.

2.2.3. Résistance à la flexion :

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

- Dalle reposant sur deux appuis : $\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$
- Dalle reposant sur trois ou quatre appui : $\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$

Avec :

L_x : La petite portée du panneau le plus sollicité.

Dans notre cas les dalles qui reposent sur quatre appuis ont une portée égale à : $L_x = 4.6$ cm.

$$\frac{460}{50} \leq e \leq \frac{460}{40} \rightarrow 9.20 \leq e \leq 11.5 \rightarrow \text{l'épaisseur } e \text{ est limité à } 11\text{cm} .$$

D'après les conditions précédentes, l'épaisseur $e = \max(15, 11, 15)$.

L'épaisseur de la dalle à retenir est alors : $e = 15$ cm.

Le choix préconisé de l'épaisseur de la dalle en corps creux : **$e = (16 + 5)$ cm**

(5cm étant la dalle de compression).

Donc l'épaisseur de la dalle est : **$e = 15$ cm.**

3. Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres seront pré dimensionnées selon les formules empiriques données par le « BAEL91 modifié 99[2] » et vérifiées par la suite le « RPA99/version 2003 »

- Selon les règles BAEL91 modifié 99[2] :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$$
$$0,3h \leq b \leq 0,7h$$

Avec :

L : La portée maximale de la poutre.

h : La hauteur de la poutre.

b : La largeur de la poutre.

- D'après le RPA99/version2003[1] l'article 7.5.1 :

- La hauteur h de la poutre doit être : $h \geq 30\text{cm}$.
- La largeur b de la poutre doit être : $b \geq 20$.
- Le rapport hauteur largeur doit être : $\frac{h}{b} \leq 4.00$.

3.1. Poutres principale [P.P] :

Le calcul des dimensions et leur vérification sont données comme suit

(avec : $L_{\max} = 5.70\text{m}$) :

$$\begin{cases} \frac{570}{15} \leq h \leq \frac{570}{10} & \rightarrow 38.7 \leq h \leq 57 \rightarrow \text{On prend : } h = 50\text{cm} \\ 15 \leq b \leq 35 & \rightarrow \text{On prend : } b = 30\text{cm} \end{cases}$$

Ainsi que les trois conditions imposées par le RPA99/Version 2003 sont vérifiées.

3.2. Poutres secondaires [P.S] :

Avec : $L_{\max} = 4.60\text{m}$

$$\begin{cases} \frac{460}{15} \leq h \leq \frac{460}{10} & \rightarrow 30.66 \leq h \leq 46 \rightarrow \text{On prend } h = 40\text{cm}. \\ 12 \leq b \leq 28 & \rightarrow \text{On prend } b = 30\text{cm} \quad (\text{Le min de RPA}). \end{cases}$$

Ainsi que les trois conditions imposées par le RPA99/Version 2003 sont vérifiées.

4. Pré dimensionnement des voiles :

Le pré dimensionnement des murs en béton armé est justifié par l'**article 7.7 de l'RPA 99 version 2003**[1].

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

D'après l'RPA99 version 2003 les voiles sont considérés comme des éléments satisfaisant la condition, $L > 4e$.

Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires (poteaux).

Avec :

l : Longueur du voile.

e : Épaisseur du voile.

h_e : Hauteur libre de l'étage.

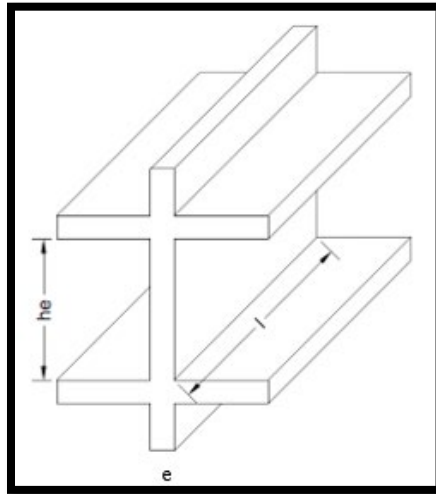


Figure III. 2 : Vue du voile en élévation

Dans notre cas :

$$e_{min} \geq \max\{15\text{cm} ; \frac{h_e}{22}\}$$

h_e : hauteur d'étage.

e_{min} : épaisseur du voile.

- Pour le Sous-sol : $h_e = (3,06 - 0,50) = 2,56\text{m}$
 $e_{min} \geq \max\{15\text{cm} ; 11,63\text{cm}\} \Rightarrow e_{min} \geq 15\text{cm}$
- Pour le R.D.C et entresol : $h_e = (4,25 - 0,50) = 3,75\text{m}$.
 $e \geq \max\{15\text{cm} ; 17,04\text{cm}\} \Rightarrow e_{min} \geq 17,04\text{cm}$.

Pré dimensionnement

- Pour l'étage courant $h_e = (3,06 - 0,50) = 2,56\text{m}$
 $e_{min} \geq \max\{15\text{cm} ; 11,63\text{cm}\} \Rightarrow e_{min} \geq 15\text{cm}$

Conclusion :

Nous optons pour : $e = 20\text{cm}$.

5. Évaluations des charges et surcharges :

La descente de charge a pour but de définir les charges qui reviennent aux planches et qui reviennent aux éléments porteurs.

5.1. Surcharges Permanentes G :

5.1.1. Plancher courant : (Niveau courant)

Tableau III. 1: Charge permanente d'un plancher corps creux

Matériaux	Épaisseur E_p (cm)	Poids volumique ρ (KN/m ³)	Poids G (KN/m ²)
Carrelage Scellé	2	22.5	0.45
Mortier de pose	2	20	0.40
Couche de sable	3	18	0,54
Le Plancher (corps creux)	16+5	-	3.1
Enduit en plâtre	2	10	0.2
Les cloisons de séparation	10	-	1
Charge permanente			5.69

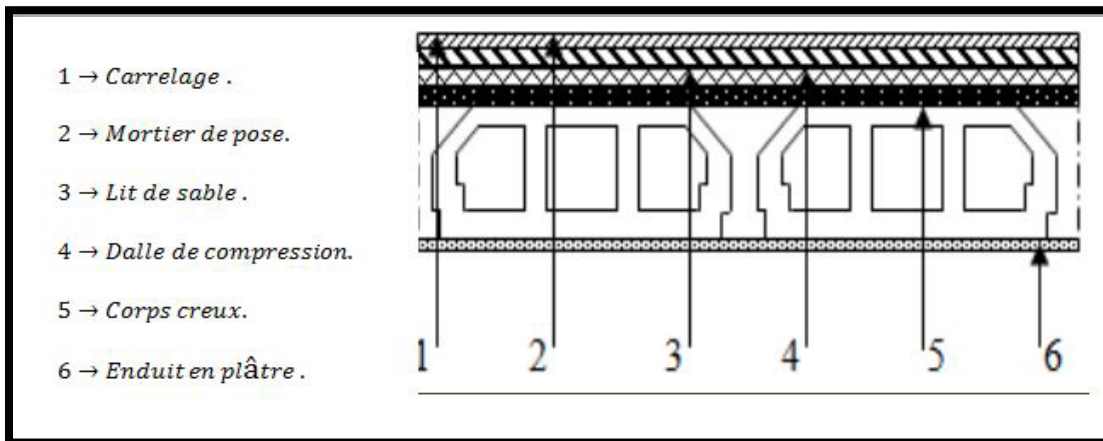


Figure III. 3 : les composantes d'un Plancher courant

Pré dimensionnement

5.1.2. Mur Extérieurs : (Double cloisons)

Les murs extérieurs sont composés de :

Tableau III. 2 : Charge permanente d'un Mur Extérieurs

Matériaux	Épaisseur E_p (cm)	Poids volumique ρ (KN/m^3)	Poids G (KN/m^2)
Enduit de ciment	2	18	0.36
Briques creuses	10	9	0.9
Lame d'air	5	/	0.0
Briques creuses	10	9	0.9
Enduit en ciment	2	18	0.36
Charge permanente G			2.52

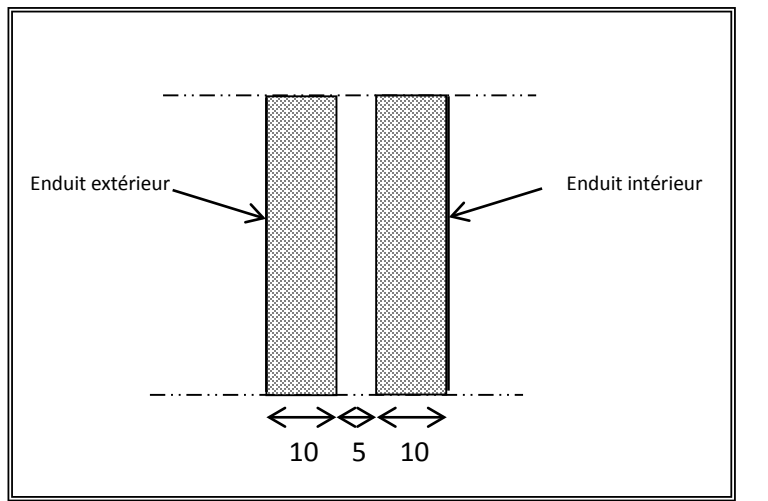


Figure III. 4 : Détail d'un mur extérieur

Remarque :

Les murs peuvent être avec ou sous ouvertures donc il est nécessaire d'utiliser des coefficients.

Selon le pourcentage d'ouvertures :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Murs avec portes (90\% G).} \\ \text{Murs avec fenêtres (80\% G).} \\ \text{Murs avec portes et fenêtres (70\%).} \end{array} \right.$$

Dans notre cas , on a murs avec portes et fenêtres

$$\rightarrow 70\%G = 1.764 \text{ KN/m}$$

5.1.3. Plancher terrasse :

La terrasse est inaccessible réalisée en corps creux surmontée de plusieurs couches.

Pré dimensionnement

Tableau III. 3 : Charge permanente d'un Plancher terrasse

Désignation de l'élément	Épaisseur E_p (cm)	Poids volumique ρ (KN/m ³)	Poids G (KN/m ²)
Protection en gravillons	5	17	0.85
étanchéité multicouche	2	6	0.12
Forme de pente	10	22	2.2
Isolation thermique (liège)	4	4	0.16
Dalle corps creux	16+5	/	3.1
Enduit de plâtre	2	10	0.2
charge permanente			6.63

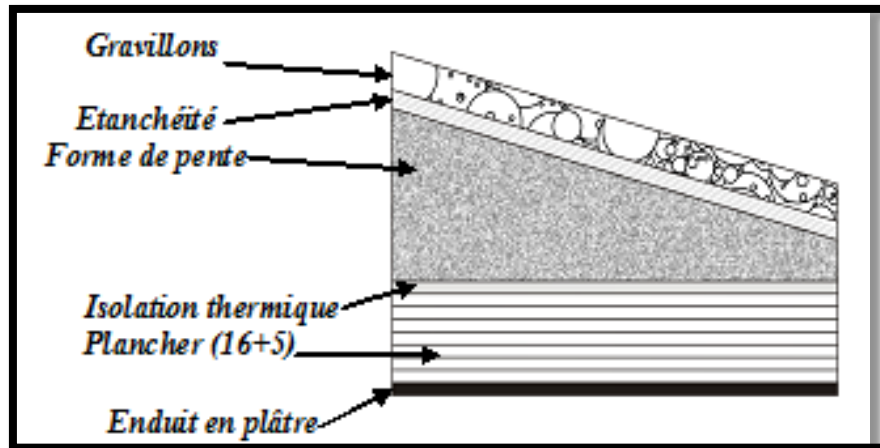


Figure III. 5 : Plancher terrasse inaccessible

5.1.4. Balcon : (dalle pleine) :

Tableau III. 4 : Charge permanente d'un Balcon

Désignation de l'élément	Épaisseur E_p (cm)	Poids volumique ρ (KN/m ³)	Poids G (KN/m ²)
Dalle pleine	15	25	3.75
Couche de sable	3	18	0.54
Carrelage	2	22.5	0.45
Mortier de pose	2	20	0.4
Enduit de ciment	2	18	0.36
Charge permanente			5.5

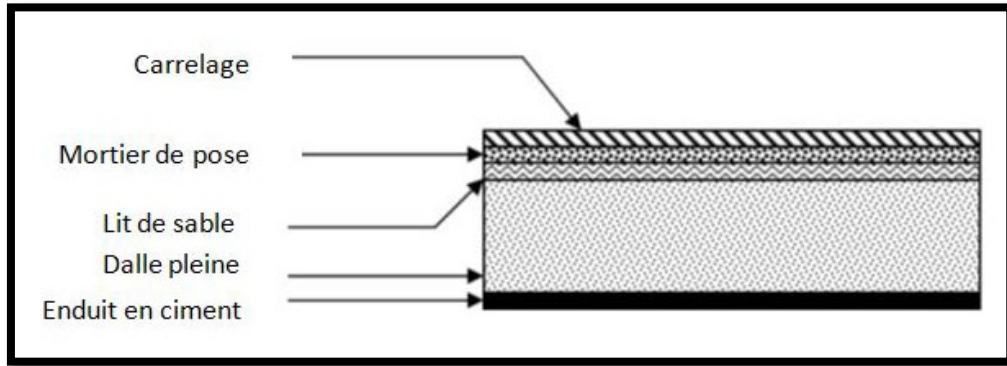


Figure III. 6 : Composantes du balcon

5.1.5. Plancher sous-sol : (Parking)

Tableau III. 5 : Charge permanent du Plancher sous-sol

Désignation de l'élément	Épaisseur E_p (cm)	Poids volumique ρ (KN/m^3)	Poids G (KN/m^2)
revêtement en carrelage	2	25	0.5
Mortier de Pose	2	20	0.4
lit de sable	3	18	0.54
Dalle pleine	20	25	5
enduit de ciment	2	18	0.36
cloisons légères	/	/	1
Charge permanente			7.64

5.2.Surcharges d'exploitation : Q

Les charges d'exploitations sont définies par DTR B.C.2.2[4] 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.

Pour notre bâtiment, les valeurs retenues sont présentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau III. 6: Charges d'exploitation

Éléments	Surcharges [KN/m^2]
Terrasse inaccessible	1.0
Balcon d'habitation	3.5
Escalier	2.5
Plancher Courant à usage d'habitation	1.5
Sous-sol à usage Parkings	2.5

6. Pré dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont près dimensionnés en compression simple en choisissant les poteaux les plus sollicités de la structure. Le poteau le plus sollicité de cet ouvrage ; c'est celui qui supporte des charges réparties sur une surface S comme le montre la figure ci-dessous.

Avec : S est la surface supportée par le poteau le plus défavorable.

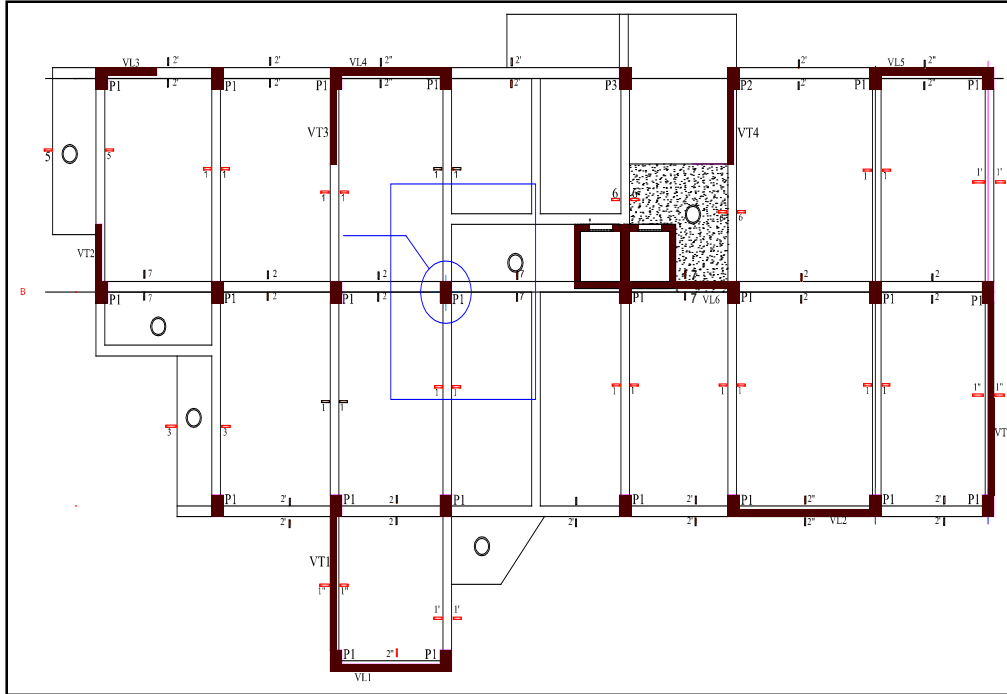


Figure III. 7: Poteau le plus sollicité

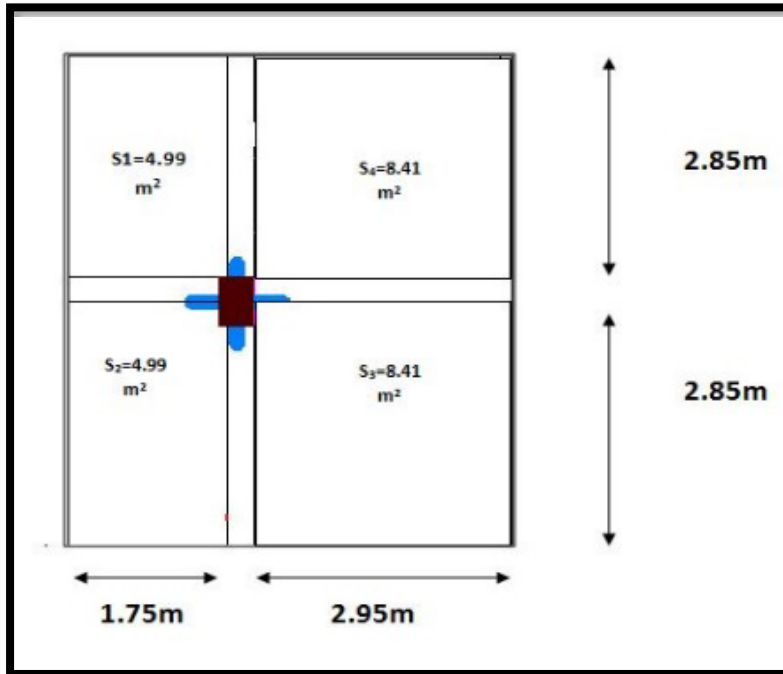


Figure III. 8: Surface revenant au poteau le plus sollicité

6.1.Étapes de pré dimensionnement :

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

6.2.Loi de dégression :

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

Q : Charge d'exploitation.

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

Avec :

n : Nombre d'étage.

Q_0 : La structure d'exploitation sur la terrasse.

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

Pré dimensionnement

Tableau III. 7: Dégression des charges d'exploitation

Niveau	Opérations
Terrasse	$Q_0 = 1 \text{ kN}$
8^{ème}	$Q_0 + Q_1 = 1.5 \text{ kN}$
7^{ème}	$Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2) = 3.85 \text{ kN}$
6^{ème}	$Q_0 + 0.9(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 5.05 \text{ kN}$
5^{ème}	$Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 6.10 \text{ kN}$
4^{ème}	$Q_0 + 0.8(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 7.00 \text{ kN}$
3^{ème}	$Q_0 + 0.75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 7.75 \text{ kN}$
2^{ème}	$Q_0 + 0.71(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 8.45 \text{ kN}$
1^{ér}	$Q_0 + 0.69(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 9.28 \text{ kN}$
RDC	$Q_0 + 0.67(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 10.05 \text{ kN}$
Entresol	$Q_0 + 0.65(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10}) = 11.40 \text{ kN}$
Sous-sol	$Q_0 + 0.64(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11}) = 12.84 \text{ kN}$

6.3. Dimensionnement des poteaux :

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

$$N_u = \alpha \left[\frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right] \dots\dots\dots (1)$$

Avec :

N_u : Effort ultime (compression) = $1,35G + 1,5Q$

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

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

l_f : Longueur de flambement .

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

Pré dimensionnement

I : Moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$.

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

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

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

* f_e : Limite élastique de l'acier ($f_e = 400 \text{MPa}$).

* f_{c28} : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28} = 25 \text{MPa}$).

* A_s : Section d'acier comprimée.

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

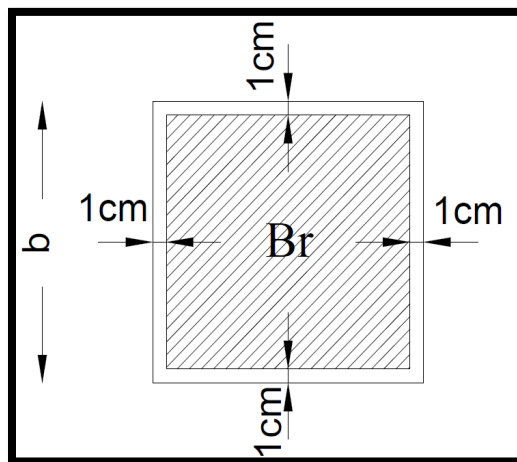


Figure III. 9: Section réduite Br

* Selon le “**BAEL 91 modifié 99[2]**”

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

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

$$\bullet \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{si } \lambda < 50$$

$$\bullet \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \quad \text{si } 50 < \lambda < 100$$

Pré dimensionnement

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

De l'équation (1), on tire la valeur de Br :

$$Br \geq \frac{N_u}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s}{B} \frac{f_e}{\gamma_s} \right)} = 0,0652 \text{ m}^2$$

➤ **Le minimum requis par le « RPA99 version 2003[1] » (chapitre 7.4.1)**

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

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

Avec

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

h_e : Hauteur d'étage.

➤ **Vérification à l'ELS :**

On doit Vérifier la section à l'ELS selon la formule :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{B + \eta A_s} \leq 0.6 f_{c28} \dots \dots \dots (2)$$

Avec :

N_{ser} : Effort normal à l'ELS ($N_{ser}=N_G+N_Q$).

B : Section de béton du poteau.

A_s : Section des armatures ($A_s=1\%B$).

η : Coefficient d'équivalence ($\eta = \frac{E_s}{E_b} = 15$)

σ_{ser} : Contrainte de compression à l'ELS.

En remplaçant dans l'équation (2) les différents termes par leurs valeurs, on obtient :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1.15B} \leq 0.6 f_{c28} = 15\text{MPa} \dots \dots \dots (2)$$

Pré dimensionnement

S= La surface reprise par poteau égale à $26.81m^2$.

6.4. Charges permanentes revenant au poteau le plus sollicité :

6.4.1. Sous Terrasse :

Tableau III. 8 : Charge revenant de la terrasse

Éléments	Charge G [kN]
Chainage	$\frac{1}{2} \times 0.3 \times 0.35 \times 2.85 \times 25 = 3.74$
Corps creux	$6.63 \times 18.39 = 121.93$
Acrotère	$2.4 \times (2.95 + 2.85) = 13.92$
Poutre principale	$0.3 \times 0.5 \times 6 \times 25 = 22.5$
Poutre secondaire	$0.3 \times 0.4 \times (2.95 + 1.75) \times 25 = 14.1$
Poids propre de Poteau	$0.3^2 \times 25 \times (3.06 - 0.5) = 5.76$
$G_{\text{Sous-terrasse}} = 181.95$	

6.4.2. Sous 8ème étage :

Tableau III. 9: Charge revenant de 8eme étage

Éléments	Charge G [kN]
Chainage	$\frac{1}{2} \times 0.3 \times 0.2 \times 2.95 \times 25 = 2.21$
Corps creux	$5.7 \times 18.39 = 104.82$
Mur extérieur	$2.52 \times 2.56 \times (2.85 + 1.75 + 2.95 - 0.6) = 44.83$
Poutre principale	$0.3 \times 0.5 \times 6 \times 25 = 22.5$
Poutre secondaire	$0.3 \times 0.4 \times (2.95 + 1.75) \times 25 = 14.1$
Poids propre de Poteau	$0.3^2 \times 25 \times (3.06 - 0.5) = 5.76$
$G_{\text{sous-8eme}} = 249.98$	

Pré dimensionnement

6.4.3. Sous 7^{ème} étage :

Tableau III. 10 : Charge revenant de 7^{ème} étage

Éléments	Charge G [kN]
Chainage 1	$0.3 \times 0.2 \times 2.95 \times 25 = 4.43$
Chainage 2	$\frac{1}{2} \times 0.3 \times 0.35 \times (2.85 - 1.80) \times 25 = 1.38$
Chainage 3	$\frac{1}{2} \times 0.3 \times 0.35 \times 2.85 \times 25 = 3.74$
Dalle pleine ($e_p = 15\text{cm}$)	$5.5 \times (1.60 + 2.95) = 25.96$
Corps creux	$5.7 \times [4.99 \times 2 + 8.41 + 2.95 \times (2.85 - 1.80)] = 122.47$
Mur extérieur	$2.52 \times (3.06 - 0.5) \times [2.35 + (1.50 - 1.10) + 2.95 + (2.85 - 1.80)] = 43.54$
Poutre principale	$0.3 \times 0.5 \times 6 \times 25 = 22.5$
Poutre secondaire	$0.3 \times 0.4 \times (2.95 + 1.75) \times 25 = 14.1$
Poids propre de Poteau	$0.3^2 \times 25 \times (3.06 - 0.5) = 5.76$
$G_{\text{sous-7eme}} = 243.84$	

6.4.4. Sous 1^{er} étage :

Tableau III. 11 : Charge revenant de 1^{er} étage

Éléments	Charge G [kN]
Chainage 1	$0.3 \times 0.2 \times 2.95 \times 25 = 4.43$
Chainage 2	$\frac{1}{2} \times 0.3 \times 0.35 \times (2.85 - 1.80) \times 25 = 1.38$
Chainage 3	$\frac{1}{2} \times 0.3 \times 0.35 \times 2.85 \times 25 = 3.74$
Dalle pleine ($e_p = 15\text{cm}$)	$5.5 \times (1.60 + 2.95) = 25.96$
Corps creux	$5.7 \times [4.99 \times 2 + 8.41 + 2.95 \times (2.85 - 1.80)] = 122.47$
Mur extérieur	$2.52 \times (3.06 - 0.5) \times [2.35 + (1.50 - 1.10) + 2.95 + (2.85 - 1.80)] = 43.54$
Poutre principale	$0.3 \times 0.5 \times 6 \times 25 = 22.5$
Poutre secondaire	$0.3 \times 0.4 \times (2.95 + 1.75) \times 25 = 14.1$
Poids propre de Poteau	$0.3^2 \times 25 \times (4.25 - 0.5) = 8.44$
$G_{\text{sous-1er}} = 246.56$	

Pré dimensionnement

6.4.5. Sous RDC :

Tableau III. 12: Charge revenant de RDC

Éléments	Charge G [kN]
Chainage 1	$0.3 \times 0.2 \times 2.95 \times 25 = 4.43$
Chainage 2	$\frac{1}{2} \times 0.3 \times 0.35 \times (2.85 - 1.80) \times 25 = 1.38$
Chainage 3	$\frac{1}{2} \times 0.3 \times 0.35 \times 2.85 \times 25 = 3.74$
Dalle pleine (= 15cm)	$5.5 \times (1.60 + 2.95) = 25.96$
Corps creux	$5.7 \times [4.99 \times 2 + 8.41 + 2.95 \times (2.85 - 1.80)] = 122.47$
Mur extérieur	$2.52 \times (4.25 - 0.5) \times [2.35 + (1.50 - 1.10) + 2.95 + (2.85 - 1.80)] = 63.78$
Poutre principale	$0.3 \times 0.5 \times 6 \times 25 = 22.5$
Poutre secondaire	$0.3 \times 0.4 \times (2.95 + 1.75) \times 25 = 14.1$
Poids propre de Peteau	$0.3^2 \times 25 \times (4.25 - 0.5) = 8.44$
$G_{RDC} = 266.80$	

6.4.6. Sous-entresol :

Tableau III. 13: Charge revenant de l'entresol

Éléments	Charge G [kN]
Chainage 1	$0.3 \times 0.2 \times 2.95 \times 25 = 4.43$
Chainage 2	$\frac{1}{2} \times 0.3 \times 0.35 \times (2.85 - 1.80) \times 25 = 1.38$
Chainage 3	$\frac{1}{2} \times 0.3 \times 0.35 \times 2.85 \times 25 = 3.74$
Dalle pleine (ep=20cm)	$7.64 \times (2 \times 4.99 + 2 \times 8.41) = 204.75$
Poutre principale	$0.3 \times 0.5 \times 6 \times 25 = 22.5$
Poutre secondaire	$0.3 \times 0.4 \times (2.95 + 1.75) \times 25 = 14.1$
Poids propre de Peteau	$0.3^2 \times 25 \times (3.06 - 0.5) = 5.76$
$G_{\text{sous-entresol}} = 256.66$	

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Pré dimensionnement

Tableau III. 14: Les efforts appliqués au poteau le plus sollicité

Niveau	$Q_{cumulé}$ [kN]	N_Q [kN]	G_i [kN]	N_G [kN]
Sous-terrasse	1.00	18.39	181.95	181.95
Sous 8	2.50	67.00	249.98	431.93
Sous 7	3.85	103.18	243.84	675.77
Sous 6	5.05	135.34	243.84	919.61
Sous5	6.10	163.48	243.84	1163.45
Sous4	7.00	187.60	243.84	1407.29
Sous 3	7.75	207.70	243.84	1651.13
Sous 2	8.45	226.46	243.84	1894.97
Sous 1	9.28	248.70	246.56	2141.53
Sous RDC	10.05	281.40	266.80	2408.33
Sous- entresol	11.40	305.52	256.66	2665.00

Tableau III. 15: Pré dimensionnement des poteaux

Niveau	N_u =1.35 N_G +1.5 N_Q [kN]	$\overline{N_u} = 1.1$ N_u [kN]	$0.0652 \overline{N_u}$ [kN]	Br [cm ²]	B [cm ²]	σ_{ser} [MPa]	λ
Sous-terrasse	273.21	300.54	19.59	784	30X30	1,93565217	24.733674
Sous 8	683.60	751.97	49.03	784	30X30	4,82057971	24.733674
Sous 7	1067.05	1173.76	76.53	784	30X30	7,52608696	24.733674
Sous 6	1444.48	1588.93	103.60	1089	35X35	7,48855368	21.200292
Sous5	1815.88	1997.47	130.23	1444	40X40	7,21157609	18.5502555
Sous4	2181.23	2399.36	156.44	1849	45X45	6,84869565	16.489116
Sous 3	2540.57	2794.63	182.20	1849	45X45	7,9820934	16.489116
Sous 2	2897.90	3187.69	207.83	2304	50X50	7,37888696	14.8402044
Sous 1	3264.12	3590.53	234.10	2809	55X55	6,87094502	18.7376318
Sous RDC	3673.34	4040.68	263.45	2809	55X55	7,73188645	18.7376318
Sous-entresol	4056.02	4461.63	291.29	3364	60X60	7,17516908	12.366837

Chapitre 4 :
Dimensionnement des éléments non
structuraux

1. Introduction :

Dans une structure on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent directement au contreventement.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement.

Dans notre projet Nous citons l'acrotère, les escaliers, les planchers, dont l'étude est indépendante de l'action sismique, mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

Le calcul de ses éléments s'effectue suivant le règlement « CBA93 [3] et BAEL91 modifié 99[2] » en respectant le règlement parasismique Algérien « RPA 99 / Version 2003 [1] ».

2. L'acrotère :

2.1. Introduction

Élément structural contournant le bâtiment, l'acrotère est conçu pour la protection de la ligne conjonctive entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales. L'acrotère, réalisé en béton armé, est assimilé à une console encadrée au dernier plancher (système isostatique), car la section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement. L'acrotère est soumis à son poids propre (G) qui donne un effort normal N_G et une charge d'exploitation Q non pondérée estimée à 1kN/ml provoquant un moment de flexion ainsi qu'une force sismique F_p .

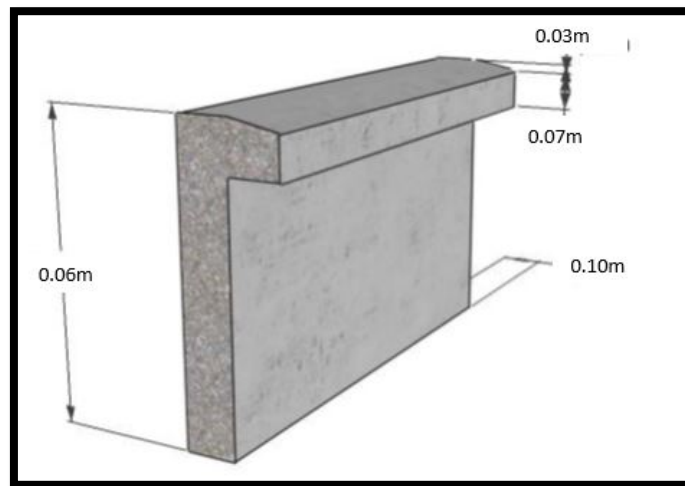


Figure IV. 1: Vue en 3D de l'acrotère

2.2. Évaluation de charge :

2.2.1. Charge permanente :

2.2.1.1. Surface de l'acrotère :

$$S = (0.1 \times 0.6) + \frac{0.2 \times 0.03}{2} + (0.07 \times 0.2)$$

$$S = 0.06 + 0.003 + 0.014$$

$$\rightarrow S = 0.077\text{m}^2$$

2.2.1.2. Poids propre de l'acrotère :

$$P_p = \rho_b \times S = 25 \times 0.077 = 1.93 \text{KN/m}$$

2.2.1.3. Revêtement de l'acrotère :

$$(e = 2 \text{cm} ; \rho = 14 \text{KN/m}^3)$$

$$G_{rv} = \rho_{ci} \times e \times \rho_{cm} = 14 \times 0.02 \times (0.6 + 0.3) \times 2 \rightarrow G_{rv} = 0.5 \text{KN/ml}$$

$$\rightarrow G = P_p + G_{rv} = 2.43 \text{KN/m}$$

2.2.2. Charge exploitation :

$$\rightarrow Q = 1 \text{KN/ml}$$

2.2.3. L'action des forces horizontales Q_h : (F_p)

Les règles RPA99/version2003 recommandent dans l'article 6.2.3 la prise en compte d'un effort horizontal calculé F_p agissant sur les éléments non structuraux et qui se calcule par la formule suivante:

$$F_p = 4AC_pW_p$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenue à partir du tableau 4.1 des règles pour la zone sismique III et le groupe d'usage 2.

Ce coefficient prend la valeur suivante : $A=0.25$

C_p : Facteur de force horizontale donnée par le tableau 6.1 des mêmes règles et pour le cas des éléments en consoles il prend la valeur suivante : $C_p=0.8$

W_p : C'est le poids propre de l'acrotère dont : $W_p = G = 2.43 \text{KN/ml}$

Donc :

$$F_p = 4 \times 0.25 \times 0.8 \times 2.43 \rightarrow F_p = 1.94 \text{KN.ml}$$

➤ **Calcul de centre de gravité de la section :**

Le centre de gravité de l'acrotère est donné par :

$$\begin{cases} x_G = \frac{\sum x_i A_i}{\sum A_i} = \frac{(60 \times 10) \times 5 + (20 \times 7) \times 20 + \frac{1}{2}(20 \times 3) \times 16.66}{(60 \times 10) + (20 \times 7) + (10 \times 3)} = 8.18 \text{cm} \\ y_G = \frac{\sum y_i A_i}{\sum A_i} = \frac{(60 \times 10) \times 30 + (20 \times 7) \times 53.5 + \frac{1}{2}(20 \times 3) \times 58}{(60 \times 10) + (20 \times 7) + (10 \times 3)} = 35.36 \text{cm} \end{cases}$$

Les moments engendrés par ces efforts sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_G = 0 \text{ KN.m.} \\ M_Q = Q \times h = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.m.} \\ M_F = F_P \times y_G = 1.94 \times 0.35 = 0.679 \text{ KN.m.} \end{array} \right.$$

➤ **Combinaison d'actions :**

Le calcul de l'acrotère se fait à la flexion composée pour une bande de 1 ml :

Tableau IV. 1: Combinaison d'actions.

	RPA99	ELU	ELS
Sollicitations	G+Q+E	1.35G+15Q	G+Q
N [kN]	2.43	3.28	2.43
M [kN.m]	1.28	0.9	0.6
T [kN]	2.94	1.5	1

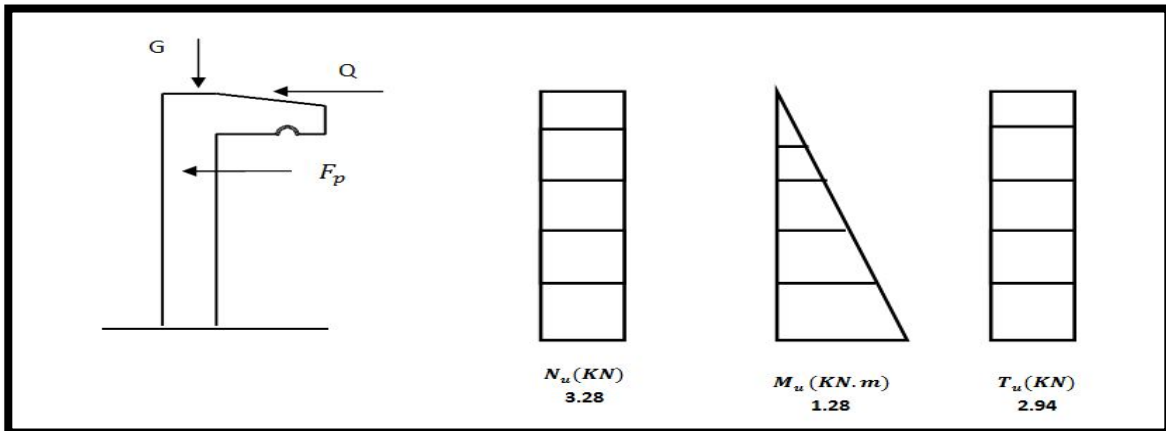


Figure IV. 2: Diagramme des efforts

2.3. Ferrailage :

Le ferrailage se fait à la flexion composée

2.3.1. Calcul excentricité :

$$e_t = e_1 + e_2 + e_a$$

$$e_1 : \text{Excentricité de la résultante} \rightarrow e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.28}{3.28} \rightarrow e_1 = 0.39 \text{ cm}$$

e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométrique initiales

$$(\text{accidentelle}) \rightarrow e_a = \max\left(2 \text{ cm}; \frac{h}{250}\right) = \max\left(2 \text{ cm}; \frac{60}{250}\right) \rightarrow e_a = 0.02 \text{ m}$$

Dimensionnement des éléments non structuraux

e_2 : Excentricité due aux effets de second ordre, lié à la déformation de la structure

$$\rightarrow e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha\Phi) \quad i = \sqrt{\frac{I}{\lambda}} \quad I = \frac{bh^3}{12} \quad \rightarrow i = 0.029 \text{ et } \lambda = 41.38$$

$\lambda < 50 \rightarrow$ pas de risque de flambement

Avec :

L_f : Longueur de flambement $\rightarrow L_g = 2h = 2 \times 0.6 = 1.2$

h : Hauteur de la section $\rightarrow h = 10\text{cm}$

α : rapport du moment de premier ordre dû aux charge permanente et quasi-permanente au moment totale de premier ordre.

$$\rightarrow \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = 0 \quad (M_G = 0\text{KN.m et } M_Q = 0.6\text{KN.m})$$

Φ : rapport de déformation dû au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée généralement est égale à 2.

La vérification à faire est :

$$\frac{l_f}{h} \leq \max\left(15; \frac{20e_1}{h}\right) \rightarrow \frac{l_f}{h} = 12 \leq \max\left(15; \frac{20 \times 0.39}{0.1}\right) = 78$$

Don on va tenir compte des effets du second ordre :

$$e_2 = \frac{3 \times 1.2^2}{10^4 h_0} (2 + 0) = 0.0086\text{m}$$

$$\rightarrow e_t = 0.39 + 0.02 + 0.0086 = 0.42\text{m}$$

2.3.2. Majoration des sollicitations :

D'après l'article A.4.3.5 de **BAEL91modifié99**[2] :

$$\gamma_f = \begin{cases} \min\left(1 + 0.15\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \cdot \frac{h}{e_1}; 1.4\right) & \text{si } \frac{e_1}{h} > 0.75 \\ 1 + 0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 & \text{si } \frac{e_1}{h} < 0.75 \end{cases}$$

Tel que γ_f étant le coefficient de majoration.

Dans notre cas :

$$\frac{e_1}{h} = \frac{0.39}{0.1} = 3.9 > 0.75 \text{ donc } \gamma_f = \min(1.054; 1.4) \rightarrow \gamma_f = 1.054$$

$$N'_u = \gamma_f \cdot N_u = 1.054 \times 3.28 = 3.46\text{KN}$$

$$M'_u = N'_u \cdot e_t = 3.46 \times 0.42 = 1.45\text{KN.m}$$

➤ **Calcul à l'ELU :**

$$e = \frac{M'_u}{N'_u} = \frac{1.45}{3.46} = 0.42m$$

$$\frac{M'_u}{A} = M'_u + N'_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1.45 + 3.46 \left(0.08 - \frac{0.1}{2} \right) = 1.55KN.m$$

$$a = (0.037h - 0.81d'). b. h. f_{bu} = (0.037 \times 0.1 - 0.81 \times 0.02) \times 1 \times 0.1 \times 14.7$$

$$\rightarrow a = 0.0257$$

$$b = N'_u(d - d') - \frac{M'_u}{A} = 3.46 \cdot (0.08 - 0.02) - 1.55 = -1.342$$

$a > b$: La section est partiellement comprimé, le calcul par assimilation à la flexion simple.

$$\mu_u = \frac{M'_u}{d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{1.55 \times 10^{-3}}{0.08^2 \times 14.7} = 0.0164$$

$$\mu_u < \mu_{AB} = 0.186 \rightarrow \text{Pivot A (Section simplement armé)}$$

$$\alpha = 1.25 \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \mu} \right) = 0.021$$

$$Z = d \cdot (1 - 0.4\alpha) = 0.08(1 - 0.4 \times 0.021) = 0.079m$$

$$A_t = \frac{M_{uA}}{Z \times f_{st}} = \frac{1.55 \times 10^{-3}}{0.079 \times 348} = 0.56cm^2$$

$$A_s = A_t - \frac{N'_u}{f_{st}} = 0.56 - \frac{3.46 \times 10^{-3}}{348} = 0.559 \approx 0.56cm^2$$

Soit 4HA6 (1.13cm²).

2.4. Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.08 \times \frac{2.1}{400} = 0.97cm^2$$

$$A = 1.13 > A_{min} = 0.97 \text{ condition vérifiée.}$$

avec un espacement : $S_t = \frac{100}{4} = 25cm$

2.5. Armateur de répartition :

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} = \frac{1.13}{4} \rightarrow A_r \geq 0.282cm^2$$

On choisit 4T6 (1.13 cm²) avec un espacement $S_t = 15cm$

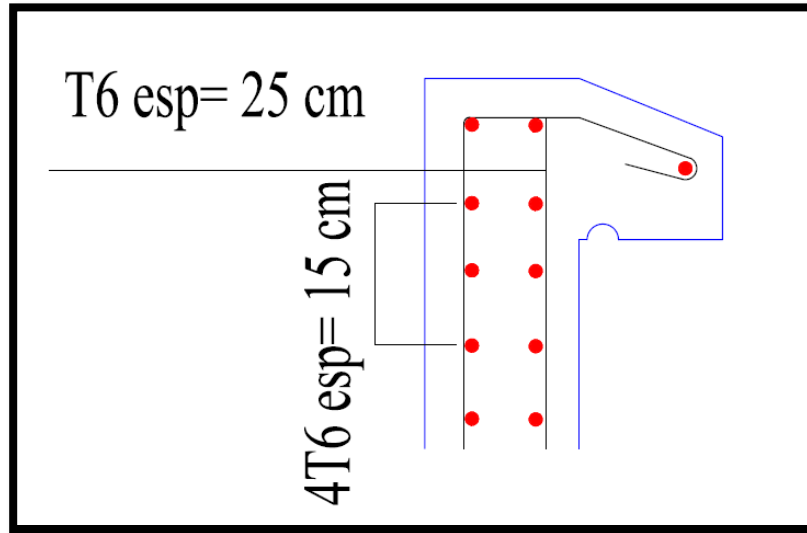


Figure IV. 3: Schéma de ferrailage de l'acrotère

3. Calcul des escaliers :

3.1. Introduction :

Les escaliers ont pour but d'assurer la circulation verticale des usages entre les niveaux du bâtiment, le choix du type d'escalier doit respecter l'esthétique et certaines règles pour faciliter la conception et l'utilisation.

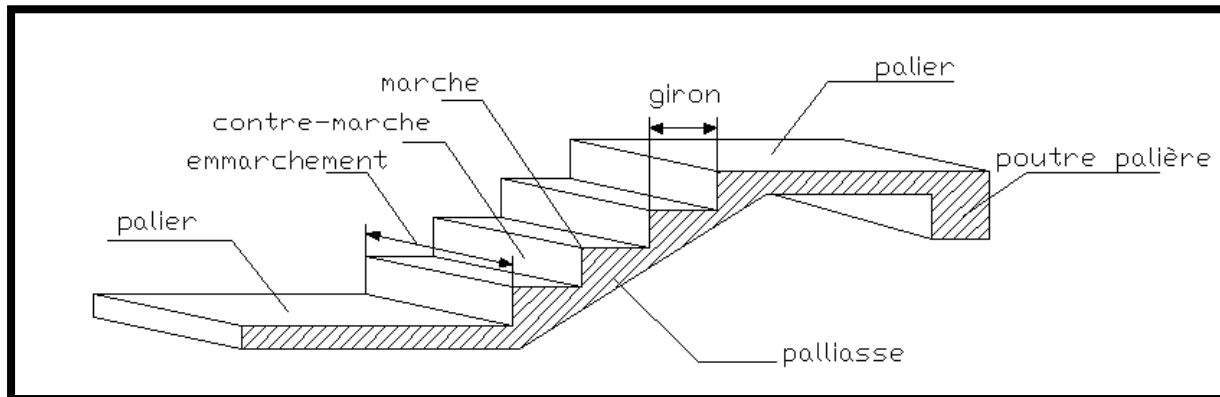


Figure IV. 4: schéma de l'escalier.

Notre projet présente 2 types d'escalier :

- Escalier en béton armé à deux volée et à trois volée.
- Escalier en bois trouvant dans le 2^{ème} niveau de 8^{ème} étage.

On va calculer celle du béton armé à deux volées

3.2. Définition des éléments d'un escalier :

On appelle « marche » la partie horizontale (M) des gradins constituant l'escalier, et « contre marche » la partie verticale ($C.M$) de ces gradins.

h : Hauteur de la marche.

g : Largeur de la marche.

L : Longueur horizontale de la paillasse.

H : Hauteur verticale de la paillasse.

3.3. Pré dimensionnement d'un escalier :

3.31 Marches et contre marches :

Pour une réalisation idéale et confortable on doit avoir $2h+g=64$

On obtient, le nombre des marches et leur dimension par les relations suivantes :

$$2h+g=64 \dots\dots\dots (1)$$

$$n \times h = H \dots\dots\dots (2)$$

$$(n-1) g=L \dots\dots\dots (3)$$

Avec :

n : Le nombre des contre marches.

$(n-1)$: Le nombre des marches.

En remplaçant (2) et (3) dans (1), on obtient :

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

Avec :

$$L=2.4m$$

$$H = \frac{3.06}{2} = 1.53m$$

n : La racine de l'équation

Donc :

nombre de contre marches : $n=9$

nombre de marches : $n-1=8$

Alors :

$$\begin{cases} h = \frac{H}{n} = 17\text{cm} \\ g = \frac{L}{n-1} = 30\text{cm} \end{cases}$$

3.4. Vérification de l'équation de « blondel » :

$$\begin{cases} 60 \leq g + 2h \leq 65 \\ 14 \leq h \leq 18 \quad \dots\dots\dots(\text{vérifiées}). \\ 25 \leq g \leq 32 \end{cases}$$

3.5. Détermination de l'épaisseur de la pailasse :

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \Rightarrow 12.83 \leq e \leq 19.25$$

avec $l = \sqrt{L^2 + H^2} + 1 = \sqrt{2.4^2 + 1.53^2} + 1 = \sqrt{2.34 + 5.76} + 1 = 3.85 \text{ m}$

on prend donc l'épaisseur : $e = 15\text{cm}$

3.6. Angle d'inclinaison de la pailasse :

$$\text{tg}\alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{240} \Rightarrow \alpha = 32.5^\circ$$

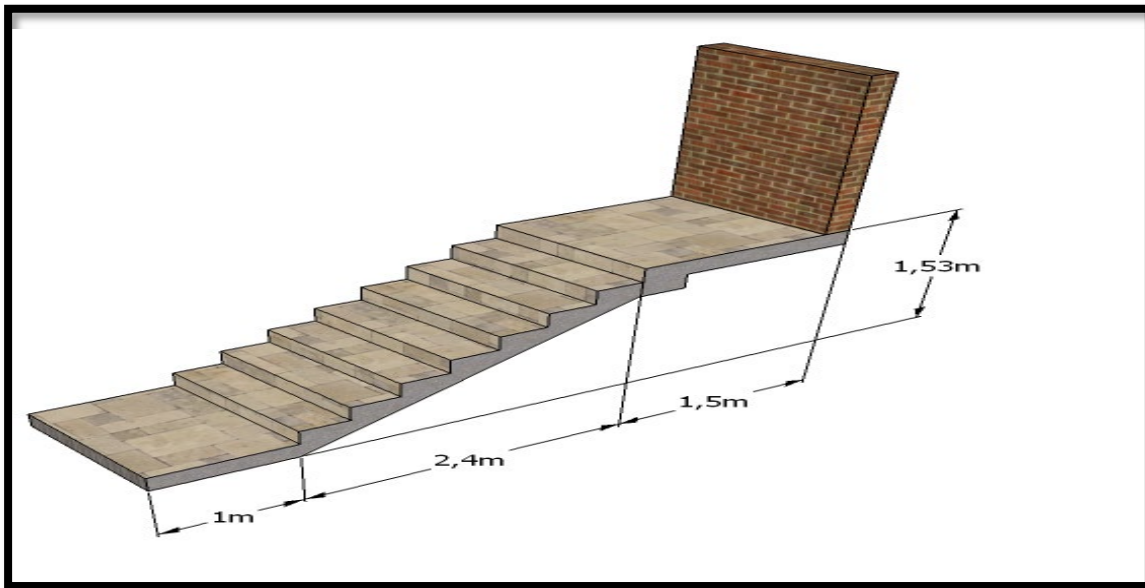


Figure IV. 5: Vue en 3D de l'escalier

3.7. Évaluation de charge :

3.7.1. Palier

- Carrelage 0.44 kN/m²
- Mortier de pose 0.4 kN/m²
- Lit de sable..... 0.54 kN/m²
- Dalle pleine 3.75 kN/m²
- Enduit en ciment 0.36 kN/m²

- $G_1 = 5.49 \text{ kN/m}^2$
- $Q_1 = 2.5 \text{ kN/m}^2$

3.7.2. Paillasse :

- Poids propre de la paillasse $\left(\frac{25 \times 0.15}{\cos 32.5}\right)$ 4.46 kN/m^2
- Carrelage ($e=2\text{cm}$) 0.44 kN/m^2
- Mortier de pose 0.4 kN/m^2
- Poids propre de la marche $\left(\frac{25 \times 0.17}{2}\right)$ 1.87 kN/m^2
- Garde corps 1.62 kN/m^2
- Enduit en ciment 0.36 kN/m^2

- $G_2 = 9.15 \text{ kN/m}^2$
- $Q_2 = 2.5 \text{ kN/m}^2$

3.7.3. Mur extérieur

$F = 7.33 \text{ kN/m}$

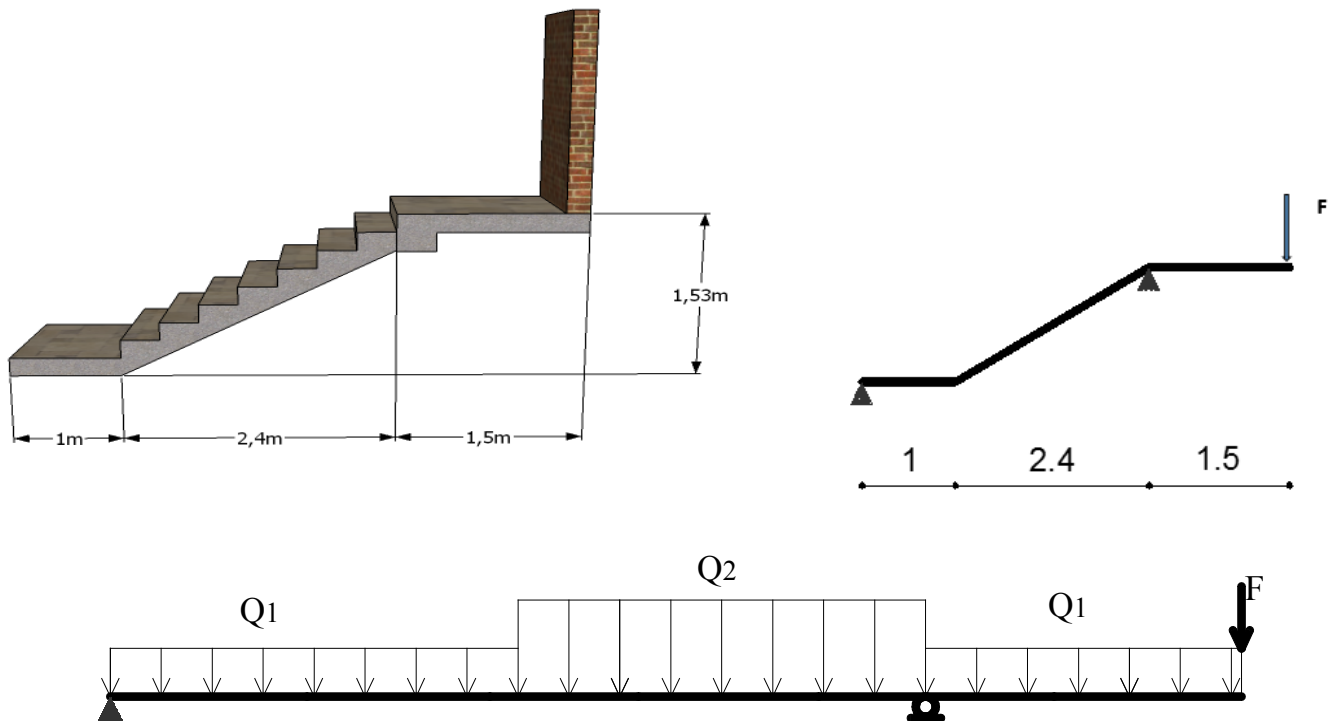


Figure IV. 6: Schémas statique de l'escalier.

3.8. Combinaison de charge :

➤ *ELU*:

$$q_{u_1} = 1.35G_1 + 1.5Q_1$$

$$q_{u_2} = 1.35G_2 + 1.5Q_2$$

$$F_u = 1.35 F$$

➤ *ELS*:

$$q_{ser} = G_1 + Q_1$$

$$q_{ser} = G_2 + Q_2$$

$$F_{ser} = F$$

Tableau IV. 2: Charges à l'ELU et l'ELS.

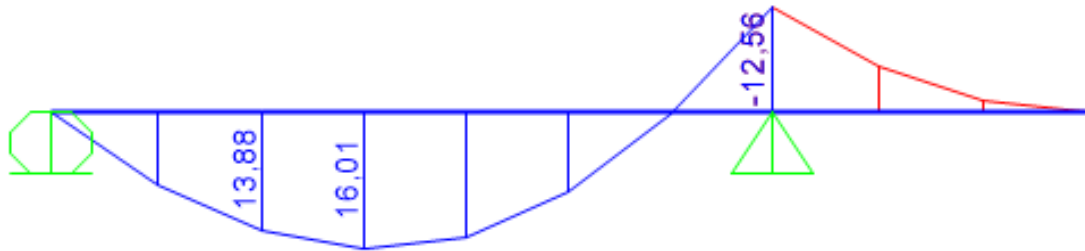
	q_1 [kN/ml]	q_2 [kN/ml]	F [kN/ml]
ELU	11.16	16.10	9.89
ELS	7.99	11.65	7.33

3.9. Diagramme de sollicitations :

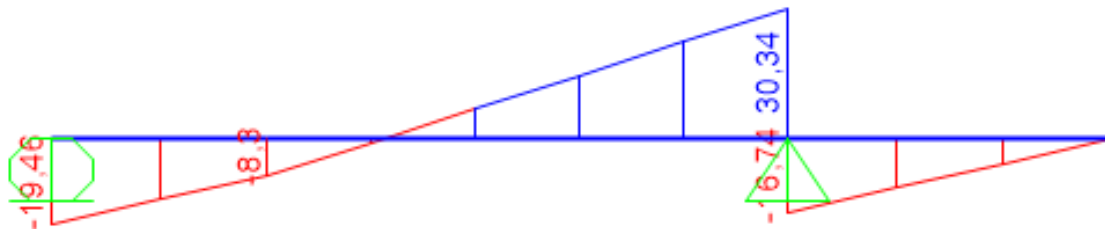
On utilise la méthode des éléments finies (SAP2000)

➤ *ELU* :

- Moment fléchissant :

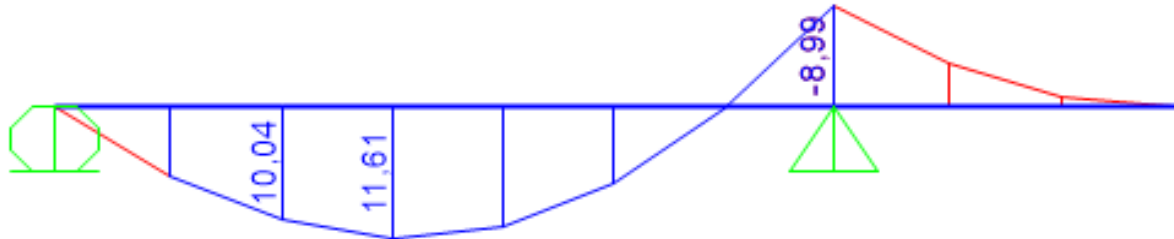


- Effort tranchant :

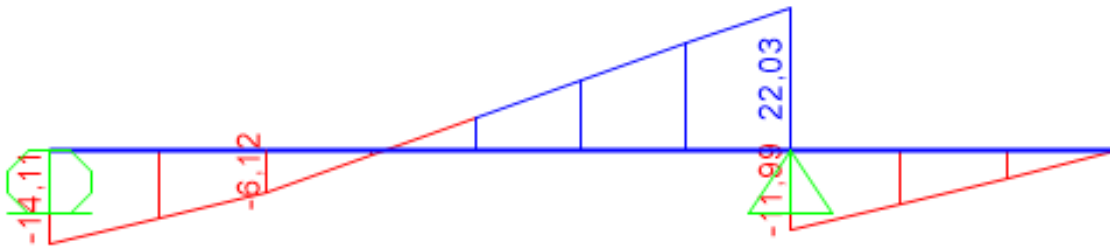


➤ ELS :

- Moment fléchissant :



- Effort tranchant :



3.10. Calcul du ferrailage a l'elu :

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

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

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

➤ **Ferrailage en travée :**

On a:

$$M_u = 16,01 \text{ kN.m}$$

$$M_{ser} = 11,61 \text{ kN.m}$$

➤ **Ferrailage en appuis :**

On a:

$$M_u = 12,56 \text{ kN.m}$$

$$M_{ser} = 8,99 \text{ kN.m}$$

Dimensionnement des éléments non structuraux

$$f_{v28} = 25MPa ; f_{bc} = 14.17 MPa ; f_{t28} = 2.1MPa ; \gamma_B = 1.5 ;$$

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

$$\sigma_s = 348MPa ; \gamma_s = 1.14 ; f_e = 400MPa$$

Les résultats du ferrailage sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV. 3: Ferrailage de l'escalier.

	M_u [kN.m]	μ	A'_s [cm ²]	α	Z [cm]	A_s [cm ²]	Choix	$A_s^{adopté}$ [cm ²]
Travée	16.01	0.062	0	0.08	13.07	3.50	5T10	3.93
Appui	12.56	0.049	0	0.063	13.16	2.74	4T10	3.14

➤ **Espacement** :

-En travée : $S_t = \frac{100}{5} = 20cm$

-En appui : $S_t = \frac{100}{4} = 25cm$

➤ **Armateur de répartition :**

- Sur travée : $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow \frac{0.982 \text{ cm}^2}{ml} \leq A_r \leq \frac{1.965 \text{ cm}^2}{ml}$

Le choix est de 5T6=1.4cm² avec $S_t = 20cm^2$

- en appui : $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 0.785 \text{ cm}^2/ml \leq A_r \leq 1.57 \text{ cm}^2/ml$

Le choix est de 5T6=1.4cm² avec $S_t = 20cm^2$

3.11. Les vérifications :

3.11.1. Condition de non fragilité :

$$A_s^{min} \geq \max \left\{ b \cdot \frac{h}{1000} ; 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

avec : $f_{t28} = 2.1MPa$; $f_e = 400MPa$; $b = 100cm$; $d = 13.5cm$

$$A_s^{min} \geq \max \{ 1.5cm^2 ; 1.63cm^2 \} = 1.63cm^2$$

- En travée : $A_s = 3.93cm^2 > A_s^{min} = 1.63cm^2$ (Condition vérifiée).
- En appui : $A_s = 3.14cm^2 > A_s^{min} = 1.63cm^2$ (Condition vérifiée).

3.11.2. Effort tranchants :

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

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right\} = 3.33MPa \text{ (Fissuration préjudiciable).}$$

$$\tau = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{30.34 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.22MPa < \bar{\tau}_u = 3.33MPa \quad \dots\dots \text{ (Condition vérifiée).}$$

3.11.3. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (vérification de l'ancrage) :

Les armateurs longitudinaux tendus inférieurs doivent être ancrés au-delà de l'appui, pour équilibrer l'effort de traction.

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

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

$$T_u - \frac{M_u}{0,9d} = 30.34 \times 10^3 - \frac{16.01 \times 10^6}{0.9 \times 135} = -101.43 \text{ kN} < 0$$

Les armateurs ne sont soumis à aucun effort de traction.

3.11.4. Les armateurs transversales :

$$\tau = \frac{T_u^{max}}{b.d} = \frac{30.34 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.22MPa < 0.05f_{c28} = 1.25MPa \quad \dots\dots \text{ (Condition vérifiée).}$$

Donc les armateurs transversales ne sont pas nécessaires.

3.11.5. Vérification à els :

La fissuration est considérée comme peu préjudiciable, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armateurs tendus.

3.11.6. Vérification des contraintes du béton :

- **Position de l'axe neutre :**

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

- **Moment d'inertie :**

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

Avec :

$$n = 15 ; c' = 2cm ; d = 13cm ; b = 100cm.$$

Dimensionnement des éléments non structuraux

On doit vérifier que :

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

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV. 4: Vérification à l'ELS de l'escalier.

	$M_{ser} [kN.m]$	$A_s [cm^2]$	$Y [cm]$	$\sigma_{bc} [MPa]$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
Travée	11.61	3.93	3.00	5.80	Vérifiée
Appui	8.99	3.14	3.00	6.42	Vérifiée

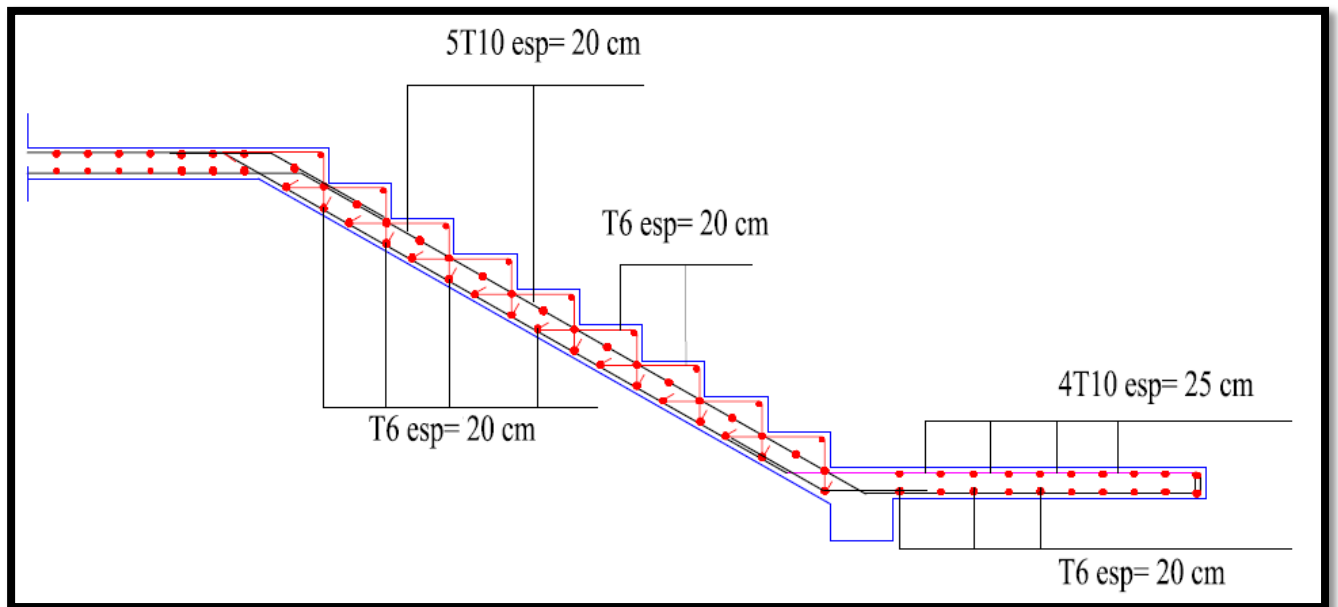


Figure IV. 7: Schéma de ferrailage de l'escalier.

4. Etude de la poutre palière :

4.1. Introduction :

Le calcul se fait en flexion simple pour une poutre simplement appuyée et uniformément chargée, les charges sont :

- Son poids propre.
- Réaction provenant du palier.

4.2. Pré dimensionnement :

4.2.1. D'après le « BAEL 91 modifié 99[2] » :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$
$$0,3h \leq b \leq 0,7h$$

Avec :

- L : La portée maximale de la poutre.
- h : La hauteur de la section.
- b : La largeur de la section.

4.2.2. Détermination de la hauteur « h » :

On a: L=3.75m

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 25\text{cm} \leq h \leq 37.5\text{cm}$$

On prend : h=35cm.

4.2.3. Détermination de la largeur « b » :

$$h = 35\text{cm} : 0,3h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 10.5\text{cm} \leq b \leq 24.5\text{cm}$$

On prend : b=30cm (minimum de RPA)

4.3. Évaluation des charges :

Poids propre de la poutre :

$$G_{\text{poutre}} = 0,35 \times 0,3 \times 25 = 2.625 \text{ kN/ml}$$

Charge linéaire du palier :

$$R_u = 21,76 \text{ kN/ml}$$

• ELU :

$$Q_u = 1,35G_{\text{poutre}} + R_u = 25.30\text{kN/ml}$$

$$M_o = \frac{Q_u \cdot l^2}{8} = 44.47\text{kN.m}$$

$$M_{tu} = 0,85M_o = 37.80 \text{ kN.m}$$

$$M_{au} = 0,5M_o = 22.24\text{kN.m}$$

4.4. Ferrailage de la poutre palière :

$f_{c28} = 25\text{MPa}$; $f_{bc} = 14,17\text{MPa}$; $f_{t28} = 2,10\text{MPa}$; $\gamma_b = 1,5$; $d=0,9h=31.5\text{cm}$

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

Tableau IV. 5: Ferrailage de la poutre palière.

	M_u [kN.m]	μ	A'_s [cm ²]	α	Z [cm]	A_s^{cal} [cm ²]	Choix	$A_s^{adopté}$ [cm ²]
Travée	37.80	0.0896	0	0.118	30.01	3.62	4HA12	4.52
Appuis	22.24	0.0527	0	0.068	30.64	2.1	3HA10	2.36

4.5. Vérifications :

4.5.1. Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.14\text{cm}^2$$

- En travée : $A_s = 4.52\text{cm}^2 > A_s^{\min} = 1.14\text{cm}^2$ (OK).
- Sur appui : $A_s = 2.36\text{cm}^2 > A_s^{\min} = 1.14\text{cm}^2$ (OK).

4.5.2. Armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \begin{cases} h/35 = 10 \text{ mm} \\ \phi = 10 \text{ mm} \\ b/10 = 30 \text{ mm} \end{cases} \Rightarrow \phi_t = 8\text{mm}$$

4.5.3. Calcul des espacements :

Selon l'article 7.5.2.2 des règles RPA99/version2003[1] :

- $St < \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi_t ; 30 \text{ cm} \right) = 8.75\text{cm}$ (Zone nodale)
- $St < \frac{h}{2} = 15 \text{ cm}$ (Zone courante).

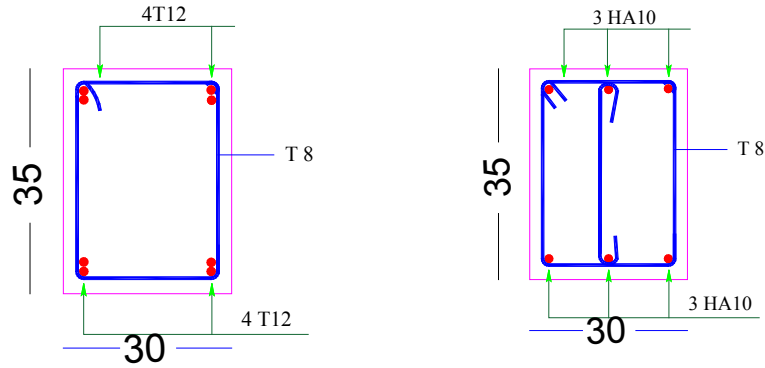


Figure IV. 8 : Ferrailage de la poutre palière

5. Calcul des planchers :

5.1. Introduction :

Les planches de notre ouvrage sont à corps creux du type (16+5) cm, ce type de plancher est utilisé dans les locaux d’habitation et de service, ils ont une bonne isolation thermique et phonique. La poutrelle sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis.

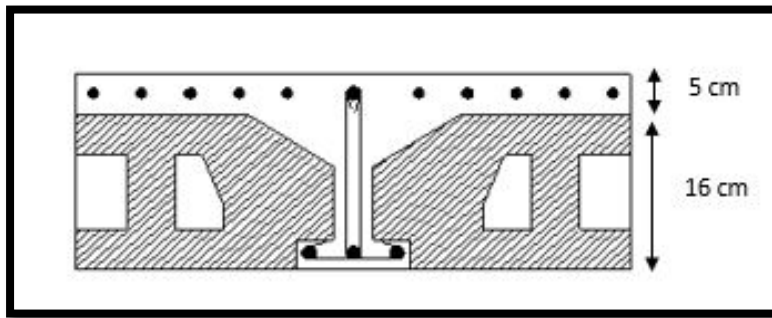


Figure IV. 9: Plancher corps creux.

5.2. Étude des poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leur calcul est associé à une poutre continue semi encastrée aux poutres de rives.

Pour notre ouvrage on six (06) types de poutrelle : à 02 travées, 03 travées, 04 travées, 05 travées, 07 travées et 08 travées.

5.2.1. Dimensions de la poutrelle :

$$\begin{aligned}
 h_t &= 21\text{cm} & b_0 &= 12\text{cm} \\
 h_0 &= 5\text{cm} & b &= 65\text{cm} \\
 h &= 16\text{cm}
 \end{aligned}$$

5.2.2. Calcul des poutrelles :

Le calcul se fait en deux étapes :

Dimensionnement des éléments non structuraux

- 1^{ère} étape : Avant le coulage de la table de compression.
- 2^{ème} étape : Après le coulage de la table de compression.

5.2.2.1. 1^{ère} étape : avant le coulage de la table de compression :

On considère que la poutrelle est simplement appuyée à ses extrémités, elle supporte :

- Son poids propre.
- Poids du corps creux.
- Charge due à l'ouvrier $Q=1\text{kN/m}^2$

Poutrelle de travée $L=4,9\text{m}$

5.2.2.1.1. Évaluation des charges :

➤ Charges permanentes :

Poids propre de la poutrelle..... $0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12 \text{ kN/ml}$

Poids du corps creux..... $0.65 \times 0.95 = 0.62 \text{ kN/ml}$

$$G = 0.74 \text{ kN/ml}$$

➤ Charges d'exploitation :

$$Q = 1 \times 0.77 = 0.77 \text{ kN/ml}$$

5.2.2.1.2. Combinaison des charges :

- E.L.U : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 2.15 \text{ kN/ml}$
- E.L.S : $q_{ser} = G + Q = 1.51 \text{ kN/ml}$

5.2.2.1.3. Calcul des moments :

- $M_u = \frac{q_u l^2}{8} = 6.47 \text{ kN.m}$
- $M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{8} = 4.53 \text{ kN.m}$

5.2.2.1.4. Ferrailage :

La poutre sollicitée à la flexion simple à l'ELU :

$$\mu = \frac{6.47}{0.12 \times (0.036)^2 \times 14.17} \Rightarrow \mu = \frac{6.47 \times 10^{-3}}{0.002204} = 2.9 > \mu_R = 0.392$$
$$\mu > \mu_R \Rightarrow A'_s \neq 0$$

Les aciers comprimés sont nécessaires, il faut soulager la poutrelle par des étaielements verticaux pour supporter les charges avant et lors du coulage sans qu'elles fléchissent :

Les étaielements seront disposés de façon à annuler les armatures comprimées tel que :

$$\mu < \mu_R$$

$$\mu_u < \mu_R \times 0.12 \times 14.17 \times (0.036)^2$$

Dimensionnement des éléments non structuraux

$$M < 863.86 \Rightarrow \frac{qL^2}{8} < 863.86 \Rightarrow L < 1.79$$

Donc on prévoit deux étais espacé de 1.5 m.

$$M_u = \frac{2.154 \times (1.5)^2}{8} = 0.6058 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0.6058}{0.002204} = 0.275 < \mu_R = 0.392$$

$$\Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.036(1 - 0.4 \times 0.41) = 0.03 \text{ m}$$

$$\alpha = 0.41 \Rightarrow A_s = \frac{M_u}{Z \times A_s} = 0.58 \text{ cm}^2$$

On prend 2T10 ($A_s = 1.57 \text{ cm}^2$)

5.2.2.2. 2ème étape : après le coulage de la table de compression :

Après le coulage et durcissement du béton de la dalle de compression, la poutrelle travaillera comme une poutrelle en « Té »

5.2.2.2.1. Évaluation et combinaison de charges :

Tableau IV. 6: Évaluation et combinaison de charges.

	G [kN/m]	Q [kN/m]	q_u [kN/m]	q_{ser} [kN/m]
Plancher terrasse	4.31	0.65	6.795	4.96
Plancher courant	3.71	0.97	6.46	4.685
Balcon	3.71	2.27	8.41	5.985

5.2.2.2.2. B.2 calcul des efforts internes :

On a utilisé méthode des éléments fini (par SAP2000) pour déterminer les diagrammes des moments et des efforts tranchants.

Dimensionnement des éléments non structuraux

Tableau IV. 7: schéma statique des différents types de poutrelles

Type 1	<p style="text-align: center;">6.46 KN/ml</p> <p style="text-align: center;">4,9 3,9</p>
Type 2	<p style="text-align: center;">6.46 KN/ml</p> <p style="text-align: center;">4 4,1 3,8 3,1 3,1</p>
Type 3	<p style="text-align: center;">6.46 KN/ml</p> <p style="text-align: center;">4,1 3,8 3,1 3,1 4,9 3,9</p>
Type 4	<p style="text-align: center;">6.46 KN/ml 8.41 KN/ml 6.46 KN/ml</p> <p style="text-align: center;">3,75 4,9 3,9</p>
Type 5	<p style="text-align: center;">6.795 KN/ml</p> <p style="text-align: center;">4 4,1 3,8</p>
Type 6	<p style="text-align: center;">6.795 KN/ml</p> <p style="text-align: center;">4,9 3,9</p>

Dimensionnement des éléments non structuraux

Type 7	
Type 8	
Type 9	

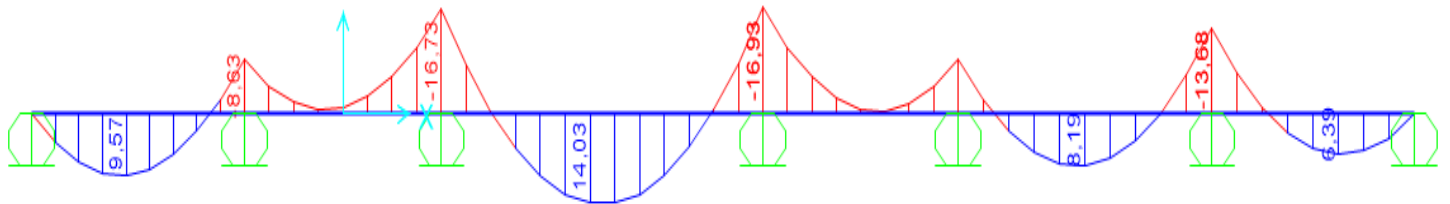
Remarque : Le type le plus sollicité est le type 09.

5.2.2.2.3. Diagrammes des sollicitations :

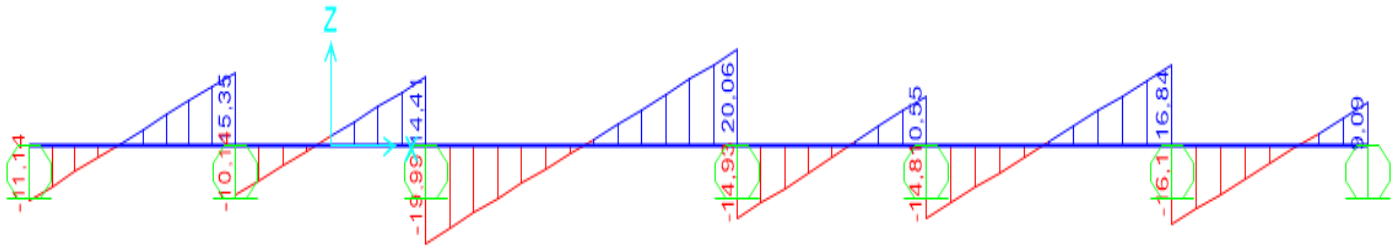
On utilise la méthode des éléments finies (SAP2000)

➤ À l'ELU :

- Moment fléchissant :

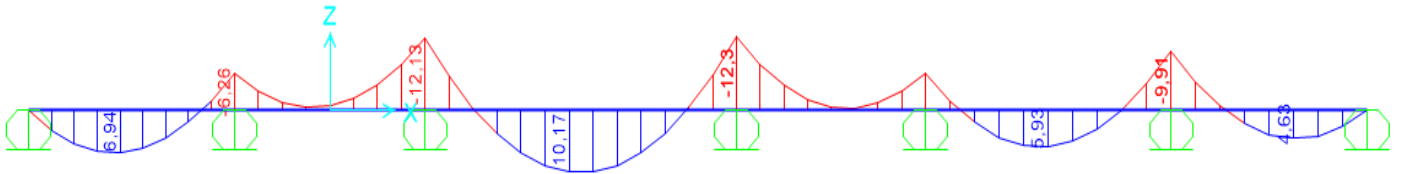


- Effort tranchant :

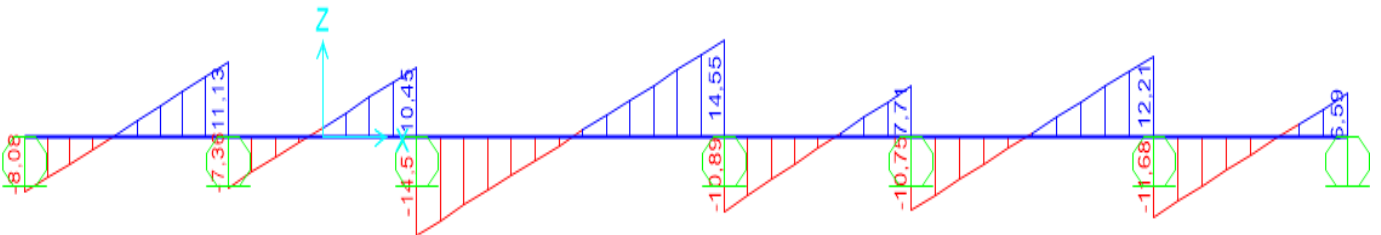


➤ À l'ELS :

- Moment fléchissant :



- Effort tranchant :



5.2.2.2.4. Calcul de ferrailage :

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

➤ ELU :

- $M_{au}^{max} = -16.93 \text{ kN.m}$
- $M_{tu}^{max} = 14.03 \text{ kN.m}$
- $T_u^{max} = 20.06 \text{ kN}$

➤ ELS :

- $M_{aser}^{max} = -12.30 \text{ kN.m}$

- $M_{tser}^{max} = 10.17 \text{ kN.m}$

5.2.2.2.4.1. Ferrailage en travée :

$h = 21\text{cm}; h_0 = 4\text{cm}; b = 65\text{cm}; b_0 = 12\text{cm}; d = 0.9h = 18.9\text{cm}$

$\sigma_{bc} = 14.17\text{MPa}; f_e = 400\text{MPa}; f_{c28} = 25\text{MPa}; f_{t28} = 2.1\text{MPa}$

$$M_{tab} = bh_0\sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0.368 \left(0.9h - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_{tab} = 62.2\text{kN.m}$$

$$M_{tu} < M_{tab}$$

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

Tab IV.8 : Récapitulation du calcul des sections d'armatures en travée.

Tableau IV. 8: Récapitulation du calcul des sections d'armatures en travée.

$M_{tu}[\text{kN.m}]$	μ	$\mu < \mu_r$	$A'_s[\text{cm}^2]$	α	$Z[\text{cm}]$	$\sigma_s[\text{MPa}]$	$A_s[\text{cm}^2]$
14.01	0.0426	oui	0	0.054	18.42	348	2.2

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_s^{min} \geq 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.47\text{cm}^2$$

$$A_s = \max\{2.2 \text{ cm}^2; 1.47\text{cm}^2\} = 2.2 \text{ cm}^2$$

On choisit : 3T10 ($A_s = 2.37\text{cm}^2$).

5.2.2.2.4.2. Ferrailage en appuis :

On a $M_{au}^{max} = 16.96 < 62.2\text{kN.m}$

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

Tableau IV. 9: Récapitulation du calcul des sections d'armatures en appuis.

$M_{au}[\text{kN.m}]$	μ	$\mu < \mu_r$	$A'_s[\text{cm}^2]$	α	$Z[\text{cm}]$	$\sigma_s[\text{MPa}]$	$A_s[\text{cm}^2]$
16.96	0.285	oui	0	0.43	17.9	348	2.7

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_s^{min} \geq 0.23b_0d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.27 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2.7 \text{ cm}^2 > A_s^{min} = 0.25 \text{ cm}^2$$

On choisit : 1T12 + 1T14 ($A_s = 3.42$)

5.2.3. Vérifications :

5.2.3.1. Effort tranchant :

- Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus

Défavorable c'est-à-dire : $T_u^{max} = 20.06 \text{ kN}$

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

Tel que :

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b_0 d} = 0,88 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

➤ **Vérification de la compression du béton et des armatures longitudinales :**

- **Appui de rive :**

- **Vérification de la compression du béton :**

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

Avec : $T_u = 16,84 \text{ kN}$ (appuis de rive).

$$\sigma_b = \frac{16,84 \cdot 10^3}{0,9 \times 120 \times 189} = 0,825 \text{ MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{(Vérifiée)}$$

- **Vérification des armatures longitudinales :**

$$A_s = 3,42 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u}{\underline{f_e}} = 0,484 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{(Vérifiée)}$$

γ_s

- **Appuis intermédiaires :**

- **Vérification de la contrainte de compression :**

$$\sigma_b = \frac{T_u^{max}}{0,9 b_0 d} = \frac{20,06 \cdot 10^3}{0,9 \times 120 \times 189} = 0,98 \text{ MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{(Vérifiée)}.$$

- Vérification des armatures longitudinales :

$$A_s = 3.42 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u^{\max} - \frac{M_{ua}}{0,9d}}{\sigma_s} = -0.228 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (\text{Vérifiée}).$$

5.2.3.2. Calcul des armatures transversales et l'espacement :

« BAEL 91 modifié 99 » [2]:

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

« RPA 99/version 2003 » [1]:

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

Avec :

- $\phi_l \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right)$
- ϕ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales.
- $\phi_l \leq \text{Min}(0,6 \text{ cm}; 1 \text{ cm}; 1,2 \text{ cm}) = 0,6 \text{ cm}$

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

Donc :

-Selon le « BAEL 91 modifié 99 » [2] :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,78 \cdot 10^{-3} \text{ cm} \\ \bullet S_t \leq 17,01 \text{ cm} \\ \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,0132 \text{ cm} \end{array} \right.$$

-Selon le « RPA 99 version 2003 » [1] :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,036cm \\ \bullet S_t \leq 5,25cm \dots\dots\dots Zone \text{ nodale} \\ \bullet S_t \leq 10,5cm \dots\dots\dots Zone \text{ courante} \end{array} \right.$$

5.2.3.2.1. Choix des armatures :

On adopte : $A_t = 2\phi 6 = 0,57cm^2$

5.2.3.2.2. Choix des espacements :

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

Donc : $\left\{ \begin{array}{l} S_t = 6cm \dots\dots\dots Zone \text{ nodale} \\ S_t = 15cm \dots\dots\dots Zone \text{ courante} \end{array} \right.$

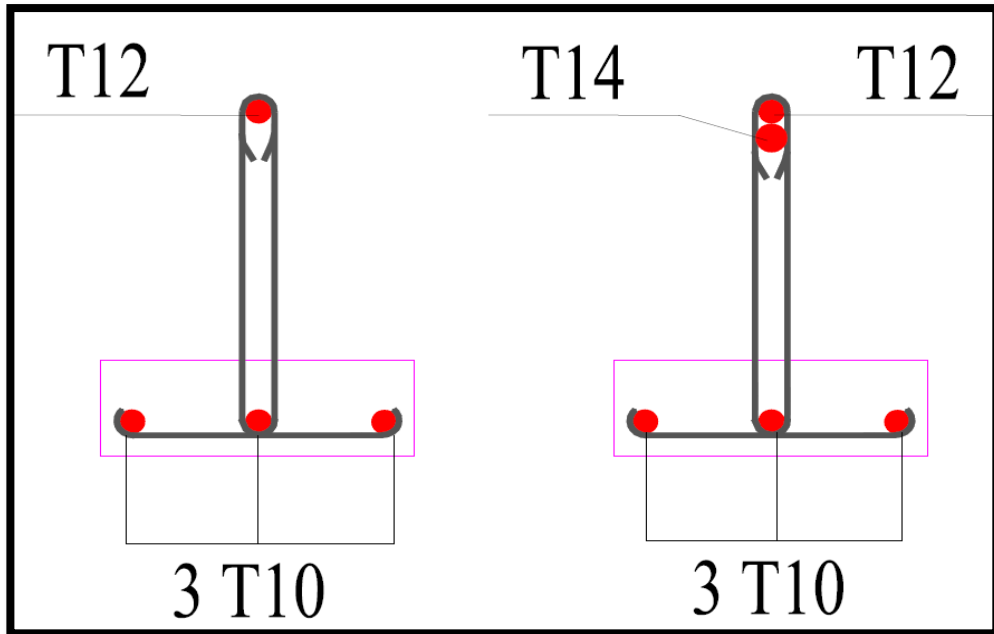


Figure IV. 10: Ferrailages de poutrelle.

5.3. Ferrailage de la dalle de compression :

Le ferrailage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm : Dans le sens parallèle aux poutrelles.
- 30cm : Dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

Dimensionnement des éléments non structuraux

$$\text{Si } \begin{cases} 50 \leq L_1 \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_1 = \frac{4 L_1}{f_e} \\ L_1 \leq 50 \text{ cm} \Rightarrow A_2 = \frac{200}{f_e} \end{cases}$$

Avec :

- L_1 : Distance entre axes des poutrelles ($L_1=65\text{cm}$)
 - A_1 : Armatures perpendiculaires aux poutrelles (AP)
 - A_2 : Armatures parallèles aux poutrelles (AR)
 - $A_2 = \frac{A_1}{2}$
 - $F_e=400\text{MPa}$
- On a : $L=65\text{cm}$
Donc on obtient : $A_1=0,65\text{cm}^2/\text{ml}$
- On prend : $5T6=1,41\text{cm}^2$

$$S_i = \frac{100}{5} = 20\text{cm}$$

➤ **Armatures de répartitions :**

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0,71\text{cm}^2$$

Soit : $5T6=1,41\text{cm}^2 \rightarrow S_i=20\text{cm}$

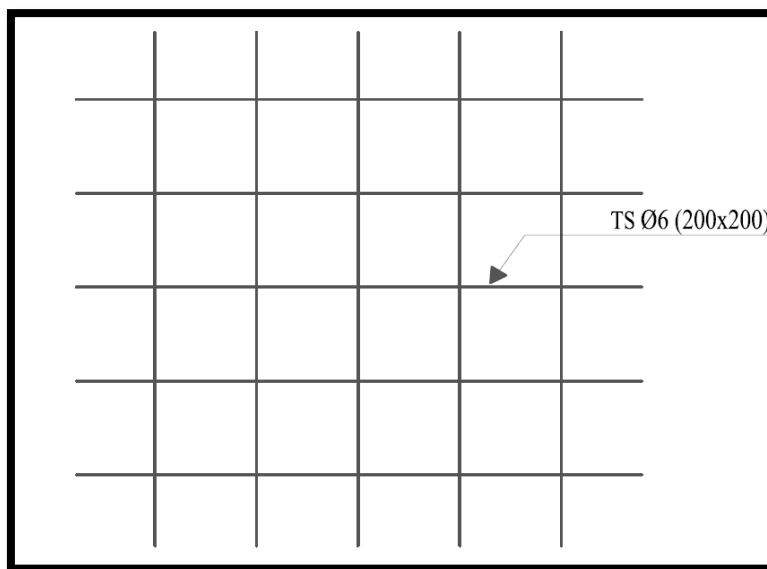


Figure IV. 11: Disposition constructive des armatures de la table de compression.

➤ **Conclusion :**

- Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudé dont la dimension des mailles est égale à 20cm suivant les deux sens.

6. Calcul des balcons :

6.1. Introduction :

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

Soumis à :

- Son poids propre.
- La charge d'exploitation.

Le calcul se fait pour une bande de 1m.

6.2. L'épaisseur du balcon :

$$e \geq \frac{L}{10} = \frac{150}{10} = 15\text{cm}$$

On prend $e = 15\text{ cm}$.

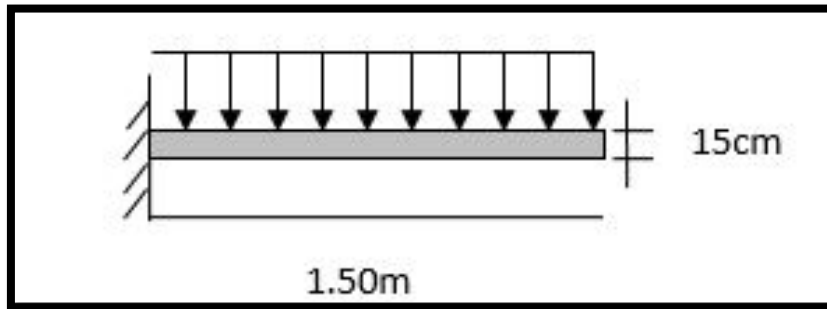


Figure IV. 12: Schéma statique du balcon.

6.3. Evaluation des charges :

$$G = 5.5\text{ kN/m}$$

$$Q = 3.50\text{ kN/m}$$

➤ **Combinaisons :**

$$P_u = 1.35G + 1.5Q = 12.68\text{ kN/m}$$

$$P_{ser} = G + Q = 8.50\text{ kN/m}$$

➤ **Sollicitation :**

$$M_u = \frac{-P_u L^2}{2} = -14.27\text{ kN.m}$$

$$M_{ser} = \frac{-P_{ser} L^2}{2} = -9.60\text{ kN.m}$$

6.4. Calcul de ferrailage :

Dimensionnement des éléments non structuraux

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

$f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $b=100\text{cm}$; $h=15\text{cm}$; $d=0.9h=13.5\text{cm}$; $f_e=400\text{MPa}$

Tableau IV. 10: Ferrailage du balcon.

M_u [kN.m]	μ	A'_s [cm ²]	α	Z [cm]	A_s^{cal} [cm ²]	Choix	$A_s^{\text{adp}_s}$ [cm ²]	S_t [cm]
14.27	0.055	0	0.071	13.12	3.13	3HA12	3.39	33

➤ **Armatures de répartitions :**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 0.85\text{cm}^2 \leq A_r \leq 1.69\text{cm}^2$$

Le choix est de : 5T6/ml=1.41cm² avec : $S_t=20\text{cm}$

6.5. Vérifications :

6.5.1. Condition de non fragilité :

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

$$A_s = 3.39\text{cm}^2 > A_s^{\text{min}} = 1,63\text{cm}^2 \dots\dots\dots(\text{vérifiée})$$

6.5.2. Effort tranchant :

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

Avec :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa} \quad (\text{Fissuration préjudiciable}).$$

$$T_u^{\text{max}} = P_u \times L = 12.68 \times 1.5 = 19.02 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{bd} = \frac{19,02 \cdot 10^3}{1000 \times 135} = 0,14 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots(\text{vérifiée})$$

6.5.3. Vérification à l'ELS :

On considère que la fissuration est préjudiciable.

Dimensionnement des éléments non structuraux

Tableau IV. 11: Vérification des contraintes à l'ELS du balcon

$M_{ser} [kN.m]$	$A_s [cm^2]$	Y [cm]	$\sigma_{bc} [MPa]$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_s [MPa]$	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
9.60	3.39	3	5.08	vérifiée	237.10	Non vérifiée

On doit augmenter la section d'Acier :

Tableau IV. 12: Correction a l'ELS du balcon

$M_{ser} [kN.m]$	Choix	$S_t [cm]$	$A_s [cm^2]$	Y [cm]	$\sigma_{bc} [MPa]$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_s [MPa]$	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
9.60	5HA12	20	5.65	4	4.19	vérifiée	145.30	vérifiée

$A_r = 2.01 \text{ cm}^2$ (4HA8) avec $S_t = 25\text{cm}$

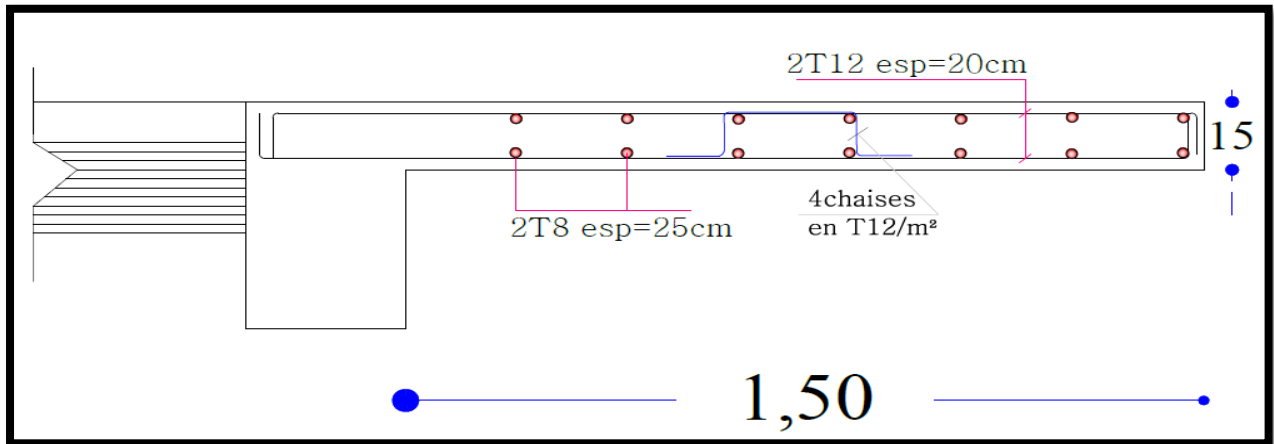


Figure IV. 13 : FERRAILLAGE DU BALCON

Chapitre 5 : **Étude Dynamique**

1. Introduction :

Le séisme est un évènement naturel, dont on ne peut stopper sa récurrence. Ses effets sur l'environnement dépendent de sa sévérité, des conditions de sol et de la vulnérabilité des éléments exposés. Les effets engendrés sur l'environnement sont parfois désastreux, il est responsable de la destruction de villes entières, causant la mort de milliers de personnes et de pertes économiques parfois insurmontables par le pays touché.

Les tremblements de terre sont une menace pour l'homme principalement à travers leurs effets directs sur les ouvrages (tels que la ruine partielle ou totale) et peuvent par ailleurs provoquer des effets secondaires comme les incendies et les explosions.

Comme ils sont aussi dangereux par leurs effets induits sur les sites naturels tels que les glissements de terrains.

D'où vient l'intérêt de l'étude dynamique et sismique qui permet la réalisation des structures pouvant résister aux effets engendrés par les sollicitations auxquelles elles seront soumises ; c'est Pourquoi, elles doivent être conçues conformément aux règles parasismiques algériennes RPA99 / Version2003 de façon à fournir un degré de protection acceptable.

2. Logiciels de modélisation :

La modélisation de notre ouvrage est réalisée par deux logiciels : SAP2000 V20 et ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2018 qui sont une série très puissante de programme d'analyse dynamique des structures, basées sur la méthode des éléments finis M.E.F.

Ils sont des logiciels de calcul et de conception adaptés à tout type d'ouvrages de génie civil. Ils offrent de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques et de vérification des structures en béton armé et en charpente métallique. Le post-processeur graphique disponible facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats et la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs.

Étude Dynamique

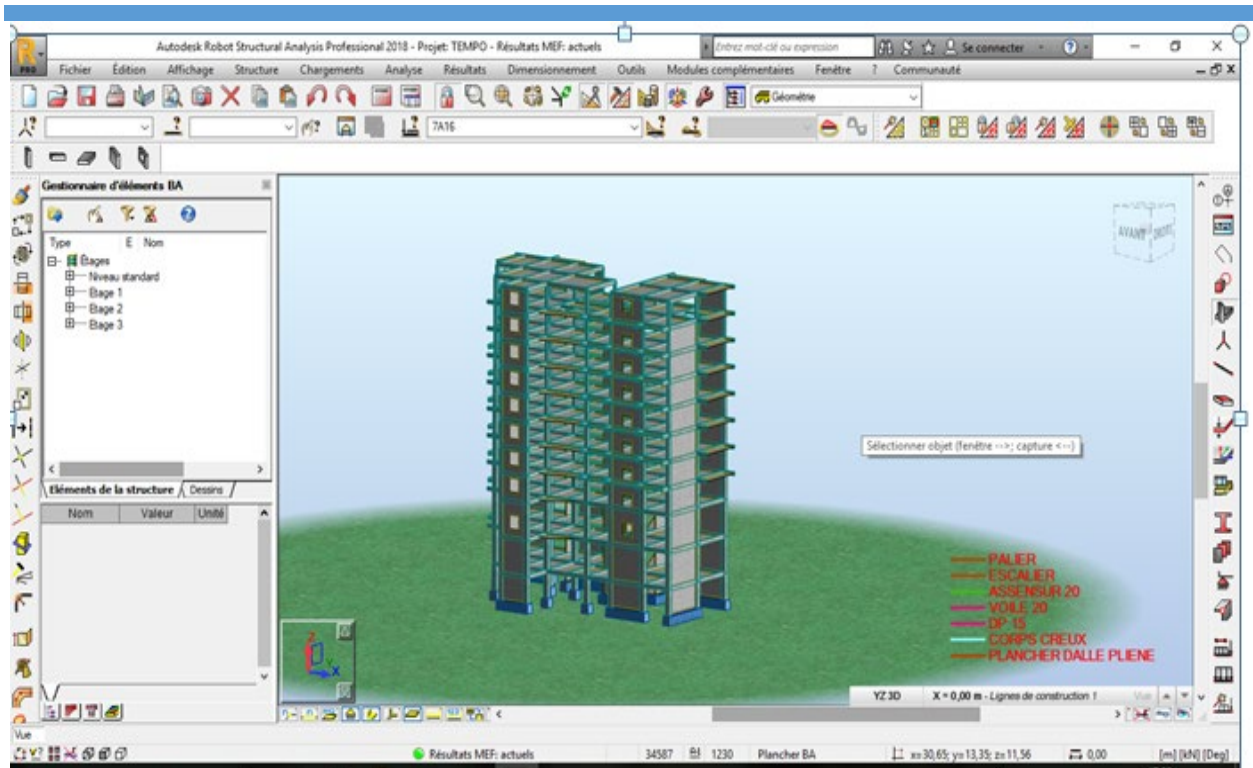


Figure V. 1 : Espace de travail de logiciel ROBOT

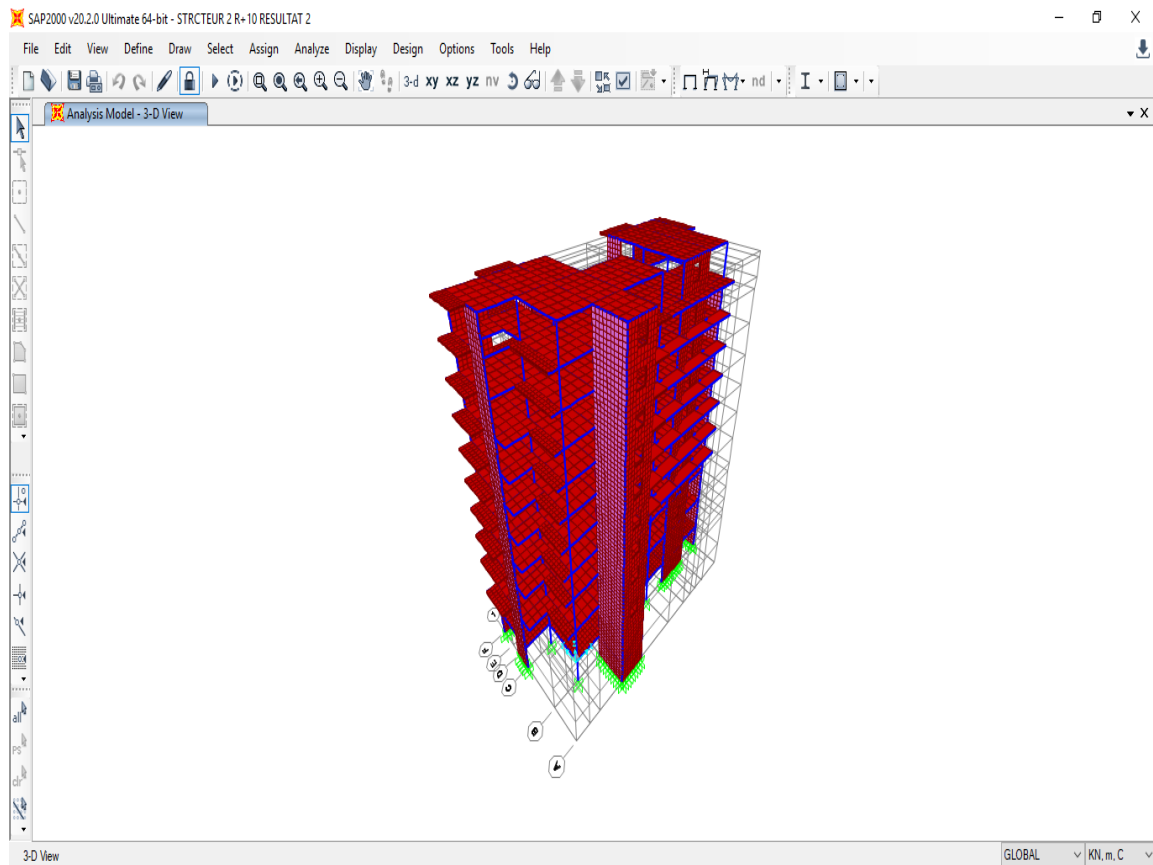


Figure V. 2: Espace de travail de logiciel SAP2000

2.1. Modélisation des éléments structuraux :

- La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :
Les éléments en portique (poutre-poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre << *frame* >> à deux nœuds ayant six degrés de libertés (d.d.l) par nœud.
- Les voiles ont été modélisées par des diaphragmes semi-rigides et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit pour les planchers à corps creux.
- Les dalles pleines sont simulées par des diaphragmes rigides, elles sont modélisées par des éléments dalles qui négligent les efforts membranaires.

2.2. Modélisation de la masse :

La masse des planchers est supposé uniformément répartie sur toute la surface de plancher. La masse est calculée par l'équation : $(G + \beta Q)$ imposée par le **RPA99/version2003** avec ($\beta = 0.2$) pour un bâtiment à usage d'habitation.

La masse volumique attribuée au matériau constituant les dalles, les poutres, les poteaux, et les voiles est prise égale à celle du béton à savoir 25KN/m^3 .

3. Choix de la méthode de calcul :

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure ont comme objectif de prévoir aux mieux le comportement réel de l'ouvrage.

Les règles parasismiques Algériennes (**RPA99/version2003**) propose trois méthodes de calcul des sollicitations.

- 1- La méthode statique équivalente.
- 2- La méthode d'analyse modale spectrale.
- 3- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

3.1. Méthode statique équivalente :

Cette méthode ne peut pas être utilisée dans notre cas, car les conditions décrites dans l'article **[4.1.2 du RPA99/version 2003]** ne sont pas tous vérifiées. Puisque la hauteur de notre bâtiment (situé en zone III) qui est de 36.06m dépasse les 30m exigées dans le règlement pour l'application de cette méthode.

3.2. Méthode modale spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas et en particulier dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

3.3. Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme :

Cette méthode nécessite l'intervention d'un personnel hautement qualifié et spécialisé dans ce domaine et qui peut justifier son choix en terme des séismes de calcul, dans lois de comportement utilisées ainsi que les critères de sécurité à satisfaire. De ce qui précède, le calcul sismique de notre projet se fera par la méthode d'analyse modale spectrale.

4. Présentation de la méthode modale spectrale :

4.1. Principe de la méthode :

C'est la méthode la plus fréquemment utilisée pour l'analyse sismique des structures. Elle consiste à rechercher 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.

4.2. Spectre de réponse de calcul :

Notre Ouvrage est un bâtiment à usage d'habitation dont la hauteur est de 36.06m (inférieure à 48m), édifié à Alger (zone III), donc selon son importance il sera classé au groupe 2. Il est implanté dans un sol de catégorie S₃ (site meuble)

Le spectre de réponse indiqué par le **RPA99/version 2003** est le suivant :

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

Avec :

g : accélération de la pesanteur (g = 9.81)

A : coefficient d'accélération de zone, (A=0.25)

R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement (R = 3.50).

T₁, T₂ : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site, (site 3 : T₁ = 0.15 sec, T₂ = 0,50sec)

Étude Dynamique

ξ : Pourcentage d'amortissement critique (structure type voile porteur : $\xi=10\%$).

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

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0,7 \rightarrow \eta = 0.76$$

Q : Facteur de qualité. ($Q = 1.2$)

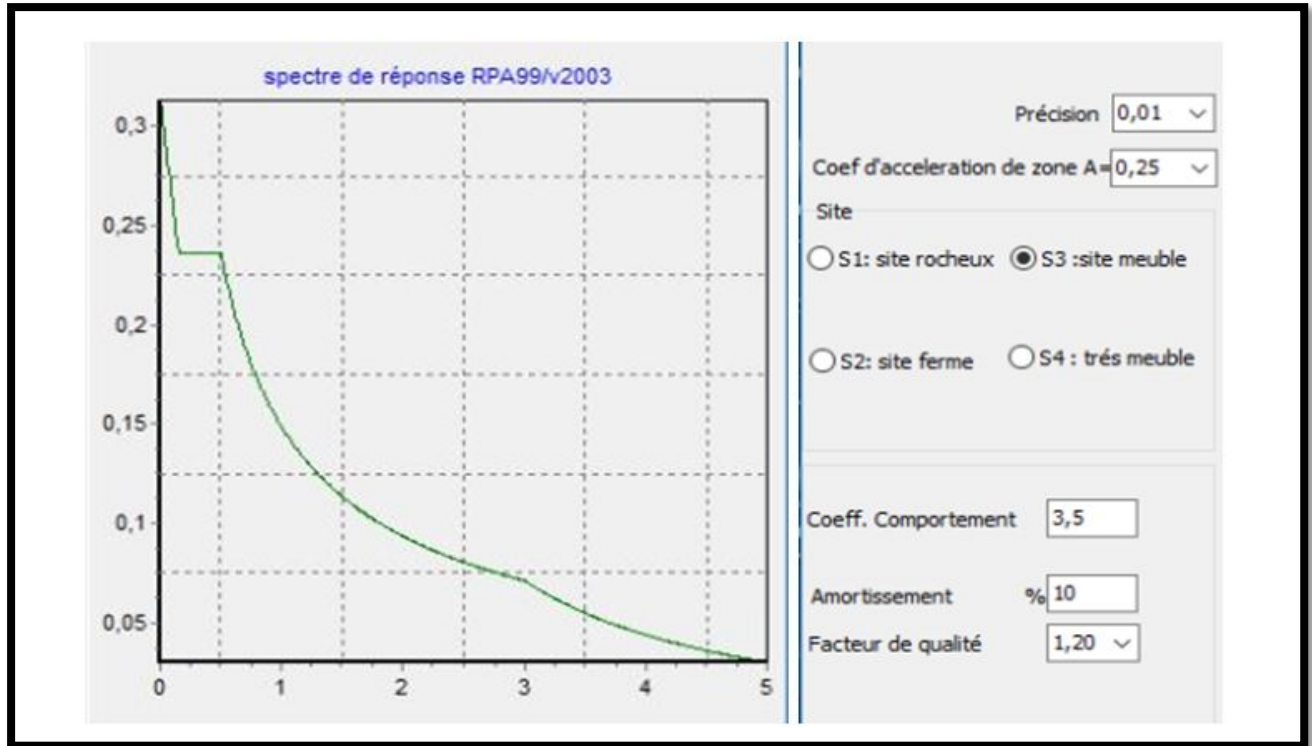


Figure V. 3: Spectre de réponse de calcul

Une fois le spectre injecté dans le fichier des données, la réponse sismique est obtenue sous différents combinaisons de charges G, Q et E

5. Nombre de modes à considérer :

D'après le RPA99/version2003 (article 4.3.4-a) :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibrations à retenir dans chacune des deux directions de --l'excitation doit être tel que :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure .

Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieur à 5% de la masse totale de structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Étude Dynamique

Le minimum de modes à retenir est de trois dans chacune des directions considérées.

Dans le cas où les conditions citées ci-dessus ne sont pas observées, le nombre minimal de modes (K) à retenir est donné (selon le RPA) par les inégalités suivantes :

$$K \geq 3\sqrt{N} \text{ et } T_K \leq 0.20 S$$

N : le nombre de niveaux au-dessus de sol.

K : la période de mode K.

6. Combinaison des réponses modales :

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

$$r = \frac{T_i}{T_j} (T_i \leq T_j) \quad \text{vérifie :}$$

$$r \leq 10 / \left(10 + \sqrt{\xi_i \xi_j} \right)$$

Dans le cas où toutes les réponses modales retenus sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^k E_i^2}$$

E : effet de l'action sismique considéré

E_i : valeur modale de E selon le mode i

K : nombre de modes retenus

Dans le cas où deux réponses modales ne sont pas indépendantes ; E_1 et E_2 par exemple, la réponse totale est donnée par :

$$\sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^k E_i^2}$$

7. Estimation de la période fondamentale de la structure T :

La formule empirique :

$$T = C_T \times H_N^{3/4} \dots\dots\dots(1)$$

Étude Dynamique

H_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

$$H_N = 36.04 \text{ m} \dots\dots(2)$$

C_T : coefficient fonction du système de contreventement et du remplissage

Il est donné par le tableau 4.6 du RPA99/version2003 page 31

$$C_T = 0.05 \rightarrow T_1 = 0.05 \times (36.04)^{3/4} = 0.74 \text{ S}$$

$$T = \frac{0.09 H_N}{\sqrt{d}}$$

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

$$d_x = 30.65 \text{ m}$$

$$d_y = 16.35 \text{ m}$$

$$T_1 = \frac{0.09 \times 36.04}{\sqrt{30.65}} = 0.59 \text{ S}$$

$$T_2 = \frac{0.09 \times 36.04}{\sqrt{12.35}} = 0.93 \text{ S}$$

T : la valeur min des deux valeurs données respectivement par (1) et (2) pour les deux directions.

$$T \text{ suivant } x : \min(0.59 ; 0.74) = 0.59 \text{ S}$$

$$T \text{ suivant } y : \min(0.93 ; 0.74) = 0.74 \text{ S}$$

8. Résultat et calcul :

- **Période et facteur de participation massique :**

L'étude dynamique par SAP2000 a fourni les résultats suivants :

Étude Dynamique

Tableau V. 1: Périodes et facteurs de participations massique par SAP2000

StepNum	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
1	0,863856	0,02306	0,63574	0,02306	0,63574
2	0,72632	0,63024	0,02283	0,6533	0,65857
3	0,615187	0,0003	0,00641	0,65359	0,66498
4	0,245469	0,00008226	0,00003538	0,65368	0,66502
5	0,243987	0,000001183	0,00022	0,65368	0,66523
6	0,227969	0,00032	0,00022	0,654	0,66545
7	0,225866	0,00006417	0,00463	0,65406	0,67008
8	0,219424	0,00396	0,15101	0,65802	0,82109
9	0,192724	0,00064	0,00068	0,65866	0,82177
10	0,183391	0,00011	0,00089	0,65877	0,82265
11	0,172509	0,09926	0,00131	0,75803	0,82397
12	0,169233	0,07046	0,00409	0,82849	0,82806
13	0,15435	0,00009395	0,00498	0,82858	0,83304
14	0,135084	0,00091	0,00006787	0,82949	0,83311
15	0,100539	0,00075	0,05446	0,83024	0,88756
16	0,078558	0,05064	0,00049	0,88088	0,88805
17	0,062787	0,00113	0,03723	0,88201	0,92528
18	0,058385	0,03085	0,00201	0,91286	0,9273
19	0,034871	0,00389	0,05354	0,91675	0,98083
20	0,032249	0,06546	0,00291	0,98221	0,98374

Remarques :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

-Une période fondamentale : $T=0.86s$ dont :

-Le premier mode est un mode de translation parallèlement Y-Y ($U_Y = 63.5\%$).

-Le deuxième mode est un mode de translation parallèlement a X-X ($U_Y = 63\%$).

-Le troisième mode est un mode de torsion.

La participation massique dépasse le seuil de 90% à partir de 18^{ème} mode.

La valeur de la période donnée par SAP ne doit pas dépasser 30% de la valeur calculée par la formule empirique donnée par l'article 4.2.4.4 du RPA99/version 2003[1] :

$$T_{empirique} = \min \left\{ 0.09 \frac{h_n}{\sqrt{d}}, C_T \times h_n^{3/4} \right\}$$

T suivant x : $1.3 \times 0.74 = 0.96 s$

T suivant y : $1.3 \times 0.59 = 0.77 s$

$T_{Dynamique}$ donné par le SAP pour les deux modes vérifient la condition du RPA

$$T_{Dynamique} < 1.3T_{empirique}$$

pour le mode 01 : $T_{dynamique} = 0.73s < 0.77 s$

Pour le mode 02 : $T_{dynamique} = 0.86 s < 0.96 s$

Donc la condition du RPA est vérifiée.

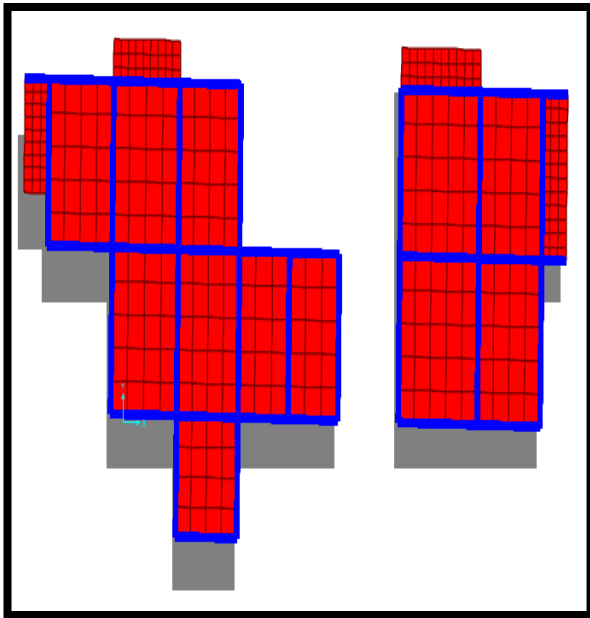


Figure V. 4 Vue en plan de la Translation suivant Y-Y

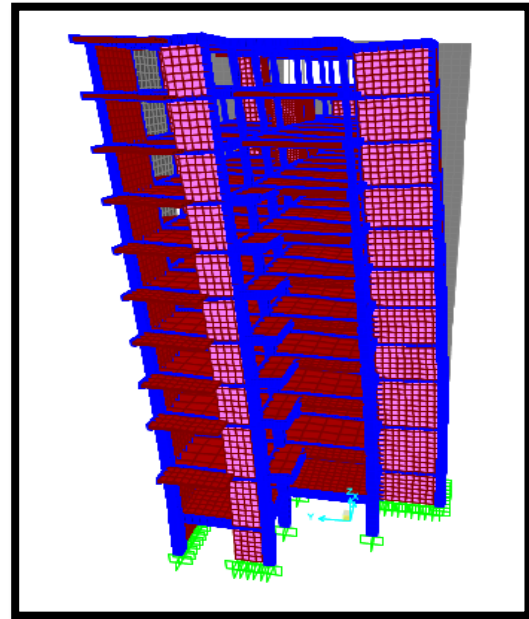


Figure V. 5 Vue en élévation de la translation suivant Y-Y

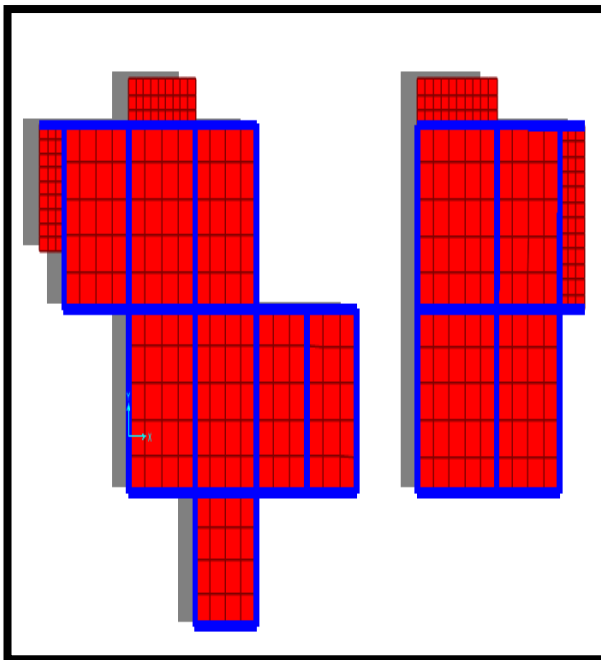


Figure V. 6 Vue en plan de la Translation suivant X-X

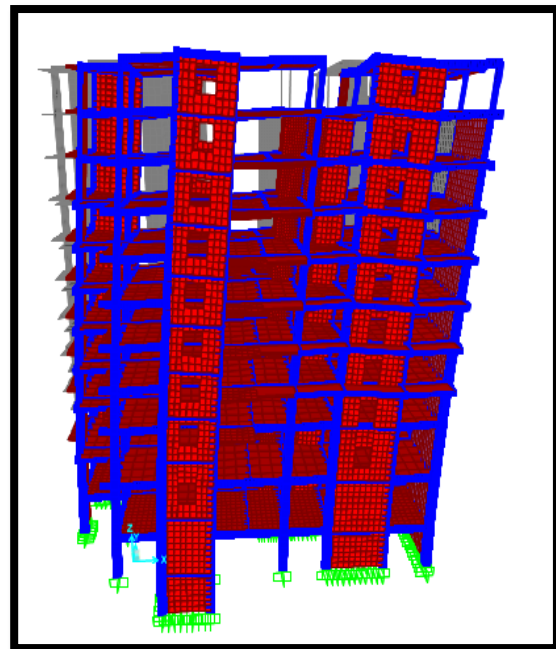


Figure V. 7 Vue en élévation de la translation Y-Y

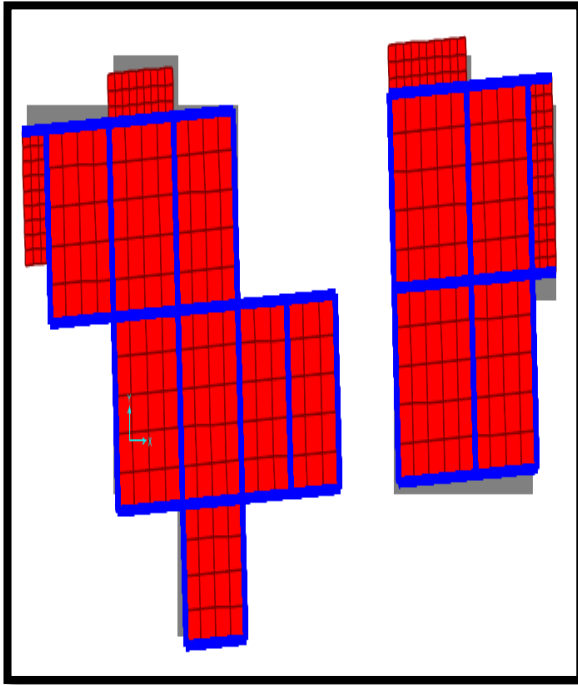


Figure V. 8 Vue en plan de la rotation

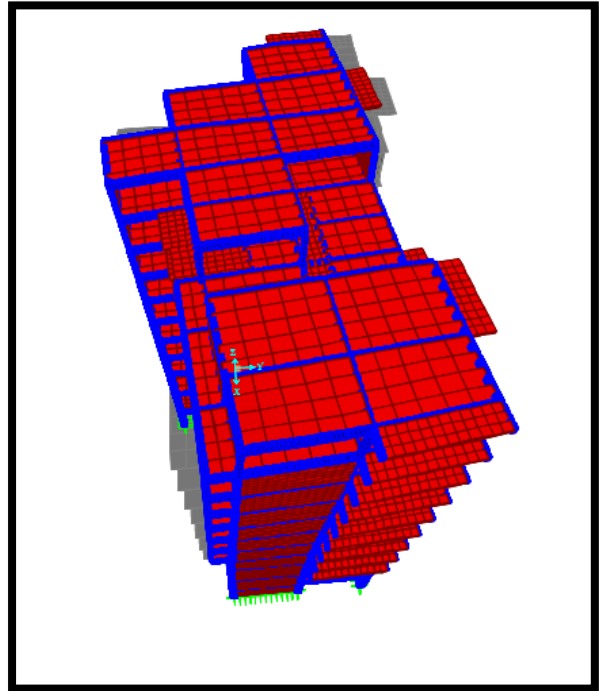


Figure V. 9 Vue en élévation de la rotation

9. Vérification de la résultante des forces sismiques :

Selon l'article 4.3.6 du RPA/version2003 la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0.8V$, il faudra augmenter tous les paramètres de réponse (forces, déplacement, moments ...) par le rapport $r = \frac{0.8V}{V_t}$

9.1. Détermination de la force sismique par la méthode statique équivalente V :

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

A, Q et R sont déjà déterminés.

D : facteur d'amplification dynamique moyen donnée dans le RPA99/version2003 comme suit :

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

Avec :

$$T_2=0.50 \text{ s} ; \eta=0.764$$

$$\text{donc : } D = 2.5\eta \left(T_2/T \right)^{2/3} \rightarrow \begin{cases} D_x = 1.71 \\ D_y = 1.47 \end{cases}$$

W : poids totale de la structure

$$W = W_G + \beta W_Q$$

W_G : poids dû aux charges permanentes.

W_Q : charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, fonction de la durée de la charge d'exploitation donnée dans le tableau 4.5 du RPA99/version2003.

Dans note cas : $\beta=0.2$

W=50823.524 KN (à partir de SAP2000)

$$\begin{cases} V_x = \frac{A \times D_x \times Q \times W}{R} = 7449.276 \text{ KN} \\ V_y = \frac{A \times D_y \times Q \times W}{R} = 6403.764 \text{ KN} \end{cases}$$

9.2. Détermination de la résultante des forces sismiques obtenue par la combinaison des valeurs modales à la base V

Tableau V. 2: Résultante des forces sismiques

Sens	A	D	Q	R	W [kN]	V [kN]	0.8 V [kN]	V _t [kN]	r
X-X	0.25	1.71	1.2	3.5	50823.524	7449.276	5959.421	5184.039	1.15
Y-Y	0.25	1.47	1.2	3.5	50823.524	6403.764	5123.011	4996.497	1.025

10. Vérification des déplacements inter étages du modèle :

L'une des vérifications préconisées par le RPA99 / Version 2003 [1], concerne les déplacements latéraux inter étages.

- En effet, selon l'article 5.1 du RPA99 / Version 2003 [1] l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée : $\Delta_k^x \leq \bar{\Delta}$ et $\Delta_k^y \leq \bar{\Delta}$

Avec : $\bar{\Delta} = 0.01h_e$

où : h_e représente la hauteur de l'étage.

Étude Dynamique

Avec :

$$\delta_k^x = Rr_x \delta_{ek}^x \text{ et } \delta_k^y = Rr_y \delta_{ek}^y$$

$$\Delta_k^x = \delta_k^x - \delta_{k-1}^x \text{ et } \Delta_k^y = \delta_k^y - \delta_{k-1}^y$$

- Δ_k^x : Correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 dans le sens x-x (idem dans le sens y-y, Δ_k^y).
- δ_{ek}^y : Est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens x-x (idem dans le sens y-y, δ_{ek}^y).

Tableau V. 3: Vérification des déplacements inter étages du modèle

Z [cm]	δ_{ek}^x [cm]	δ_{ek}^y [cm]	δ_k^x [cm]	δ_k^y [cm]	Δ_k^x [cm]	Δ_k^y [cm]	$\bar{\Delta}$ [cm]	observation
36.04	4.44	5.34	15.54	18.69	1.47	1.82	3.06	vérifiée
32.98	4.02	4.82	14.07	16.87	1.64	1.89	3.06	vérifiée
29.92	3.55	4.28	12.43	14.98	1.72	1.96	3.06	vérifiée
26.86	3.06	3.72	10.71	13.02	2.46	2	3.06	vérifiée
23.8	2.56	3.15	8.25	11.025	1	1.99	3.06	vérifiée
20.74	2.07	2.58	7.25	9.03	1.68	1.92	3.06	vérifiée
17.68	1.59	2.03	5.57	7.11	1.58	1.86	3.06	vérifiée
14.62	1.14	1.50	3.99	5.25	1.71	1.71	3.06	vérifiée
11.56	0.73	1.01	2.56	3.54	1.58	1.96	4.25	vérifiée
7.31	0.28	0.45	0.98	1.58	0.76	1.23	4.25	vérifiée
3.06	0.064	0.10	0.22	0.35	0.22	0,35	3.06	vérifiée

11. Justification vis-à-vis l'effet P-Δ :

Les effets du 2^o ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux:

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.10 \text{ " RPA99/version 2003 "}$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "K".

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau "K".

Δ_k : Déplacement relatif du niveau "K" par rapport à "K-1".

Étude Dynamique

h_k : Hauteur de l'étage "K".

- Si $0.10 < \theta_k \leq 0.20$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre par le facteur $\frac{1}{(1-\theta_k)}$
- Si $\theta_k > 0.20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau V. 4: justification vis-à-vis de l'effet P- Δ

Niveau(m)	$P_k[kN]$	$h_k[cm]$	Sens X-X			Sens Y-Y		
			$\Delta_k[mm]$	$V_k[kN]$	θ_k	$\Delta_k[mm]$	$V_k[kN]$	θ_k
36.04	3550,9941	3.06	0.0147	1044,0035	0,0164	182	933.22	0.023
32.98	7626,1607	3.06	0.0164	2014,88	0,0203	189	1803.77	0.026
29.92	11943,517	3.06	0.0172	2859,71	0,0232	196	2518.40	0.030
26.86	16380,179	3.06	0.0246	3604,41	0,0263	200	3118.99	0.034
23.8	20938,718	3.06	0.01	4281,11	0,0269	199	3638.75	0.037
20.74	25552,304	3.06	0.0168	4826,267	0,0290	192	4070.20	0.039
17.68	30325,435	3.06	0.0158	5280,053	0,0298	186	4510.14	0.041
14.62	35173	3.06	0.0171	5649,862	0,0292	171	4851.30	0.040
11.56	40206,57	4.25	0.0158	5907,39	0,0249	196	5179.55	0.036
7.31	45059,1	4.25	0.0076	6018,22	0,0135	123	5338.42	0.025
3.06	50823,524	3.06	0.0022	6046,84	0,0061	35	5377.47	0.011

Puisque $\theta < 0.1$ donc l'effet P- Δ est négligé.

12. Justification de choix de coefficient de comportement :

Dans le système de contreventement assuré par des voiles porteurs (système 2) ainsi définie par l'RPA99 v2003, Les voiles de contreventement doivent reprendre au moins 20% des sollicitations dues aux charges verticales, et ils reprennent la totalité des charges horizontales

- **Pourcentage des sollicitations dues aux charges verticales reprises par les voiles :**

L'effort normal total à la base de la structure : $P_{Tot} = 50823,524 \text{ kN}$.

L'effort normal à la base repris par les voiles : $P_{voiles} = 16412.56 \text{ kN}$.

$$\frac{P_{voiles}}{P_{Tot}} = 32.20\% \geq 20\% .$$

Alors les voiles de contreventement reprennent 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

13. Conclusion

Notre bâtiment a vérifié toutes les exigences dynamiques du RPA99/version2003. Le pré dimensionnement de nos éléments et leurs dispositions sont donc corrects et satisfaisants vis-à-vis des séismes.

14.Modélisation en ROBOT :

L'étude dynamique par ROBOT a fourni les résultats suivants :

Tableau V. 5: Périodes et facteurs de participations massique par ROBOT

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
4/ 1	1,23	0,81	0,37	64,68	0,37	64,68
4/ 2	1,36	0,73	65,41	65,15	65,04	0,47
4/ 3	1,63	0,61	65,93	66,60	0,52	1,45
4/ 4	4,57	0,22	66,00	82,06	0,07	15,46
4/ 5	5,40	0,19	82,36	82,17	16,36	0,11
4/ 6	6,14	0,16	82,37	82,48	0,02	0,31
4/ 7	9,03	0,11	82,66	84,29	0,29	1,81
4/ 8	9,33	0,11	82,76	88,02	0,10	3,72
4/ 9	10,24	0,10	84,01	88,02	1,25	0,00
4/ 10	11,99	0,08	88,41	88,06	4,40	0,04
4/ 11	12,26	0,08	88,47	88,15	0,06	0,09
4/ 12	13,74	0,07	88,79	89,80	0,32	1,64
4/ 13	15,07	0,07	88,83	90,81	0,05	1,02
4/ 14	15,63	0,06	89,04	90,86	0,20	0,05
4/ 15	16,09	0,06	89,24	91,40	0,21	0,54
4/ 16	17,53	0,06	91,52	91,90	2,27	0,50
4/ 17	19,34	0,05	92,25	92,88	0,73	0,99
4/ 18	19,59	0,05	92,58	92,91	0,33	0,03
4/ 19	20,26	0,05	92,70	93,69	0,12	0,78
4/ 20	21,48	0,05	92,75	93,70	0,05	0,00

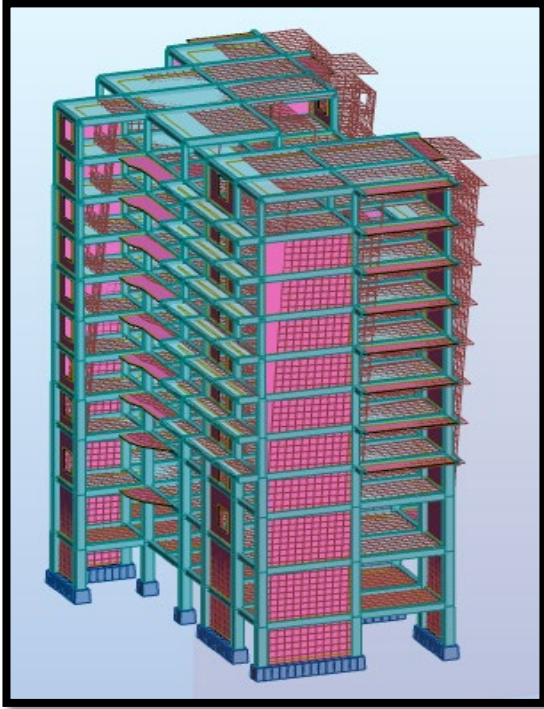


Figure V. 10 Vue en élévation de la translation suivant Y-Y

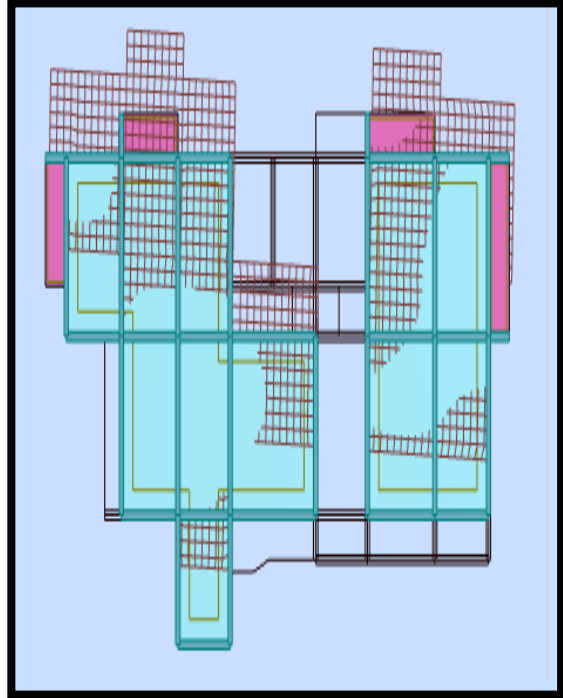


Figure V. 11 Vue en plan de la translation suivant Y-Y

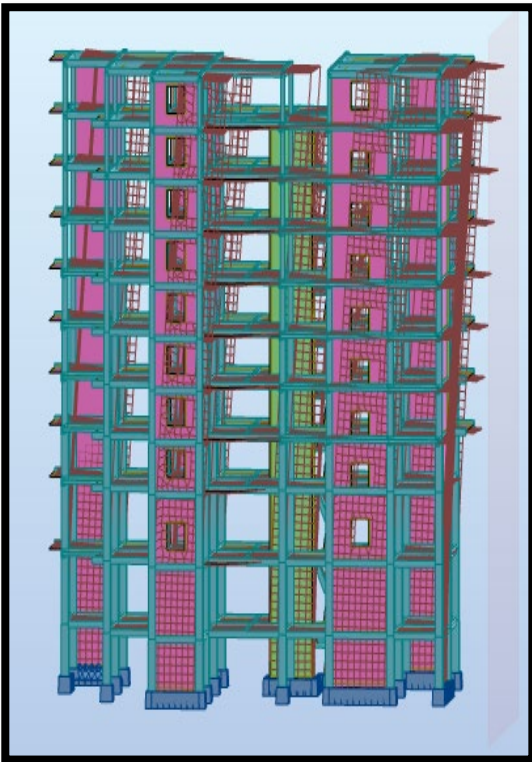


Figure V. 12 Vue en élévation de la translation suivant X-X

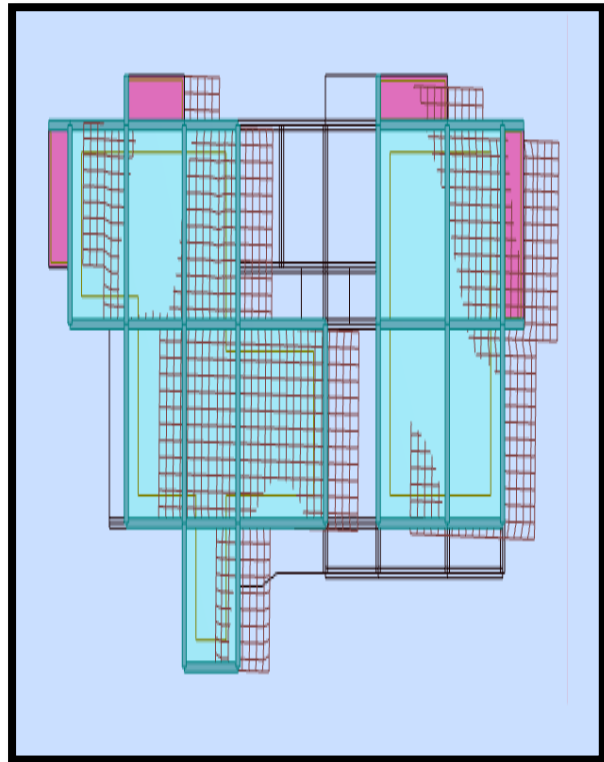


Figure V. 13 Vue en plan de la translation suivant X-X

Étude Dynamique

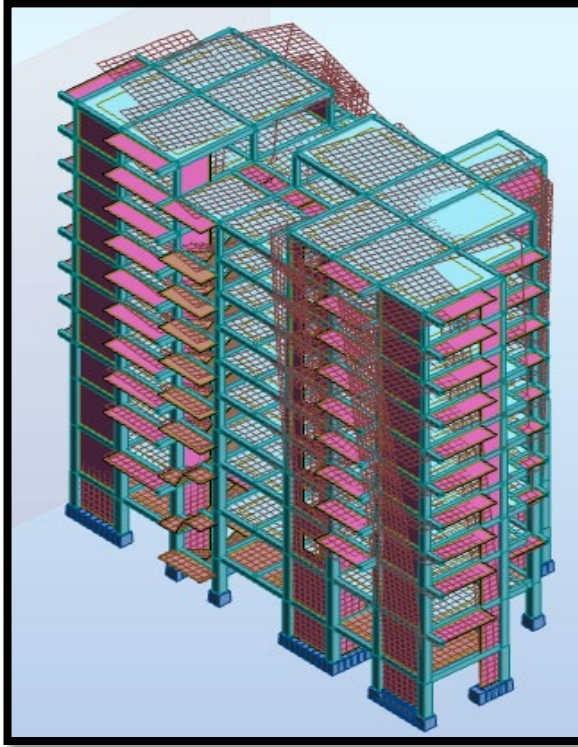


Figure V. 14 Vue en élévation de la rotation

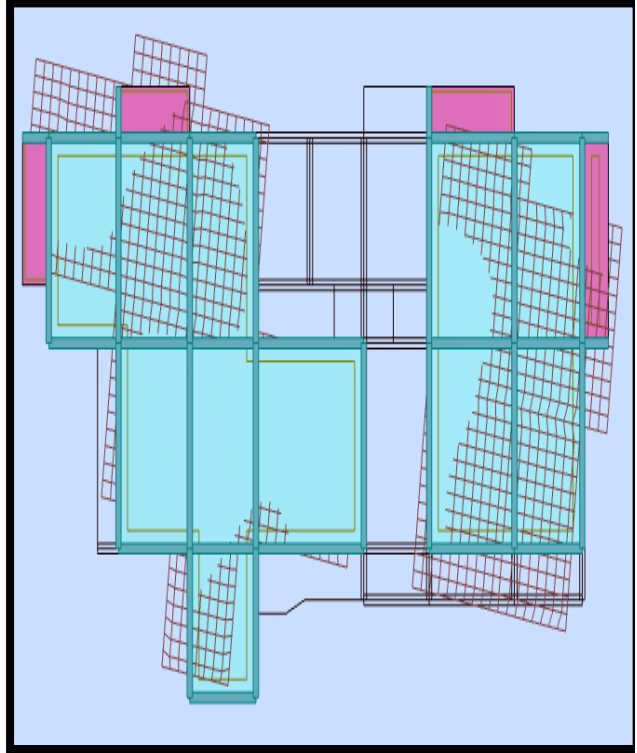


Figure V. 15 Vue en plan rotation

Chapitre 6 :

Ferrailage des éléments résistants

1. Introduction :

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le BAEL 91 modifié 99 [2], le RPA99 version 2003 [1] et le CBA93 [3] .

2. Ferraillage des poteaux :

2.1. Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations. Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (M, N) qui est due à l'excentricité de l'effort normal "N" par rapport aux axes de symétrie, et à un moment fléchissant "M" dans le sens longitudinal et transversal (dû à l'action horizontale).

Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants :

- Section entièrement tendue SET.
- Section entièrement comprimée SEC.
- Section partiellement comprimée SPC.

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

Tableau VI. 1: Tableau des Contraintes.

	γ_b	γ_s	f_{c28} [MPa]	f_{bu} [MPa]	f_c [MPa]	σ_s [MPa]
Situation durable	1.5	1.15	25	14.16	400	348
Situation accidentelle	1.15	1	25	18.48	400	400

2.2. Combinaison d'action :

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :
Selon CBA93 [3] :

- E.L.U. : Situation durable : 1,35 G + 1,5 Q (1)
- E.L.S. : Situation durable : G + Q (2)

Selon le RPA 99/Version 2003 [1] situation accidentelle (article 5.2) :

- G+Q+E.....(2)
- 0.8G+E.....(3)

Avec :

- G : Charges permanentes.
- Q : Charge d'exploitation.
- E : Action du séisme.

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants :

$$\begin{cases} N^{Max}; M^{corr} \\ M^{Max}; N^{corr} \\ N^{min}; M^{corr} \end{cases}$$

Chacune des trois combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisit correspondra au maximum des trois valeurs (cas plus défavorable).

2.3. Recommandations du RPA99/ Version 2003[1] :

D'après le RPA99/version2003[1] (article 7.4.2), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet. Leur pourcentage en zone sismique III est limité par :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{Max} = \frac{A_s}{bh} < 3\% \text{ en zone courante} \\ A_{Max} = \frac{A_s}{bh} < 6\% \text{ en zone recouvrement} \\ A_{min} = A_s > 0.9\% \text{ en zone III} \end{array} \right.$$

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

2.4. Les résultats obtenus :

Nous avons retenu cinq (05) zones pour l'étude du ferrailage des poteaux. Les sollicitations internes pour chaque élément sont données par le logiciel, à savoir SAP 2000 :

Tableau VI. 2: Tableau des zones

Zones	Étage	Section
I	Sous-sol	65x65
II	Entre Sol, RDC	60x60
III	1ère,2ème	55x55
IV	3ème	50x50
V	4ème	45x45
VI	5ème	40x40
VII	6ème	35x35
VIII	8ème,7ème	30x30

Les tableaux suivants résument les résultats trouvés :

Ferrailage des éléments résistants

Tableau VI. 3: Les efforts sous la combinaison ELU

Zone	Section [cm ²]	ELU		ELU		ELU	
		N^{max} [kN]	$M^{corresp}$ [kN. m]	M^{max} [kN. m]	$N^{corresp}$ [kN]	N^{min} [kN]	$M^{corresp}$ [kN. m]
VIII	30x30	554.41	11.92	40.93	-304.25	-46.79	8.23
VII	35x35	-820.86	17.72	-50.36	-618.67	-49.18	15.36
VI	40x40	-1093.79	18.91	-60.48	-560.64	-140.4	21.68
V	45x45	-1374.9	18.78	70.25	-597.24	-261.4	25.15
IV	50x50	-1665.73	17.34	72.01	-747.43	-405.849	-7.96
III	55x55	-2274.84	-13.04	73.87	-904.06	-561.03	-63.34
II	60x60	-2959.73	-25.01	69.3	-1230.93	-842.07	-65.45
I	65x65	-3160.30	-15.24	93.6	-2649.62	-1279.84	-69.6

Tableau VI. 4: Les efforts sous la combinaison G+Q+E.

Zone	Section [cm ²]	G+Q+E		G+Q+E		G+Q+E	
		N^{max} [kN]	$M^{corresp}$ [kN. m]	M^{max} [kN. m]	$N^{corresp}$ [kN]	N^{min} [kN]	$M^{corresp}$ [kN. m]
VIII	30x30	-422.342	-45.76	-90.39	-157.568	80.312	-1.47
VII	35x35	-640.928	-75.54	-158.23	-508.741	53.105	-9.17
VI	40x40	-859.215	-98.65	-200.86	-697.83	64.226	-11.97
V	45x45	-1078.85	-117.86	-231.558	-900.042	82.548	15.8
IV	50x50	-130.969	-121.68	-246.384	-1113.52	112.103	21.84
III	55x55	-1773.21	-70.086	-252.22	-1336.52	237.914	36.34
II	60x60	-2447.07	-39.189	-216.2043	-1279.35	574	43.9175
I	65x65	-3039.06	-180.54	-180.138	-3039.062	958.6	123.762

Ferrailage des éléments résistants

Tableau VI. 5: Les efforts sous la combinaison 0.8G+Q.

Zone	Section [cm ²]	0.8G+E		0.8G+E		0.8G+E	
		<i>N</i> ^{max} [kN]	<i>M</i> ^{corresp} [kN.m]	<i>M</i> ^{max} [kN.m]	<i>N</i> ^{corresp} [kN]	<i>N</i> ^{min} [kN]	<i>M</i> ^{corresp} [kN]
VIII	30x30	-302.873	-50.7	-90.69	-215.15	74.51	2.3
VII	35x35	-456.907	-70.87	-148.93	-360.52	68.94	5.83
VI	40x40	-609.604	-95.64	-189.93	-496.89	105.016	9.27
V	45x45	-762.189	-111.23	-219.72	-645.168	154.2	13.63
IV	50x50	-934.539	-73.79	-234.3	-803.25	218.75	19.44
III	55x55	-1316.855	-83.45	-239.923	-262.26	411.33	33.67
II	60x60	-2181.723	-64.69	-206.0749	-785.623	832.583	45.31
I	65x65	-2750.629	-174.84	-174.872	-2750.63	1246.42	125.58

2.5. Methode de calcul :

Le calcul du ferrailage est obtenu par le logiciel SOCOTEC. Les résultats des efforts et ferrailage des poteaux sont regroupés dans les tableaux :

Tableau VI. 6: Ferrailage des poteaux à l'ELU.

Combinaison	Zone	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII
	sections	65 × 65	60 × 60	55 × 55	50 × 50	45 × 45	40 × 40	35 × 35	30 × 30
ELU	<i>N</i> ^{max}	-3430.50	-2959.73	-2274.84	-1665.73	-1374.9	-1093.79	-8208.6	-554.41
	<i>M</i> ^{corr}	-15.24	-25.01	-13.01	17.34	18.78	18.91	17.72	11.94
	<i>A</i> _s '	0	0	0	0	0	0	0	0
	<i>A</i> _s	0	0	0	0	0	0	0	0
	<i>M</i> ^{Max}	93.6	69.3	73.87	72.01	70.25	-60.78	-50.36	40.93
	<i>N</i> ^{corr}	-2649.62	-1230.93	-904.06	-747.43	-597.24	-560.64	-618.67	-304.25
	<i>A</i> _s '	0	0	0	0	0	0	0	0
	<i>A</i> _s	0	0	0	0	0	0	0	0.29
	<i>N</i> ^{min}	-1279.82	-842.07	-561.03	-405.84	-261.40	-140.40	-49.58	-46.79
	<i>M</i> ^{corr}	-69.6	-65.45	-63.34	-7.96	25.15	21.68	15.36	8.23
	<i>A</i> _s '	0	0	0	0	0	0	0	0
	<i>A</i> _s	0	0	0	0	0	0	0	0

Ferrailage des éléments résistants

Tableau VI. 7: Ferrailage des poteaux (G+Q+E).

Combinaison	Zone	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII
	sections	65 × 65	60 × 60	55 × 55	50 × 50	45 × 45	40 × 40	35 × 35	30 × 30
G+Q+E	N^{max}	-3039.06	-2447.06	-177.21	-1301.96	-1078.84	-859.21	-640.92	-422.34
	M^{corr}	-180.54	-39.189	-70.08	-121.68	-117.86	-95.65	-75.54	-45.76
	A'_s	0	0	0	0	0	0	0	0
	A_s	0	0	0	0	0	0	0	0
	M^{Max}	-180.538	216.204	-252.22	-246.38	-231.55	-200.86	-158.2	-90.39
	N^{corr}	-3039.062	-1279.35	-1336.52	-1133.52	-900.04	-697.83	-508.74	-157.96
	A'_s	0	0	0	1.82	5.71	8.42	9.62	8.21
	A_s	0	0	0	0	0	0	0	0
	N^{min}	958.57	574.00	237.94	112.10	82.94	64.22	53.10	80.31
	M^{corr}	123.76	43.91	36.43	21.84	15.8	-11.97	-9.17	-1.47
	A'_s	6.63	5.09	1.10	0.16	0.02	1.68	1.44	1.17
	A_s	17.28	9.26	4.84	2.64	2.05	0	0	0.83

Tableau VI. 8: Ferrailage des poteaux (0.8G+E).

Combinaison	Zone	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII
	sections	65 × 65	60 × 60	55 × 55	50 × 50	45 × 45	40 × 40	35 × 35	30 × 30
0.8G + E	N^{max}	-2750.62	-2181.72	-1316.80	-934.53	-762.18	-609.60	-456.90	-302.87
	M^{corr}	-174.87	-64.69	-83.45	-73.79	-111.23	-95.64	-70.87	-50.70
	A'_s	0	0	0	0	0	0	0	1.44
	A_s	0	0	0	0	0	0	0	0
	M^{Max}	-174.87	206.07	-239.92	-234.3	-219.72	-189.93	-148.92	-90.69
	N^{corr}	-2750.63	-785.65	-962.26	-803.25	-645.16	-496.89	-360.5	215.15
	A'_s	0	0	0	4.09	7.04	8.91	9.43	7.79
	A_s	0	0	0	0	0	0	0	0
	N^{min}	1246.42	832.58	41.33	218.75	154.20	105.01	68.94	74.58
	M^{corr}	125.58	45.31	33.67	19.44	13.63	9.27	5.832	2.3
	A'_s	10.17	8.23	3.39	1.61	1.04	0.62	0.35	0.68
	A_s	20.99	12.58	6.89	3.86	2.81	2	1.37	1.19

2.6. Choix des armatures :

Tableau VI. 9: Choix des armatures des poteaux.

Zone	Section [cm^2]	A_{cal}^{max} [cm^2]	A_s^{min} [cm^2]	A_s^{max} (Z.C) [cm^2]	A_s^{max} (Z.R) [cm^2]	Choix des armateurs	$A_s^{adopté}$ [cm^2]
VIII	30x30	8.21	8.1	27	54	4HA16+8HA14	20.36
VII	35x35	9.62	11.025	36.75	73.5	4HA16+8HA14	20.36
VI	40x40	8.91	14.4	48	96	4HA20+8HA16	28.64
V	45x45	7.04	18.23	60.75	121.5	4HA20+12HA16	36.7
IV	50x50	4.09	22.5	75	150	4HA20+12HA16	36.7
III	55x55	6.89	27.23	90.75	181.5	4HA20+12HA16	36.7
II	60x60	12.58	32.4	108	216	4HA20+12HA16	36.7
I	65x65	20.93	38.025	126.75	253.5	8HA20+8HA16	41.21

2.7. Vérification vis-a-vis de l'état limite de service :

Les contraintes admissibles sont données par :

➤ Béton :

$$\sigma_{bc} = 0.6f_{c28}$$

➤ Acier :

- Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \text{Min}(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}})$
- Fissuration très préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \text{Min}(\frac{1}{2}f_e; 90\sqrt{\eta f_{t28}})$

Avec :

$\eta=1,6$ pour les aciers H.A. Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\sigma_s=201,63$ MPa. Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

a. N_{ser}^{max} ; M_{cor}^{ser} :

Tableau VI. 10: Vérification des contraintes à l'ELS.

zone	Section [cm^2]	N_{ser} [kN]	M_{ser} [kN.m]	Sollicitations	σ_{bc} [MPa]	$\sigma_{bc\ add}$ [MPa]	Vérification
VIII	30x30	-405.34	8.66	SEC	4.53	15	Vérifiée
VII	35x35	-599.13	12.86	SEC	5.1	15	Vérifiée
VI	40x40	-797.71	13.7	SEC	4.74	15	Vérifiée
V	45x45	-1002.3	13.59	SEC	4.45	15	Vérifiée
IV	50x50	-1214.1	12.55	SEC	4.38	15	Vérifiée
III	55x55	-1657.7	9.42	SEC	4.87	15	Vérifiée
II	60x60	-2156.9	-18.13	SEC	5.56	15	Vérifiée
I	65x65	-2498.4	-11.03	SEC	6.73	15	Vérifiée

b. N_{cor}^{ser} , M_{max}^{ser} :

Tableau VI. 11: Vérifications des contraintes des poteaux.

Zone	Section [cm^2]	N_{ser} [KN]	M_{ser} [KN.m]	Sollicitations	σ_s [MPa]	σ_s add [MPa]	σ_{bc} [MPa]	σ_{bc} add [MPa]	Vérification
VIII	30x30	113.12	61.4	SPC	122.4	201.63	10.9	15	Vérifiée
VII	35x35	451.11	43.9	SPC	95.8	201.6	7.12	15	Vérifiée
VI	40x40	331.26	49.4	SPC	63.9	201.63	4.77	15	Vérifiée
V	45x45	436.08	50.1	SPC	52.8	201.63	3.8	15	Vérifiée
IV	50x50	545.74	52.4	SEC	-	-	3.45	15	Vérifiée
III	55x55	660.15	53.7	SEC	-	-	3.2	15	Vérifiée
II	60x60	899.04	50.4	SEC	-	-	3.19	15	Vérifiée
I	65x65	1930.61	67.6	SEC	-	-	5.07	15	Vérifiée

Remarque :

Selon BAEL 91 modifier 99 [2] en cas de section entièrement comprimée, il n'y a pas lieu de vérifier la contrainte de traction σ_s .

2.8. Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

- T_u : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.
- b : Largeur de la section du poteau.
- d : Hauteur utile de la section du poteau.
- τ_u : Contrainte de cisaillement.
- u : Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte $\bar{\tau}_u$ doit être limitée aux valeurs suivantes :

- Selon le CBA93 [3] :

Fissuration peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left[0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right] =$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left[0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right]$$

- Selon le RPA 99 version 2003[1] :

$$\tau_u = \rho_a f_{c28}$$

- $\rho_a = 0,075$si l'élanement $\lambda \geq 5$
- $\rho_a = 0,040$si l'élanement $\lambda < 5$

Ferrailage des éléments résistants

Avec :

- λ : L'élançement du poteau
- i : Rayon de giration.
- I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.
- B : Section du poteau.
- L_f : Longueur de flambement.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 12: Vérification des contraintes de cisaillement pour les poteaux.

Zone	Section [cm^2]	T_u [kN]	τ_u [MPa]	λ	ρ_d	$\bar{\tau}_u$ RPA [MPa]	$\bar{\tau}_u$ CBA93 [MPa]	Vérification
I	65x65	96.67	0.24	3.9	0.04	1	2.5	Vérifiée
II	60x60	96.59	0.28	4.96	0.04	1	2.5	Vérifiée
III	55x55	91.123	0.32	3.89	0.04	1	2.5	Vérifiée
IV	50x50	88.628	0.377	4.28	0.04	1	2.5	Vérifiée
V	45x45	85.015	0.449	4.76	0.04	1	2.5	Vérifiée
VI	40x40	78.44	0.53	5.35	0.075	1.88	2.5	Vérifiée
VII	35x35	67.83	0.605	6.12	0.075	1.88	2.5	Vérifiée
VIII	30x30	63.686	0.786	7.14	0.075	1.88	2.5	Vérifiée

2.9. Ferrailage transversal des poteaux :

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du **BAEL91 modifié 99**[2] et celles du **RPA99 version 2003** [1] ; elles sont données comme suit :

➤ Selon BAEL91 modifié 99 [2]:

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \text{Min}(0,9d;40\text{cm}) \\ \varphi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_l\right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

Avec :

- A_t : Section d'armatures transversales.
- b : Largeur de la section droite.

Ferrailage des éléments résistants

- h: Hauteur de la section droite.
- S_t : Espacement des armatures transversales.
- ϕ_t : Diamètre des armatures transversales.
- ϕ_l : Diamètre des armatures longitudinales.

* Selon le RPA99 version 2003[1] :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

Avec :

- A_t : Section d'armatures transversales.
- S_t : Espacement des armatures transversales.
- T_u : Effort tranchant à l'ELU.
- f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.
- h: Hauteur totale de la section brute.
- ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.
- $\rho_a=2,5$si $\lambda_g \geq 5$
- $\rho_a=3,75$si $\lambda_g < 5$
- λ_g : Espacement géométrique.

- L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

$S_t \leq 10\text{cm}$Zone nodale (zone III).

$S_t \leq \text{Min}\left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_l\right)$Zone courante (zone III).

- ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.
- La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{S_t b}$ en (%) est donnée comme suite :

$$\begin{cases} 0,3\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre les valeurs limites précédentes si } 3 < \lambda_g < 5 \end{cases}$$

- λ_g : L'élancement géométrique du poteau $\left(\lambda_g = \frac{L_f}{a}\right)$
- a : Dimension de la section droite du poteau.
- L_f : Longueur du flambement du poteau.

- Pour les armatures transversales $f_e=400\text{MPa}$ (FeE40).

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux :

Ferrailage des éléments résistants

Tableau VI. 13: Espacement maximale des armatures transversales des poteaux.

Zone	Section [cm ²]	Barre	ϕ_l [mm]	s_t [cm]	
				Zone nodale	Zone courante
I	65x65	8T20+8T16	20	10	15
II	60x60	4T20+12T16	20	10	15
III	55x55	4T20+12T16	20	10	15
IV	50x50	4T20+12T16	20	10	15
V	45x45	4T20+12T16	20	10	15
VI	40x40	4T20+12T16	20	10	15
VII	35x35	4T16+8T14	20	10	15
VIII	30x30	4T16+8T14	20	10	15

Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

Tableau VI. 14: Choix des armatures transversales pour les poteaux.

Zone	Section [cm ²]	L_f [m]	λ_g (%)	ρ_a	T_u^{max} [kN]	Zone	s_t [cm]	A_t^{cal} [cm ²]	choix	A_s^{adp} [cm ²]
I	65x65	2.142	3.3	3.75	96.67	N	10	1.39	4T8	2.01
						C	15	2.09	4T10	3.14
II	60x60	2.975	4.96	3.75	96.39	N	10	1.5	4T8	2.01
						C	15	2.26	4T10	3.14
III	55x55	2.142	3.895	3.75	91.123	N	10	1.55	4T8	2.01
						C	15	2.32	4T10	3.14
IV	50x50	2.142	4.284	3.75	88.628	N	10	1.66	4T8	2.01
						C	15	2.49	4T10	3.14
V	45x45	2.142	4.76	3.75	85.015	N	10	1.77	4T8	2.01
						C	15	2.65	4T10	3.14
VI	40x40	2.142	5.36	2.5	78.44	N	10	1.22	4T8	2.01
						C	15	1.83	4T8	2.01
VII	35x35	2.142	6.12	2.5	67.83	N	10	1.2	4T8	2.01
						C	15	1.8	4T8	2.01
VIII	30x30	2.142	7.14	2.5	63.686	N	10	1.32	4T8	2.01
						C	15	1.99	4T8	2.01

2.10. Longueur de recouvrement :

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r = 50\phi_l$ en zone III.

Pour :

T20..... $L_r = 100cm.$

T16..... $L_r = 80cm.$

T14..... $L_r = 70cm.$

2.11. Schémas de ferrailage :

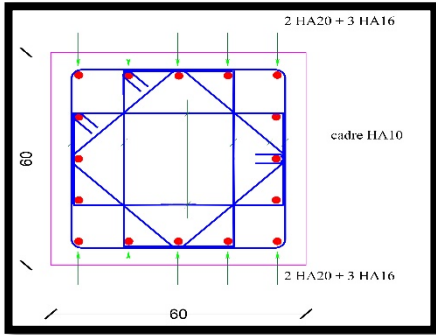


Figure VI. 1 Ferrailage de poteau 60X60

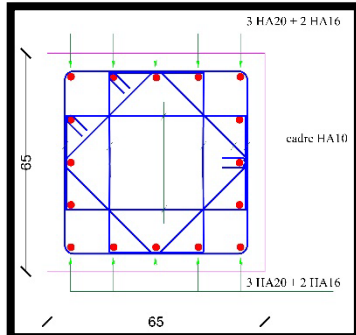


Figure VI. 2 Ferrailage de poteau 65X65

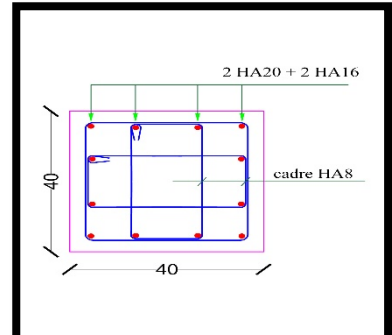


Figure VI. 3 Ferrailage de poteau 40X40

3. Ferrailage des poutres :

3.1. Introduction :

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transférer les charges aux poteaux, elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants. Le ferrailage des poutres est donné par l'organigramme de la flexion simple (voir annexe).

On fait le calcul pour les deux situations suivantes :

- Situation durable : $1,35G+1,5Q$:
 - Béton : $\gamma_b = 1,5$; $f_{c28} = 25MPa$; $\sigma_b = 14,17MPa$
 - Acier : $\gamma_{qs} = 1,15$; $f_e = 400MPa$; $\sigma_s = 348MPa$

- Situation accidentelle : $G+Q+E$:
 - Béton : $\gamma_b = 1,15$; $f_{c28} = 25MPa$; $\sigma_b = 18,48MPa$
 - Acier : $\gamma_s = 1$; $f_e = 400MPa$; $\sigma_s = 400MPa$

3.2. Recommandation du RPA99 VERSION 2003 [1]:

- 1- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

Ferrailage des éléments résistants

- 2- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.
- 3- La longueur minimale de recouvrement est de $50\varnothing$ en zone III.
- 4- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

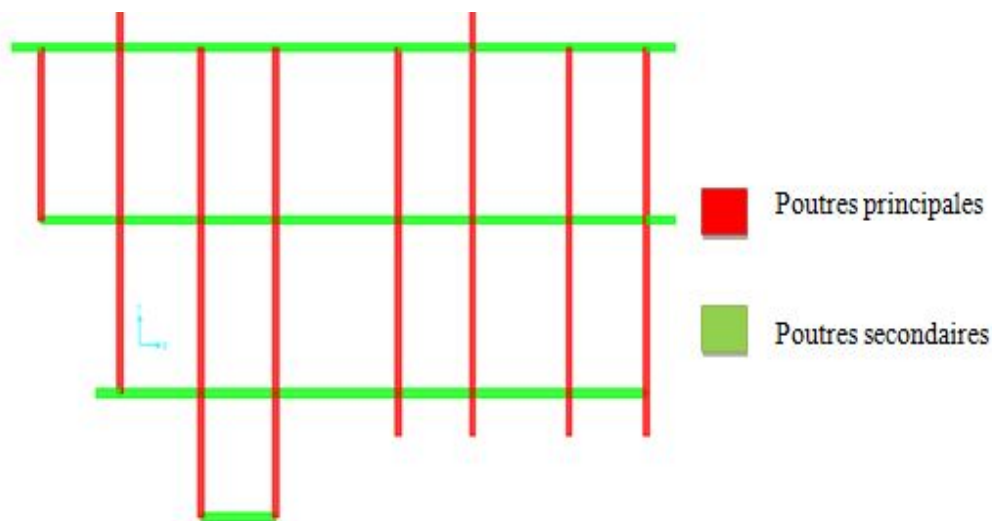


Figure VI. 4: Disposition des poutres

Dans notre cas, nous allons ferrailer poutres les plus sollicités. Le ferrailage sera fait pour une situation accidentelle (le cas la plus défavorables).

Les poutres en travée seront ferrillées pour une situations durables transitoire et en appui pour une situation accidentelle.

3.3. Présentation des efforts internes :

Tableau VI. 15: Efforts internes dans les différentes poutres

Section [cm^2]			Combinaisons	
Poutres principale	30×50	$M_{travée}$ [kN.m]	115.99	ELU
		M_{appui} [kN.m]	180.33	G+Q+E
Poutres secondaires	30×40	$M_{travée}$ [kN.m]	82.2	ELU
		M_{appui} [kN.m]	120.83	G+Q+E

3.4. Ferraillage longitudinale d'une poutre dans le sens porteur :

3.4.1. Ferraillage en travée (situation durable) :

$$B=50 \times 30 \text{ cm}^2$$

$$f_e = 400 \text{ MPA}$$

$$M_U = 115.99 \text{ KN.m}$$

D'après le BAEL91 modifiée 99[2] :

$$d = 0.9 \times 0.5 = 0.45 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{f_{bu} b d^2} = 0.1347$$

$$\alpha = (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) / 0.8 = 0.18$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.42 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_U}{z \times f_s} = \frac{0.115}{0.42 \times 348} = 7.87 \text{ cm}^2$$

3.4.2. Ferraillage sur appui (situation accidentelle) :

$$f_{bu} = 18.48 \text{ MPA}$$

$$M_U = 180.33 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{f_{bu} b d^2} = 0.209$$

$$\alpha = (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) / 0.8 = 0.296$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.397 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_U}{z \times f_s} = \frac{0.18033}{0.397 \times 348} = 13.05 \text{ cm}^2$$

3.5. Vérification nécessaire pour les poutres :

3.5.1. Condition de non fragilité :

$$A_{s,min} \geq \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{s,min} \geq \frac{0.23 \times 0.3 \times 0.45 \times 2.1}{400}$$

$$A_{s,min} = 1.63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée).}$$

3.5.2. Pourcentage d'acier exigé par le RPA99/version2003[1]:

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute la section : $A_{s,min} \geq 0.5\% b h$

$$A_{s,min} \geq 0.5\% \times 0.5 \times 0.3 = 7.5 \text{ cm}^2$$

Alors la section d'aciers à retenir est :

$$A_s = 8.71 \text{ cm}^2$$

choix des barres : -6 HA14 (9.24 cm²) en travée.
 3HA20+2HA16 (13.44 cm²) en appui

3.6. Armateurs Transversales :

$$V_{u,max} = 127.79 \text{ KN}$$

$$\tau_{u,max} = \frac{0.12779}{0.3 \times 0.45} = 0.95 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min(0.15f_{c8}; 4 \text{ MPa}) = 3.75 \text{ MPa} \dots (\text{Fissuration peu nuisible})$$

$$\tau_{u,max} < \bar{\tau} \dots \dots (\text{Vérifiée})$$

L'espacement des cours d'armateurs transversaux (RPA99/version2003[1])

En zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} \rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

-D'après le RPA99/version2003, la section minimale des armatures transversales :

$$S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) \text{ Avec } d=45 \text{ cm}$$

Donc : $S_t \leq 40 \text{ cm} \dots \dots (\text{Vérifiée})$

-D'après le BAEL91 modifié 99[2] (article A.5.1,22):

$$S_t \leq \frac{A_t f_e}{0.4b}$$

$$A_t \geq 0.4b S_t / f_e$$

$$A_t = \frac{0.4 \times 30 \times 20}{400} = 0.6 \text{ cm}^2$$

soit 1 cadre HA8+un entier HA8= 2.01 cm²

3.7. Résultats de ferraillage :

Pour le ferraillage on prend les poutres les plus sollicitées selon les deux sens porteur et non porteur. Les résultats sont présentés sur les tableaux suivants :

Tableau VI. 16: Ferraillage des poutres.

Section [cm ²]	position	M [kN.m]	μ	A_{cal} [cm ²]	A_{RPA} [cm ²]	Choix des barres	A_s adopté [cm ²]
Poutres principales 30×50	Travée	115.99	0.1347	7.87	7.5	6 HA14	9.24
	Appui	180.33	0.209	13,05	7.5	3HA20+2HA16	13.44
Poutres secondaires 30×40	Travée	82.2	0.095	5.53	6	6HA14	9.24
	Appui	120.83	0.1403	8.36	6	6HA14	9.24

Ferrailage des éléments résistants

Les résultats de la vérification de la contrainte tangentielle sont représentés sur le tableau suivant :

Tableau VI. 17: Vérification des contraintes tangentielles.

	Poutre principales	Poutre secondaires
V [kN]	127.79	105.45
τ [MPa]	0.95	0.78
$\bar{\tau}$ [MPa]	3.75	3.75
$\tau < \bar{\tau}$	vérifier	vérifier

3.8. Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

3.8.1. Poutre principales :

- Appuis de rive :

On doit vérifier que :

$$A_s \geq \frac{V_u \gamma_s}{f_e}$$

$$9.24 \times 10^{-4} \geq \frac{0.127 \times 1.15}{400} = 3.65 \times 10^{-4} \dots\dots \text{la condition est vérifiée.}$$

- Appui intermédiaire :

Puisque on a

$$A_s \geq \frac{1.15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_a}{0.9d} \right) = -0.91 < 0 \quad (V_u < 0 \text{ et } M_u < 0 \text{ prise avec son signe})$$

Aucune vérification à faire

3.8.2. Poutre secondaire :

- Appuis de rive :

On doit vérifier que :

$$A_s \geq \frac{V_u \gamma_s}{f_e}$$

$$9.24 \times 10^{-4} \geq \frac{0.105 \times 1.15}{400} = 3 \times 10^{-4} \dots\dots \text{la condition est vérifiée.}$$

- Appui intermédiaire :

Puisque on a :

$$A_s \geq \frac{1.15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_a}{0.9d} \right) = -0.55 < 0 \quad (V_u < 0 \text{ et } M_u < 0 \text{ prise avec son signe})$$

Aucune vérification à faire

3.9. Vérifications à l'ELS :

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

Les résultats de vérifications présentées par le tableau ci-après sont obtenus par le logiciel SOCOTEC :

Ferrailage des éléments résistants

Tableau VI. 18: Vérification à l'ELS.

Section cm^2	Positions	M_{ser} [kN.m]	A_s [cm^2]	Y [cm^2]	σ_b [cm^2]	σ_{bc} [cm^2]	vérification
30×50	Travée	83.14	9.24	17	7.73	15	vérifier
	Appui	105.28	13.44	20	8.65	15	vérifier
30×40	Travée	32,6	9.24	15	4.47	15	vérifier
	Appui	55,1	9.24	15	7.56	15	vérifier

3.10. Schémas de ferrailage :

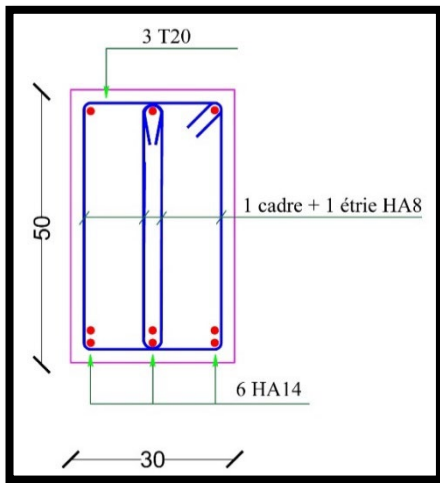


Figure VI. 5: Ferrailage de poutre principale en travée

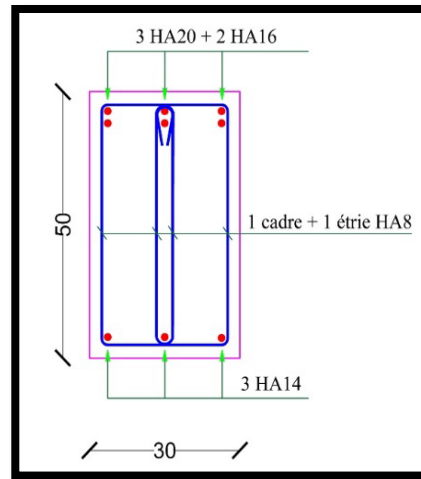


Figure VI. 6: Ferrailage de poutre principale en appuis

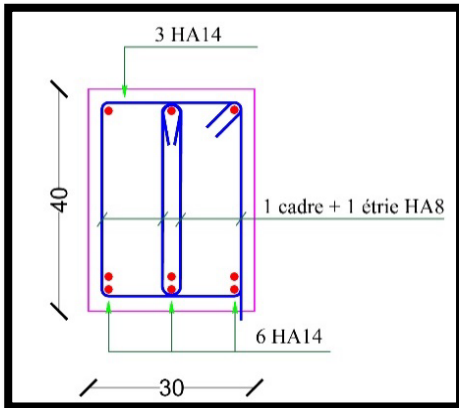


Figure VI. 7 Ferrailage de poutre secondaire en appuis

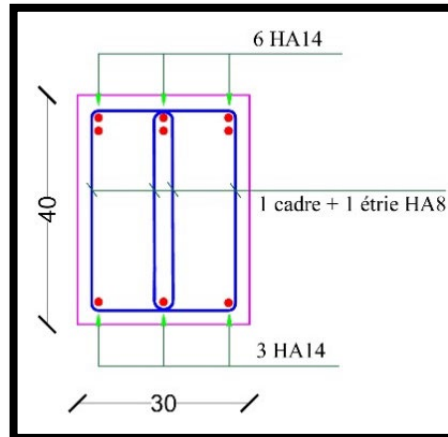


Figure VI. 8 Ferrailage de poutre secondaire en appuis

4. Ferraillage des voiles :

4.1. Introduction :

Le ferraillage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 modifié 99 et les vérifications selon les règles parasismiques Algériennes RPA 99/Version 2003[1].

Sous l'action des forces horizontales (séisme) ainsi que les forces dues aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.

Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

Le ferraillage des voiles se fera pour les voiles les plus sollicités, nous étudierons l'exemple d'un voile plein

4.2. Voiles pleins :

Le ferraillage des voiles comprendra essentiellement :

- Des aciers verticaux
- Des aciers horizontaux.

4.2.1. Aciers verticaux :

La disposition du ferraillage vertical se fera de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de la flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99/version 2003[1].

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

4.2.2. Aciers horizontaux :

- Les aciers horizontaux seront disposés perpendiculairement aux faces du voile.
- Elles doivent être munies de crochets à (135°) ayant une longueur de 10Φ .
- Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

4.2.3. Règles communes :

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

- $S \leq 1.5e$ avec e : Épaisseur du voile.

Ferraillage des éléments résistants

– $S \leq 30 \text{ cm}$

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

Le diamètre ϕ_t des épingles est :

– $\phi_t = 6 \text{ mm}$ lorsque $\phi_v \leq 20 \text{ mm}$

– $\phi_t = 8 \text{ mm}$ lorsque $\phi_v > 20 \text{ mm}$

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

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

– 40Φ pour les barres situées dans les zones où le reversement du signe des efforts est possible.

– 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges.

Le calcul se fera pour des bandes verticales dont la largeur d est déterminée à partir de :

$$d \leq \min (h_e, 2L'/3)$$

Où L' est la longueur de la zone comprimée.

Pour déterminer les armatures verticales, on utilisera **la méthode des contraintes**.

La Figure suivant représente la disposition des voiles dans notre structure :

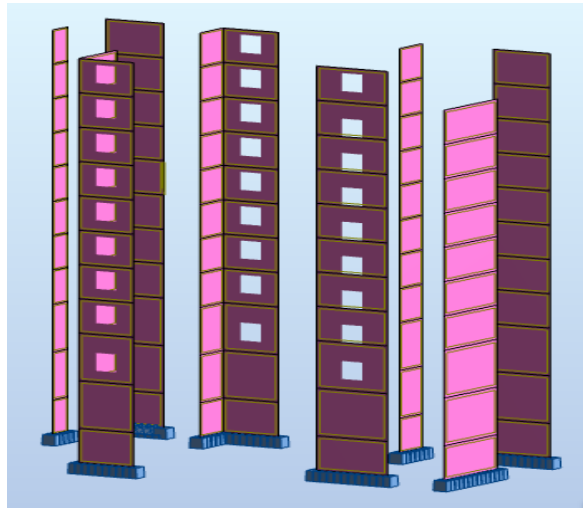


Figure VI. 9 : Disposition des voiles dans la structure

4.2.4. Exemple d'application : (schéma contraintes)

Nous proposons le calcul détaillé du voile **V10** ($L = 3.9\text{m}$) suivant:

$$M = 5655.9351 \text{ kN.m}$$

$$N = 2127.16 \text{ kN}$$

$$I = \frac{0.2 \times 3.9^3}{12} = 0.989 \text{ cm}^4$$

$$\Omega = 0.2 \times 3.9 = 0.8 \text{ m}^2$$

$$v = \frac{h}{2} = \frac{3.9}{2} = 1.95 \text{ m}$$

4.2.4.1. Armatures verticales :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{\Omega} + \frac{Mv}{I} \rightarrow \begin{cases} \sigma_1 = 13.98 \text{ MPa} \\ \sigma_2 = -8.53 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$L_t = L \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} = \frac{8.53}{8.53 + 13.98} L = 1.48 \text{ m}$$

$$L' = L - L_t = 2.42 \text{ m}$$

$$d \leq \min\left(\frac{3.06}{2}; \frac{2}{3} \times 2.42\right) = \min(1.53; 1.61) = 1.53 \text{ m}$$

$d > L_t$ donc d dans la zone comprimé, alors $\sigma'_2 = 0$ ($d = L_t$)

$$I' = \left(\frac{0.2 \times 1.48^3}{12}\right) = 0.051 \text{ m}^4$$

$$v' = \frac{1.48}{2} = 0.74 \text{ m}$$

$$\Omega' = 0.2 \times 1.48 = 0.296 \text{ m}^2$$

Donc:

$$N_1 = \left(\frac{\Omega'}{2}\right) \times (\sigma_2 + \sigma'_2) = \frac{0.296}{2} (-8.35) = -1262.44 \text{ kN}$$

$$M_1 = \left(\frac{I'}{2v'}\right) \times (\sigma'_2 - \sigma_2) = \frac{0.054}{2 \times 0.74} (+8.35) = 311.2 \text{ kN}$$

$$e_0 = \frac{M_1}{N_1} = \frac{311.2}{1262.44} = -0.2465 < 0.255 \text{ (N est un effort de traction).}$$

Soit $d_1 = d_2 = 3 \text{ cm}$

$$e_1 = \frac{d}{2} - e_0 - d_1 = 0.457 \text{ m}$$

$$e_2 = \frac{d}{2} + e_0 - d_2 = 0.962 \text{ m}$$

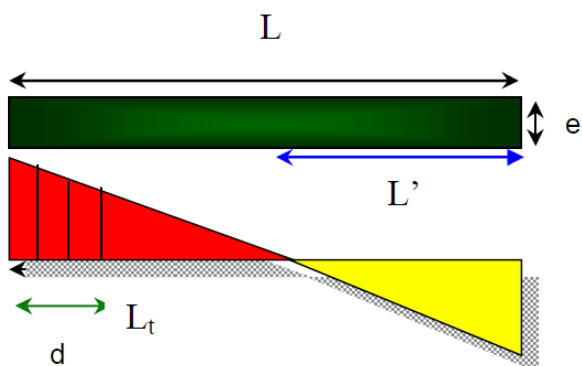
$$A_s = \frac{N_1}{f_e} = 31.56 \text{ cm}^2$$

$$A_{s/ml/face} = \frac{31.56}{2 \times 1.48} = 10.66 \text{ cm}^2 / \text{ml} / \text{face}$$

• Pourcentage minimale :

$$A_{min} = 0.15\% \times b \times L$$

$$A_{min} = 0.15\% \times 0.2 \times 3.8 = 11.4 \text{ cm}^2$$



$$A_{min}/ml/face = \frac{14.4}{2 \times 3.8} = 1.5cm^2/ml/face$$

- **Armatures minimales de RPA99/2003 [1](Art 7.7.4.1) :**

$$A_{RPA} = 0.2\%bL_t$$

L_t : longueur de la section tendue

$$A_{RPA} = 0.2\% \times 0.2 \times 1.48 = 5.92cm^2$$

$$A_{RPA}/ml/face = \frac{5.92}{2 \times 1.48} = 2cm^2/ml/face$$

Donc $A_{sv} = \max(A_s, A_{min}, A_{RPA}) = 10.662cm^2/ml/face$

Le ferraillage sera fait pour la moitié du voile à cause de la symétrie.

$$A_s = 10.66 \times 3.8 = 40.51cm^2 \text{ par face}$$

- **Espacement :**

En zone courante : $S_t \leq \min(1.5e; 30) = 20$

En zone d'about : $S_{ta} = \frac{S_t}{2} = 10$

- **Choix des barres:**

soit $2 \times (8HA20 + 12HA16)$

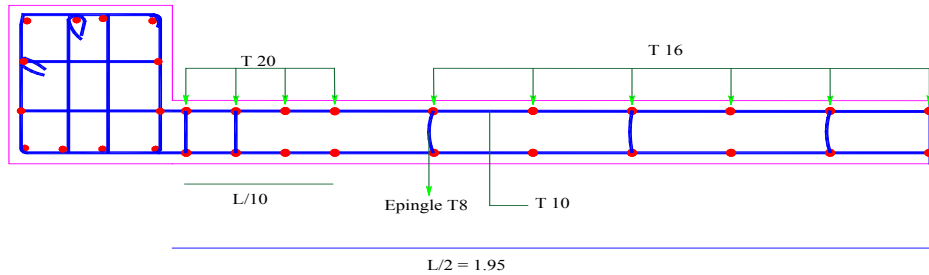


Figure VI. 10 : Schéma de ferraillage de voile plein

4.2.4.2. Armatures horizontales :

4.2.4.2.1. Vérification des voiles à l'Effort tranchant :

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile, majoré de 40% (Article 7.7.2 des RPA99/Version 2003).

La contrainte de cisaillement est : $\tau_u = 1.4 \frac{T_{calculé}}{b_0 d}$

Avec :

T : Effort tranchant à la base du voile

b_0 : Épaisseur du voile

d : Hauteur utile = 0.9 h

h : Hauteur totale de la section brute

La contrainte limite est : $\bar{\tau} = 0.2 f_{c28}$ (l'article 7.7.2 des RPA 99/Version 2003).

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}$$

Calcul du ferraillage horizontal résistant à l'effort tranchant :

Les sections A_t des armatures d'âme est donnée par la relation :

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq (\tau_u - 0.3f_{tj})/0.8f_e$$

Avec

$K = 0$ en cas de fissuration très préjudiciable ; En cas de bétonnage non munie d'indentations la surface de reprise.

D'autre part les RPA99/Version 2003 prévoient un pourcentage minimum de ferraillage :

– 0.15 % de la section du voile considérée si : $\tau_u \leq 0.025 f_{c28}$

– 0.25 % de la section de voile considérée si : $\tau_u > 0.025 f_{c28}$

4.2.4.2.2. Application numérique :

$$\tau_u = 1.02 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \dots \dots \dots (\text{Condition vérifiée})$$

D'après l'article 7.7.4.3 des RPA99/Version 2003, l'espacement des barres doit être :

$$S_t \leq \min(1.5a; 30\text{cm})$$

$$S_t = 20\text{cm}$$

$$A_t \geq 1.3\text{cm}^2$$

4.3. Calcul d'un voile avec ouverture :

Dans le cas d'un voile avec ouverture, on constate une concentration de contraintes autour de cette ouverture de ce fait, on procède au renforcement de cette partie en disposant d'un linteau. Ce dernier sera dimensionné comme une poutre bi encastree à ses extrémités.

4.3.1. Linteau :

Dans le calcul du ferraillage du linteau, l'effort tranchant ($V_u = 416,40 \text{ kN}$), doit être majoré de 40%.

On a :

$$\mathbf{h} = 100 \text{ cm} ; \mathbf{b} = 20 \text{ cm} ; \mathbf{L} = 1,6 \text{ m}$$

$$V = 1,4 V_u$$

$$\text{Soit : } V = 1,4 \times 416,40 = \mathbf{582,96 \text{ kN}}$$

4.3.2. Vérification de la contrainte de cisaillement :

D'après RPA99/Version[1], on a :

$$\tau_b = V / b_0 d ; d = 0,9 h = 0,9 m$$

$$\tau_b = 582,96 / (0,2 \times 0,9) = 3,23 MPa$$

$$\tau_b = 0.2 f_{c28} = 5 MPa$$

$$\tau_b = 3,23 MPa < \tau_b = 5 MPa \dots\dots (la condition est vérifiée).$$

4.3.3. Calcul des armatures :

$$f_{c28} = 0.06 \times 25 = 1,5 MPa$$

$$\tau_b = 3,23 MPa > 1,5 MPa ; \text{ donc on devra disposer :}$$

- Des aciers longitudinaux (A_L, A_L') de flexion
- Des aciers transversaux (A_t)
- Des aciers en partie courante (A_c)
- Des aciers diagonaux (A_d)

→ **Calcul de (A_L) :**

Section minimale exigée par le RPA99 : (A_L, A_L') $\geq 0.0015.b.h$

$$(A_L, A_L') \geq 0.0015 \times 20 \times 100 = \mathbf{3 \text{ cm}^2}$$

→ **Calcul de (A_t) :**

Condition minimale du RPA 99 : $\tau_b \leq 0.025 f_{c28} \dots\dots\dots At \geq 0.0015.b.s$

$$\tau_b > 0.025 f_{c28} \dots\dots\dots At > 0.0025.b.s$$

$$\tau_b = 3.45 > 0.025 f_{c28} = 0.625 MPa$$

$$A_t \geq 0.0025 \times 20 \times 15 = \mathbf{0,75 \text{ cm}^2}$$

→ **Calcul de (A_c) :** $A_c \geq 0.002.b.h$

$$A_c \geq 0.002 \times 20 \times 100 = \mathbf{4 \text{ cm}^2}$$

→ **Calcul de (A_d) :** $A_d = V / (2f_e. \sin \alpha)$

$$\tau_b = 3,23 > 1,2 MPa$$

$$A_d = V / (2f_e. \sin \alpha)$$

$$A_d = (0,416 / 2. 400. \sin 32, 03) = \mathbf{9, 79 \text{ cm}^2}$$

$$\tau_b = 2,36 > 0.06 f_{c28} = 1,5 MPa$$

Section minimale du RPA :

→ $A_d > 0.0015 .b .h = 0.0015 \times 20 \times 100 = \mathbf{3 \text{ cm}^2}$

→ donc : $A_d = \max (A_d \text{ calculée} , A_d \text{ RPA})$

$$\mathbf{A_D = 9, 79 \text{ cm}^2}$$

➤ **Choix des Barres d'aciers :**

Ferrailage des éléments résistants

- $A_l = 3 \text{ cm}^2$; soit: $A_S(2 \Phi 14) = 3,08 \text{ cm}^2$.
- $A_t = 0,75 \text{ cm}^2$; soit: $A_S(2 \Phi 8) = 1,01 \text{ cm}^2$.
- $A_c = 4 \text{ cm}^2$; soit : $A_S(3 \Phi 14) = 4,71 \text{ cm}^2$.
- $A_d = 9,79 \text{ cm}^2$; soit: $A_S(2 \Phi 14 + 2 \Phi 20) = 12,06 \text{ cm}^2$.

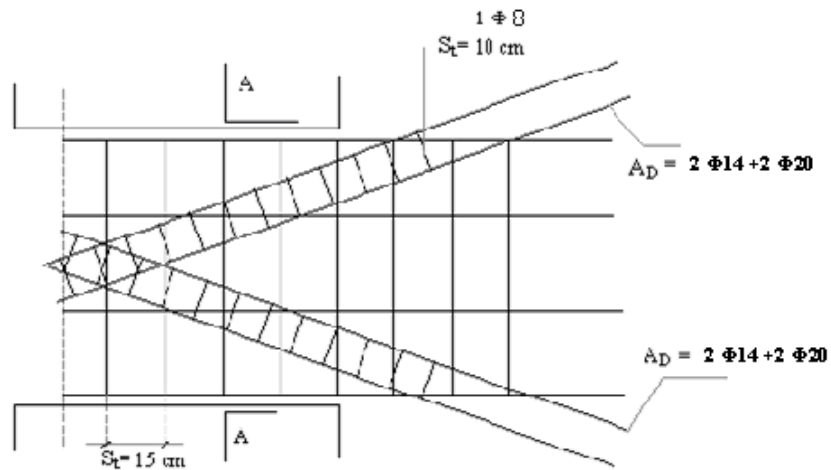


Figure VI. 11 Croquis de ferrailage d'un voile avec ouverture :

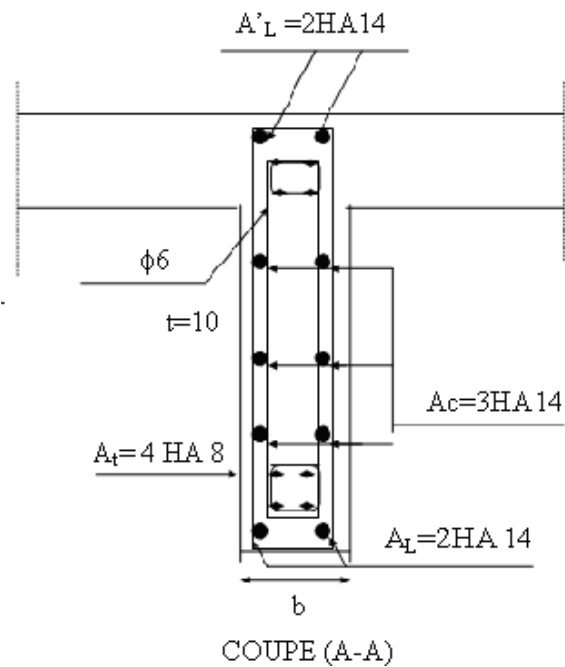


Figure VI. 12 Schéma de ferrailage du linteau

Chapitre 7 : **Étude des fondations.**

1. Introduction :

Construites en général entièrement sous la surface du sol, les fondations forment la partie la plus basse d'un bâtiment. Leur principale fonction est de porter et d'ancrer la superstructure du bâtiment et de transmettre en toute sécurité ses charges à la terre.

Elles doivent à la fois correspondre à la forme de la superstructure et s'adapter aux caractéristiques variées du sol.

Les principales charges sur les fondations sont les charges permanentes et les surcharges variables qui agissent à la verticale sur la superstructure. De plus, les fondations doivent ancrer la superstructure pour qu'elle résiste au glissement, au renversement et au soulèvement dus aux mouvements soudains du sol résultant d'un tremblement de terre. Dans notre cas, on a un radier générale.

2. Radier générale :

2.1. Définition d'un radier :

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction. Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée; dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées de grande hauteur.

Dans notre cas, on optera pour un radier nervuré.

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

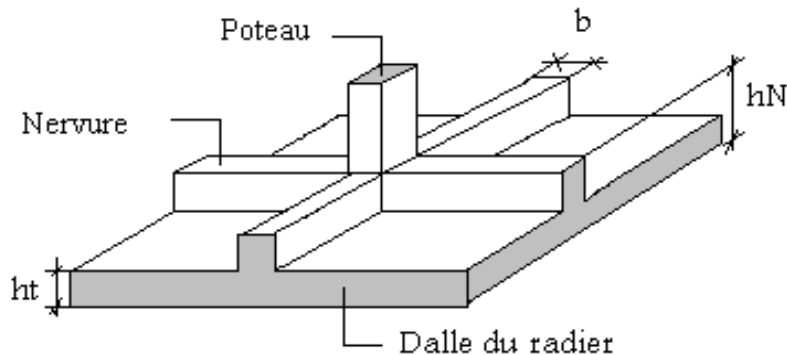


Figure VII. 1: Radier nervuré.

2.2. Pré dimensionnement de Radier :

2.2.1. Dalle :

La dalle de radier doit répondre à la condition suivante :

$$h \geq \frac{L_{\max}}{20} \quad \Rightarrow L_{\max} = 6.2\text{m} \quad \Rightarrow h \geq 31\text{cm}$$

L_{\max} : La plus grande portée entre nus d'appuis.

➤ **Choix:** on retient une épaisseur de $h_d = 50\text{cm}$ pour la dalle du radier.

2.2.2. Nervure :

L'épaisseur du radier doit satisfaire les conditions suivantes:

a. Formule empirique :

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_t égale à :

$$h \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{620}{10} = 62\text{cm}$$

Avec:

L_{\max} : entre axes maximales des poteaux x parallèlement aux nervures.

b. condition de l'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25cm ($h_{\min} \geq 25\text{cm}$).

c. Condition forfaitaire :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \quad \Rightarrow \quad L_{\max} = 620\text{cm}$$

$$77.5\text{cm} < h < 124\text{cm}$$

d. Condition de la longueur élastique :

Pour un radier rigide :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \quad \text{avec} \quad L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bc}}$$

$$\Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left(\frac{2L_{\max}}{\pi}\right)^4}$$

L_e : longueur élastique.

K: module de raideur du sol rapporté à l'unité de surface $K = 40\text{MPa}$ pour un sol moyen.

E: module de Young du béton ($E = 32146.18\text{MPa}$)

b: largeur de la semelle.

I: inertie de la semelle: $I = \frac{bh^3}{12}$

L_{\max} : distance maximale entre deux poteaux.

$$\text{Donc : } h \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left(\frac{2L_{\max}}{\pi}\right)^4} \Rightarrow h \geq 0.96\text{m}$$

- **Choix finale** : l'épaisseur minimale $h_1 = 100\text{cm}$; la largeur est celle du plus gros poteau : $b = 65\text{cm}$

2.3. La surface du radier :

On a ELS :

$$N_s = 56792,127\text{kN}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N_s}{S_{\text{nec}}} \leq \sigma_{\text{sol}} \Rightarrow S_{\text{nec}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}}$$

N_s : Sont tirés à partir du fichier du logiciel SAP2000

$$\text{Pour } \begin{cases} N = 56792.127\text{kN} \\ \sigma_{\text{sol}} = 0.25\text{MPa} \end{cases}$$

$$\text{On trouve : } S \geq \frac{56792.127}{0.25} \Rightarrow S \geq 227.16\text{m}^2$$

$$S_{\text{bati}} = 336.33\text{m}^2$$

La surface de bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier et en effet nous avons prévu un débord d minimale constructif.

La surface de notre radier englobe la surface totale du bâtiment plus un débord de 1m pour éviter tout risque e tassement différentiel.

$$S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{débord}} \quad \text{avec} \quad S_{\text{débord}} = 1\text{m} \times L_{\text{périphérique}}$$

$L_{\text{périphérique}}$: la longueur du périmètre de bâtiment :

$$S_{\text{rad}} = 458.3\text{m}^2$$

2.4. Vérification de la contrainte de cisaillement :

D'après le règlement CBA93[3], On vérifie la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min(0.1f_{c28}; 4\text{MPa})$$

T_u : l'effort tranchant ultime.

$$T_u = \frac{q_u}{2} \times L_{\max} \Rightarrow T_u = \frac{N_u \times b}{2 \times S_{\text{rad}}} \cdot L_{\max}$$

$$N_u = N_u \text{ sperstracteur} + 1.35 \text{ Poids(radier)} \\ = 77788.484 + 1.35(5796.99)$$

$$N_u = 85614.434\text{kN}$$

$$T_u = \frac{85614.434 \times 1 \times 6.2}{2 \times 458.3} = 579.11\text{kN}$$

$$\tau_u = \frac{579.11}{0.9 \times 0.5 \times 1} = 1.29\text{MPa} < 2.5\text{MPa} \dots\dots\dots(\text{vérifiée}).$$

→ Pas de risque de cisaillement.

2.5. Vérification de l'effet de sous pression :

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

$$w \geq \alpha \times \gamma \times h \times S_{rad}$$

$$w = G_{bat} + G_{radier} = 49331.373 + 5797 = 55128.373kN$$

$$55128.373 \geq 1.5 \times 10 \times 1.5 \times 458.3$$

$$55128.373kN \geq 10311.75kN$$

D'où aucun risque de soulèvement du bâtiment sous l'effet de pression hydrostatique.

2.6. Vérification au non poinçonnement :

$$N_u \leq Q_u = \frac{0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

μ_c : périmètre du contour projeté sur le plan moyen du radier

N_u : la charge revenant au poteau ou au voile le plus chargé à l'ELU

h: hauteur de radier

a, b: dimension du poteau de sous sol (65 × 65)cm²

-Voile :

$$N_u = 3606.17N$$

$$\mu_c = 2[(L + a) + 2h]$$

$$\mu_c = 2[(0.2 + 4.9) + 2 \times 1.2] = 15m$$

$$N_u = 3606.17kN \leq 13500kN \dots\dots\dots \text{La condition vérifiée}$$

-Poteaux :

$$N_u = 3160.03kN$$

$$\mu_c = 2[(a + b) + 2h]$$

$$\mu_c = 2[(0.65 + 0.65) + 2 \times 1.2] = 7.4m$$

$$N_u = 3160.03kN < Q_u = 6660kN \dots\dots\dots \text{La condition vérifiée}$$

2.6.1. Caractéristique géométrique :

D'après logiciel SOCOTEC on a :

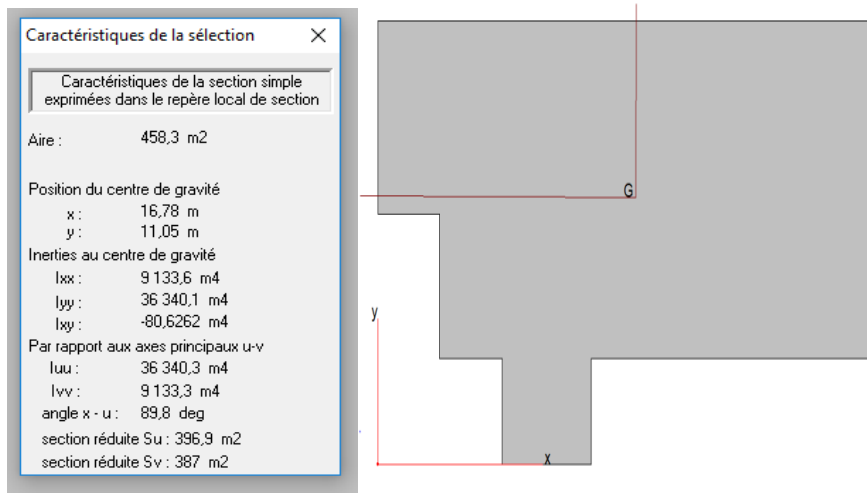


Figure VII. 2: Vue en plan d'un radier.

-Position de centre de gravité :

$$x_g = 16.78m$$

$$y_g = 11.05m$$

-Moment d'inertie :

$$I_{xx} = 9133.6m^4$$

$$I_{yy} = 36340.1m^4$$

2.7. Vérification des contraintes sous le radier :

On doit vérifier les contraintes sous le radier (σ_1 ; σ_2)

Avec :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} V$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} V$$

On vérifie que

σ_1 Ne doit pas dépasser $1,5\sigma_{sol}$

σ_2 Reste toujours positive pour éviter des tractions sous le radier.

$$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \text{ Reste toujours inférieur à } 1.33\sigma_{sol}.$$

ELU :

$$N_u = 1,35G + 1,5Q = 85614.434kN$$

M est le moment de renversement.

Tableau VII. 1 : Contraintes sous le radier à l'ELU

	$\sigma_1 [kN/m^2]$	$\sigma_2 [kN/m^2]$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) [kN/m^2]$
Sens x-x	219.46	154.14	203.13
Sens y-y	254.91	118.69	220.85
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5 \sigma_{sol} = 375$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33\sigma_{sol} = 332.5$

➤ **ELS :**

$$N_s = G + Q = 62589.127 \text{ kN.}$$

M est le moment de renversement.

Tableau VII. 2: Contraintes sous le radier à l'ELS.

	$\sigma_1 [kN/m^2]$	$\sigma_2 [kN/m^2]$	$\sigma_m \left(\frac{L}{4}\right) [kN/m^2]$
Sens x-x	169.23	103.91	152.9
Sens y-y	204.68	68.46	170.63
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5 \sigma_{sol} = 375$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma \left(\frac{L}{4}\right) < 1,33 \sigma_{sol} = 332.5$

2.8. Vérification de la stabilité au renversement :

Selon le RPA 99/2003[1], On doit vérifier que :

-Sens x-x :

$$\frac{M}{N} = \frac{70725}{62589.12} = 1.13 < \frac{B}{4}$$

-Sens y-y :

$$\frac{M}{N} = \frac{56295.283}{62589.12} = 0.89 < \frac{B}{4}$$

→ *Le radier est stable*

2.9. Ferrailage du radier :

Le radier se calcule comme un plancher renversé, donc le ferrailage de la dalle du radier se fait de la même manière que celui du plancher.

La fissuration est considérée préjudiciable.

Les panneaux constituant le radier sont uniformément chargés par la contrainte moyenne et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés.

2.9.1. Ferrailage de la dalle du radier :

a. Détermination des efforts :

1) Si $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de la dalle,

pour une largeur unitaire, sont définis comme suit

$$M_x = \mu_x q L_x^2 \dots \dots \dots \text{sens de la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y M_x \dots \dots \dots \text{sens de la grande portée.}$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux soient encastres aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

Panneau de rive :

Moment en travée : $M_{tx} = 0.85 M_x$

$$M_{ty} = 0.85 M_y$$

Moment sur appuis $M_{ay} = M_{ax} = 0.3 M_x =$ (appuis de rive)

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_y =$$
 (autres appuis)

Panneau intermédiaire :

Moment en travée : $M_{tx} = 0.75 M_x$

$$M_{ty} = 0.75 M_y$$

Moment sur appuis : $M_{ay} = M_{ax} = 0.5 M_x$

2) Si $\frac{L_x}{L_y} < 0.4$ La dalle travaille dans un seul sens.

Moment en travée $M_t = 0.85 M_0$

Moment sur appuis $M_a = 0.5 M_0$

Avec : $M_0 = \frac{qL^2}{8}$

b. Valeur de la pression sous radier :

- **ELU** : $q_u = \sigma_m^u \cdot 1m = 220.85 \text{ kN/m.}$
- **ELS** : $q_{ser} = \sigma_m^s \cdot 1m = 170.63 \text{ kN/m.}$

c. Moment en travée et sur appuis à l'ELU ($v = 0$) :

$$L_x = 6 - 0.65 = 5.35\text{m}$$

$$L_y = 6.2 - 0.65 = 5.55\text{m}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5.35}{5.55} = 0.96 > 0.4$$

On a le rapport des panneaux $0.4 < \frac{L_x}{L_y} < 1$ la dalle travaille dans les deux sens.

On applique le calcul pour le panneau le plus sollicité ayant des dimensions plus grandes que les autres panneaux.

➤ Calcul des moments :

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaire

$$\alpha = 0.96 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.04 \\ \mu_y = 0.9091 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 252.85 \text{ kN.m} \\ M_y = \mu_y M_x = 229.87 \text{ kN.m} \end{cases}$$

-Moments en travées : (panneau de rive)

$$\begin{aligned} M_{tx} &= 0.85 M_x = 214.92 \text{ kN.m} \\ M_{ty} &= 0.85 M_y = 172.4 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

-Moments sur appuis :

$$M_{ax} = 75.86 \text{ kN.m (Appui de rive)}$$

$$M_{ay} = 114.95 \text{ kN.m (Appui intermédiaire)}$$

d. Moment en travée et sur appuis à l'ELS ($v=0,2$) :

$$\alpha = 0.96 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0474 \\ \mu_y = 0.9385 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x = 231.49 \text{ kN.m} \\ M_y = 217.25 \text{ kN.m} \end{cases}$$

-Moment en appuis et en travée :

$$\begin{aligned} M_{tx} &= 196.77 \text{ kN.m} & M_{ax} &= 69.45 \text{ kN.m} \\ M_{ty} &= 162.94 \text{ kN.m} & M_{ay} &= 108.625 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

e. Calcul du ferrailage :

Le ferrailage se calcule avec le moment maximum en travée et sur appuis.

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2.1 \text{ MPa} ; \sigma_b = 14.17 \text{ MPa} ; f_e = 400 \text{ MPa} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa} ; b = 100 \text{ cm} ;$$

$$h = 50 \text{ cm} ; d = 0.9h = 45 \text{ cm.}$$

Étude des fondations

Tableau VII. 3: Ferrailage des panneaux du radier

	Sens	M_u [kN.m]	μ	α	Z [cm]	A_{scal} [cm ²]	choix	A_s^{adop} [cm ²]	S_t [cm]
Travée	x-x	214.92	0.0749	0.0974	43.25	14.28	8T16	16.08	15
	y-y	172.4	0.0601	0.0775	43.61	11.36	6T16	12.06	15
appuis	x-x	114.95	0.0401	0.0512	44.08	7.49	8T12	9.04	15
	y-y								

-Espacement

$$Esp \leq \text{Min} (3h; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min} (150\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

• **Sens x-x :** $S_t = \frac{100}{8} = 12,5 < 33\text{cm}$ On prend $S_t = 15 \text{ cm}$.

• **Sens y-y :** $S_t = \frac{100}{6} = 16.66\text{cm} < 33\text{cm}$ On prend $S_t = 15\text{cm}$.

f. Vérifications nécessaires :

• **Condition de non fragilité :**

$$\begin{cases} A_x \geq A_x^{\min} & A_x^{\min} = \rho_0(3 - \alpha) \frac{bh}{2} \\ A_y \geq A_y^{\min} & A_y^{\min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

Avec $\rho_0 = 0.0008$ car $f_e = 400\text{MPa}$ et $e \geq 12\text{cm}$

$$\begin{cases} A_x^{\min} = 0.0008(3 - 0.96) \times \frac{100 \times 45}{2} = 3.67\text{cm}^2 \\ A_y^{\min} = 0.0008 \times 100 \times 45 = 3.6\text{cm}^2 \end{cases} \dots\dots\dots \text{(Conditions vérifiées).}$$

• **Vérification des contraintes à l'ELS :**

Tableau VII. 4: Vérification des contraintes à l'ELS.

	Sens	M_{ser} [kN.m]	A_s [cm ²]	Y [cm]	I [cm ⁴]	σ_{bc} [MPa]	$\bar{\sigma}_b$ [MPa]	σ_s [MPa]	$\bar{\sigma}_s$ [MPa]
Travée	x-x	196.77	16.08	12.52	319871.207	7.7	15	299.7	201.63
	y-y	162.94	12.06	11.078	253479.18	7.1		327.12	
appuis	x-x	108.63	9.04	9.77	192925.77	5.5		297.57	
	y-y								

On trouve que l'ELS est non vérifiée donc on augmente la section d'aciers.

Étude des fondations

Tableau VII. 5: Correction de la section d'acier.

	Sens	M_{ser} [kN.m]	A_s [cm ²]	Y [cm]	I [cm ⁴]	σ_{bc} [MPa]	$\bar{\sigma}_b$ [MPa]	σ_s [MPa]	$\bar{\sigma}_s$ [MPa]	Sens
Travée	x-x	196.77	6T20	18.84	19.02	420142.89	8.9	15	182.53	201.63
	y-y	162.94	6T20	18.84	19.02	420142.89	7.3		151.1	
Appuis	x-x	108.63	8T16	16.08	12.52	319871.807	4.25		165.47	
	y-y									

Remarque : La séparation entre les deux nappes est assurée par des armatures de diamètre T12 généralement, appelées **CHAISES**, donc on prévoit : **4 chaises de T12/m²**

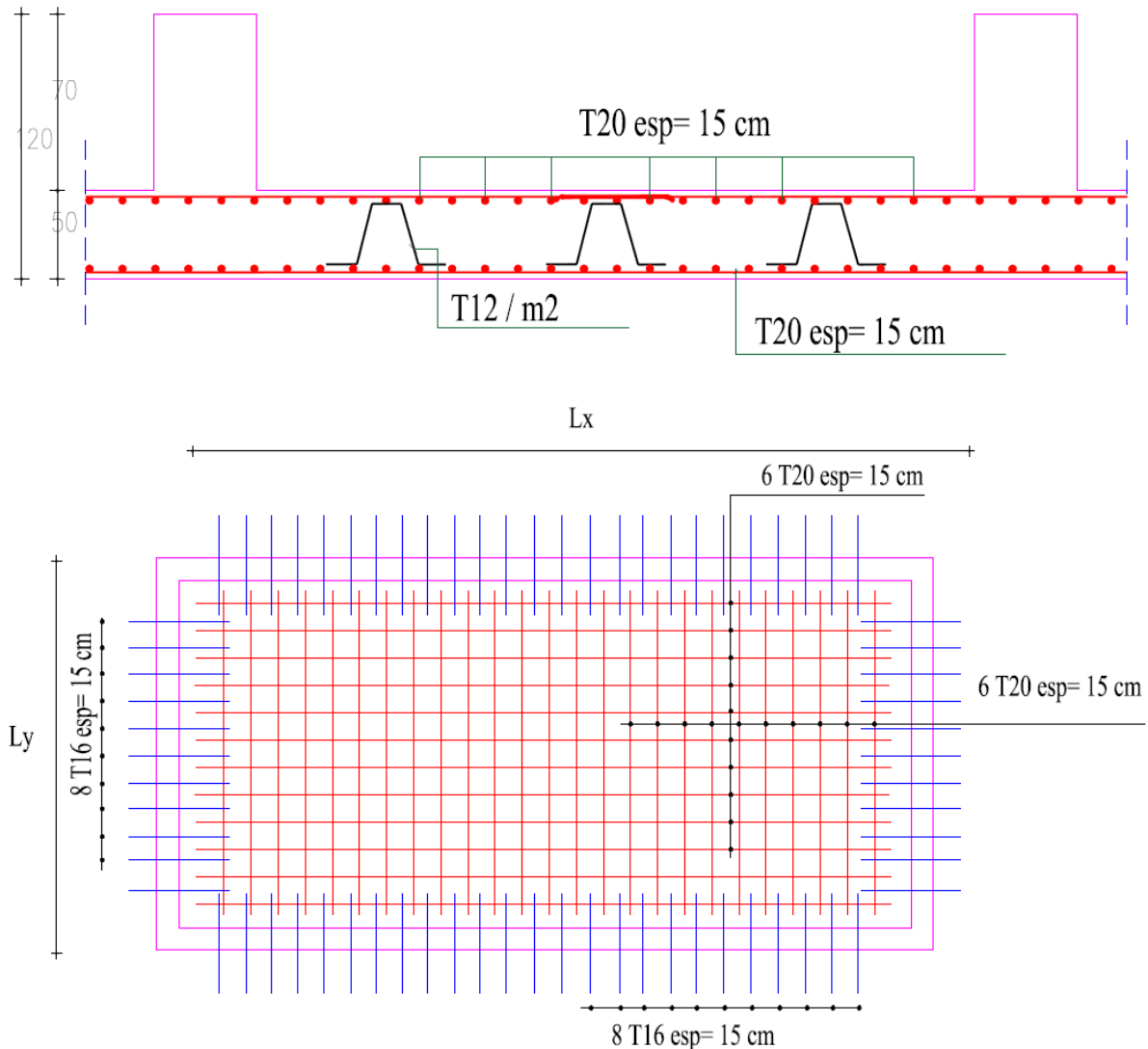


Figure VII. 3: Schémas de ferrailage de la dalle du radier.

2.9.2. Ferrailage des nervure Les nervures :

a. Calcul des efforts :

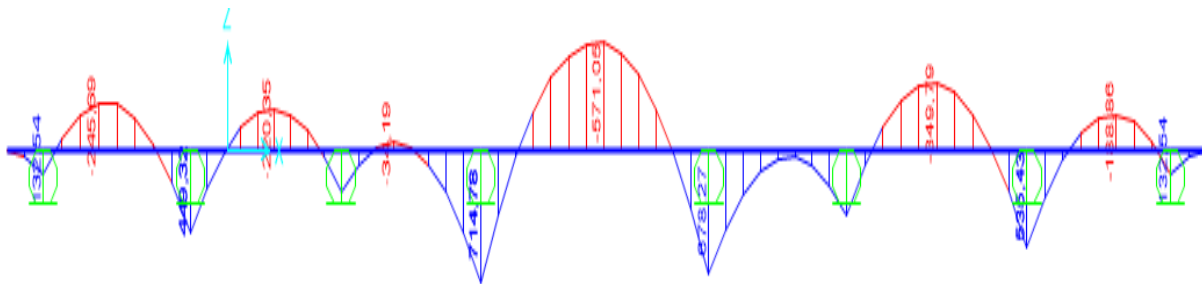
On a déjà vérifié de la condition de la rigidité de la nervure. On peut admettre donc que les contraintes variant linéairement le long de la fondation.

Dans ce cas on considère que les nervures sont appuyées au niveau des éléments porteurs de la superstructures et chargées en dessous par la réaction du sol.

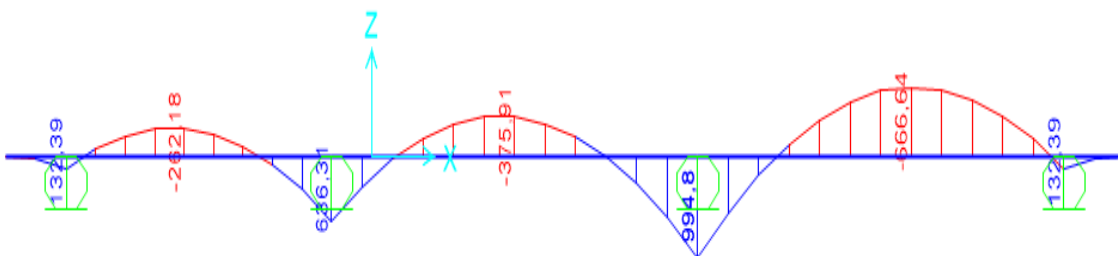
Pour calculer les efforts (M, T) en utiliser directement le logiciel SAP2000.

➤ ELU :

-Sens x-x :



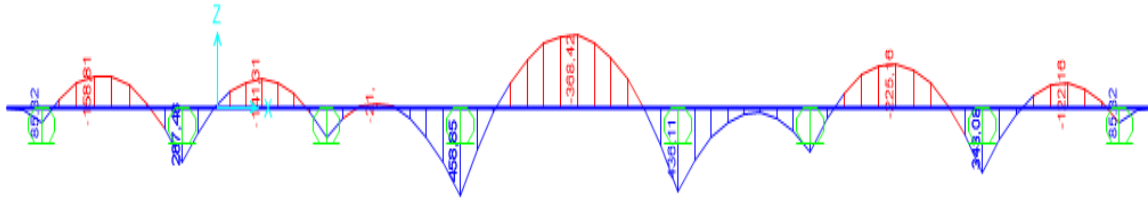
-Sens y-y :



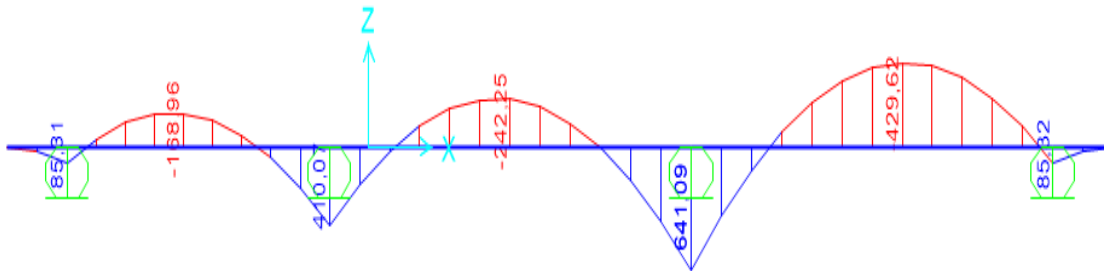
Étude des fondations

➤ ELS :

-Sens x-x :



-Sens y-y :



b. Calcul des armatures :

$d=95\text{cm}$ $b=65\text{cm}$ $c=5\text{cm}$

Tableau VII. 6 : Ferrailage des nervures.

	Sens	M_u [kN.m]	$A_{calculé}$ [cm ²]	choix	$A_{adopté}$ [cm ²]
Travée	x-x	571.05	17.7	6HA20	18.84
	y-y	666.64	20.75	4T20+8T16	28.7
appuis	x-x	714.78	22.68	4T20+8T16	28.7
	y-y	994.8	32.23	10T20+2T16	35.44

c. Vérifications nécessaires :

- **Condition de non fragilité :**

$$A_s^{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 7.45 \dots \dots \dots \text{(Condition vérifiée)}$$

- **Vérification à l'ELS :**

Tableau VII. 7: Correction de la section d'acier.

	Sens	M_{ser} [kN.m]	σ_{bc} [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	σ_s [MPa]	Vérification
Travée	x-x	368.42	4.07	15	221.8	Non vérifiée
	y-y	429.62	4.75		258.7	Non vérifiée
Appuis	x-x	458.85	5.63	15	187.7	Vérifiée
	y-y	641.09	7.29		214.6	Non vérifiée

On remarque que la contrainte d'acier $\sigma_s \geq \bar{\sigma}_s$ donc on doit augmenter la section d'aciers ou bien celle du béton.

On choisit d'augmenter la section du béton donc on prend h=120cm.

Les résultats finaux sont résumés dans les tableaux suivant :

Tableau VII. 8: Correction de la section du béton.

	Sens	M_{ser} [kN.m]	A_s [cm ²]	Y [cm]	σ_b [MPa]	σ_s [MPa]	Vérification
Travée	x-x	368.42	18.84	23	3.01	182.1	Vérifiée
	y-y	429.62	28.7	27	2.96	141.4	
Appuis	x-x	458.85	28.7	33	4.12	153.7	Vérifiée
	y-y	641.09	35.44	36	5.33	175.6	

- **Contrainte tangentielle du béton :**

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = \min(0.1f_{c28}; 4MPa) = 2.5MPa$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{939.46 \times 10^3}{650 \times 950} = 1.52 < 2.5MPa \dots \dots \dots \text{(Vérifiée)}$$

d. Armateur transversale :

-Selon BAEL 91 modifié 99[2] :

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{ct} K}{0.8 f_e} \quad (K=1 \text{ flexion simple } \alpha = 90^\circ)$$

$$S_t \leq \min(0.9d; 40\text{cm}) = 40\text{cm}$$

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0.4\text{MPa}\right) = 0.76\text{MPa}$$

-Selon RPA99/version2003[1]:

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.003 b_0$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_1\right) = (30\text{cm}; 19.2\text{cm}) = 19.2\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 60\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante}$$

Avec :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_L; \frac{b}{10}\right) = \min(3.43; 2; 6.5) = 2\text{cm}$$

On trouve :

$$S_t = 15\text{cm} \quad \text{Zone nodale}$$

$$S_t = 20\text{cm} \quad \text{Zone courante}$$

Espacement des armateurs transversales :

Tableau VII. 9: Choix des armatures transversales.

	Section [cm ²]	Zone	S _t [cm]	φ _t [mm]	A _{calcul} [cm ²]	Choix de base	
Nervure	65x120	Courante	20	10	3.9	4.71	6T10
		Nodale	15		2.925	4.71	6T10

e. Armature de peau :

Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir une armature de peau dont la section dépend du préjudice de la fissuration. En effet on risquerait en l'absence de ces armatures d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par les armatures longitudinales inférieures et supérieures. Leur section est au moins 3 cm² /ml par mètre de longueur de paroi mesure perpendiculairement à leur direction.

Donc on choisit A_p = 4T14 = 6.16cm².

f. Schéma de ferrailage :

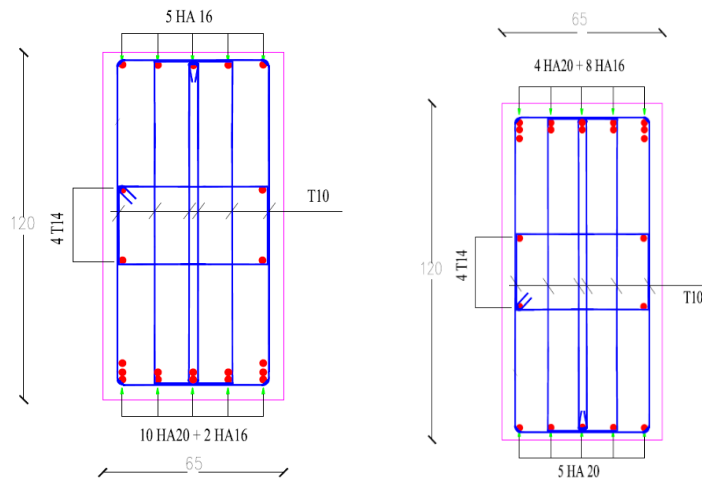


Figure VII. 4: Schémas de ferrailage de la dalle du radier.

2.9.3. Ferrailage des débords :

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur $L=1\text{m}$, le calcul du ferrailage sera fait pour une bande de 1m à l'ELU.

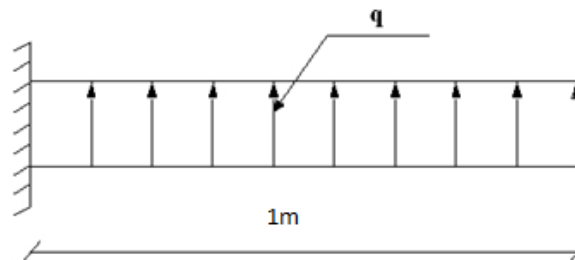


Figure VII. 5: Schéma statique des débords

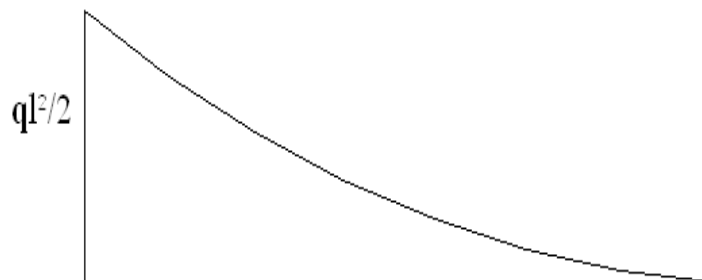


Figure VII. 6: Diagramme des moments.

- **Calcul de ferrailage :**

$q_u=220.85\text{kN/ml}$, $b=100\text{cm}$, $h=50\text{cm}$, $f_{c28}=25\text{MPa}$, $\sigma_{bc}=14.17\text{MPa}$.

$$M_u = \frac{ql^2}{2} = 110.43 \text{ kN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2\sigma_{bc}} = 0.035$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0445$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 44,19 \text{ cm}$$

$$A_S = \frac{M_u}{Z\sigma_s} = 7.18 \text{ cm}^2$$

Remarque : Le ferrailage de débord sera la continuité du ferrailage du radier

3. Etude du voile périphérique :

3.1.Introduction :

Notre structure comporte un voile périphérique qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de RDC.

3.2.Pré dimensionnement :

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du **RPA99 version 2003**[1].

Les ossatures au-dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base

- Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :
 - ✓ Épaisseur $e \geq 15\text{cm}$
 - ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes.
 - ✓ Le pourcentage minimum des armatures est de 0,1%B dans les deux sens (horizontal et vertical).
 - ✓ Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
 - ✓ La longueur de recouvrement est de $50\emptyset$ avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

Avec :

B : Section du voile.

3.3.Dimensionnement des voiles périphériques :

a. Caractéristiques du sol :

- $H=6.12$ (profondeur de sol)
- Poids spécifique : $\gamma = 18.5\text{kN/m}^3$

- Angle de frottement : $\phi = 25^\circ$
- La cohésion $c=0$ bar

b. Evaluation des charges et surcharge :

$$G = \gamma \times h \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{4} \right)$$

$$G = 18.5 \times 6.12 \times tg^2 \left(\frac{180}{4} - \frac{25}{4} \right) = \frac{45.97kN}{m^2}$$

Surcharge additionnelle :

$$q = 10kN/m^2$$

$$Q = q \times tg \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \Rightarrow Q = 10 \times tg^2 \left(\frac{180}{4} - \frac{25}{2} \right)$$

$$Q = 4.06kN/m^2$$

3.4.Ferraillage de voile périphérique :

➤ ELU :

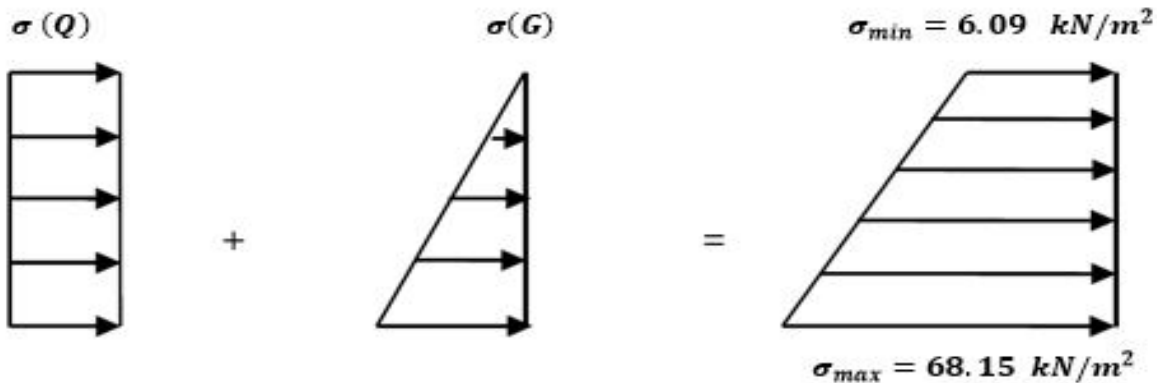


Figure VII. 7: Diagramme des contraintes à l'ELU.

$$\sigma_{min} = 1.5Q = 6.09 kN/m^2$$

$$\sigma_{max} = 1.35G + 1.5Q = 68.15kN/m^2$$

Le voile périphérique se calcule comme un panneau de dalle sur quatre appuis uniformément chargé d'une contrainte moyenne tel que :

$$q_u = \sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 52.635kN/m^2$$

$$L_x = 3.06 \quad b = 1m$$

$$L_y = 6m \quad d = 18cm$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.52 > 0.4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

Étude des fondations

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0951 \\ \mu_y = 0.25 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x Q_u L^2_x = 46.87 \text{ kN.m}$$

$$M_y = \mu_y \mu_x = 11.71 \text{ kN.m}$$

-Moment en travée :

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 39.84 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y = 9.95 \text{ kN.m}$$

-Moment en appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_x = 23.43 \text{ kN.m}$$

Tableau VII. 10: Ferrailage de voile périphérique.

	Sens	M_u [kN.m]	μ	α	Z [cm]	$A_{s,cal}$ [cm ²]	choix	A_s^{adop} [cm ²]	S_t
Travée	x-x	39.84	0.0867	0.1135	17.18	5.49	7T14	10.78	15
	y-y	9.95	0.0217	0.0274	17.8	1.6	6T10	4.71	15
Appuis	x-x	23.43	0.051	0.0655	17.53	3.84	6T12	6.79	15
	y-y								

- **Condition de non fragilité :**

$$\begin{cases} A_x \geq A_x^{min} & A_x^{min} = \rho_0 (3 - \alpha) \frac{bh}{2} \\ A_y \geq A_y^{min} & A_y^{min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

avec $\rho_0 = 0.0008$ car f_{e400} et $e \geq 12 \text{ cm}$

$$\begin{cases} A_x^{min} = 0.0008 (3 - 0.51) \times \frac{100 \times 20}{2} = 1.99 \text{ cm}^2 \\ A_y^{min} = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

- En travée :

$$\begin{cases} A_x = 10.78 > A_x^{min} = 1.99 \text{ cm}^2 \\ A_y = 4.71 > A_y^{min} = 1.6 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

- En appuis :

$$\begin{cases} A_x = 6.79 \text{ cm}^2 \geq A_x^{min} = 1.99 \text{ cm}^2 \\ A_y = 6.79 \text{ cm}^2 \geq A_y^{min} = 1.6 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

- **L'espacement :**

$$S_t \leq \min(2h; 25 \text{ cm})$$

Travée: $S_t = 15\text{cm}$

Appuis: $S_t = 15\text{cm}$

• **Vérification de l'effort tranchant:**

$$\tau = T_u^{max} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.17\text{MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{L_x + 2L_y} = \frac{966.47}{15.06} = 64.17\text{kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 53.69\text{kN}$$

$$T_u^{max} = \max(T_x, T_y) = 64.17\text{kN}$$

$$\tau_u = \frac{64.17 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.36 < 1.17\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifié}$$

A l'ELS :

$$\sigma_{min} = Q = 6.09\text{kN/m}^2$$

$$\sigma_{max} = G + Q = 50.03\text{kN/m}^2$$

$$q_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 39.05\text{kN/m}^2$$

➤ **ELS :**

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0987 \\ \mu_y = 0.3758 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_s L_x^2 = 36.08\text{kN.m}$$

$$M_y = 13.56\text{kN.m}$$

-Moment travée :

$$M_{tx} = 30.67\text{kN.m}$$

$$M_{ty} = 11.53\text{kN.m}$$

-Moment en appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_x = 18.04\text{kN/m}^2$$

Étude des fondations

- Vérification à l'ELS :

Tableau VII. 11: Vérification à l'ELS.

	Sens	M_{ser} [kN.m]	σ_b [MPa]	A_s [cm ²]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	σ_s [MPa]	$\bar{\sigma}_s$ [MPa]	Vérification	
Travée	x-x	30.67	6.22	10.78	15	178.5	201.6	Vérifié	
	y-y	11.53	3.18	4.71		148		Vérifié	
appuis	x-x	18.04	4.32	6.79		163.1			Vérifié
	y-y								

Conclusion générale

CONCLUSION GENERALE

Ce projet de fin d'étude, nous a permis d'assimiler les différentes techniques et logiciel de calcul (SAP2000 ; AUTOCAD ; ROBOT ; SKETCHUP ; SOCOTEC) ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment.

D'après l'étude qu'on a faite, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisé sans surcoût important.

Lors de la conception de ce bâtiment, nous avons particulièrement rencontré des difficultés, parmi d'autres dans la disposition des voiles dues aux contraintes architecturales. Nous avons décidé donc de réaliser un voile avec ouverture pour avoir le bon comportement de la structure.

L'étude de l'infrastructure est conçue en radier général comme une fondation, du fait de la faible portance du sol support et l'importance de la structure et cela pour bien reprendre les charges transmises par la structure au sol.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail sera une référence bibliographique aux futures promotions qui souhaitent travailler dans le bâtiment aussi un point de départ pour entamer d'autres études dans la vie professionnelle.

Bibliographie

Références bibliographiques :

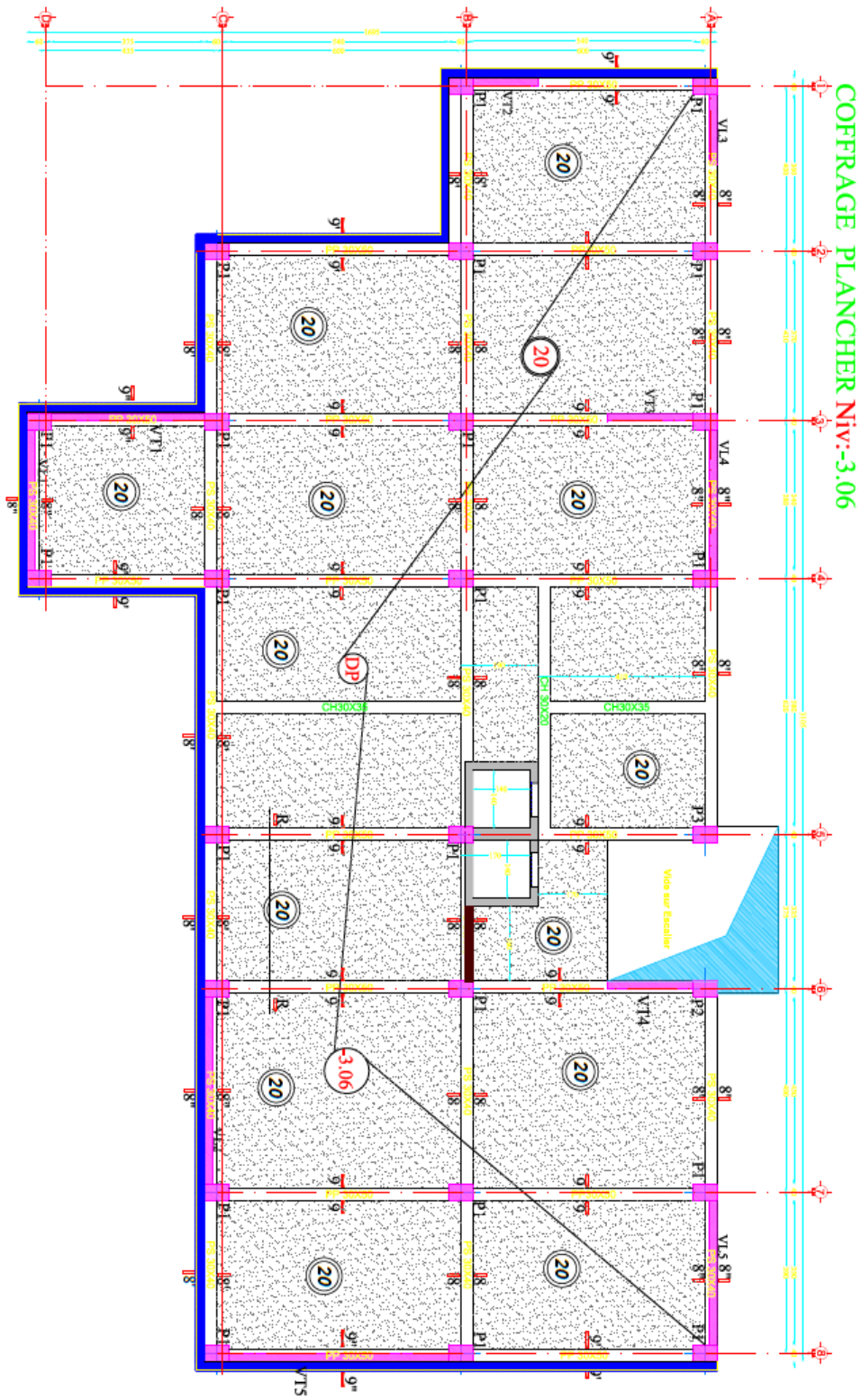
- [1] RPA99/version2003 : Règles Parasismiques Algériennes 1999 version 2003. (Centre nationale des recherches appliquées en génie parasismique) ALGER 2004.
- [2] BAEL91modifié99 : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé aux états limites. (Centre scientifique et technique du bâtiment) PARIS 1992.
- [3] CBA93 : règles de conception et de calculs des structures en béton armé. (Centre nationale de recherche appliquée en génie parasismique) ALGER 1994.
- [4] DTR B.C.22 : document techniques règlementaires des charges permanentes et des surcharges d'exploitation. ALGER 1989.
- [5] Henry Thonier-Conception et calcul des structures de bâtiment (tome1 ; tome2 ; tome3) -1996.
- [6] Mr.R.Boutemeur : cours de béton armé 4^{ème} année Génie Civil.
- [7] Mr.M.Belazougui : «< cours de béton armé-tome II>> . O.P.U.1983.

Logiciels utilisés :

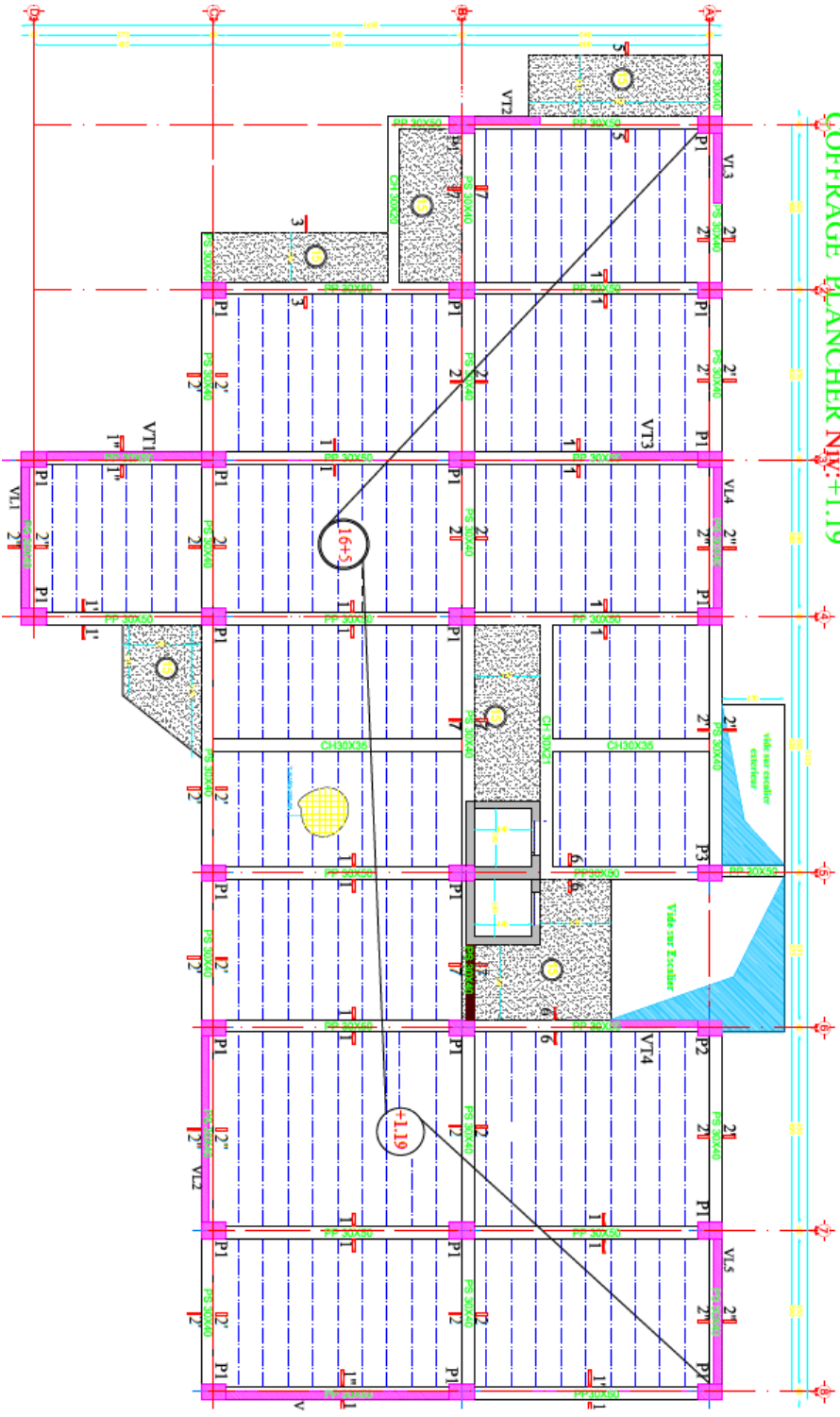
- SAP2000 v20.2.0
- ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2018
- AUTOCAD 2011
- RPA99 (application)
- SOCOTEC
- GOOGLE SKETCHUP PRO v 8.0.14346
- WORD 2016
- EXCEL 2016

Annexes :

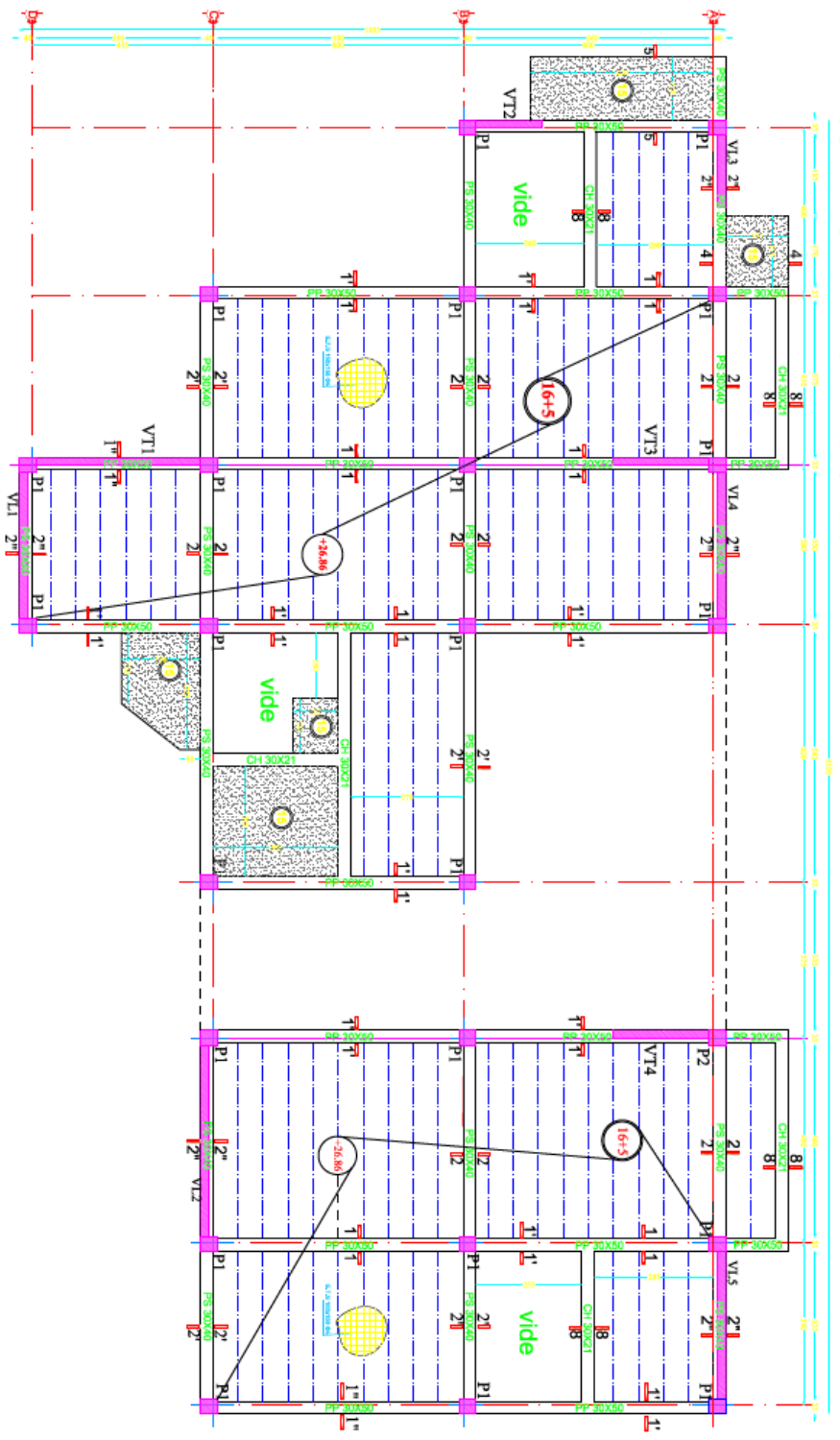
Annexe I : Les plans de coffrage.



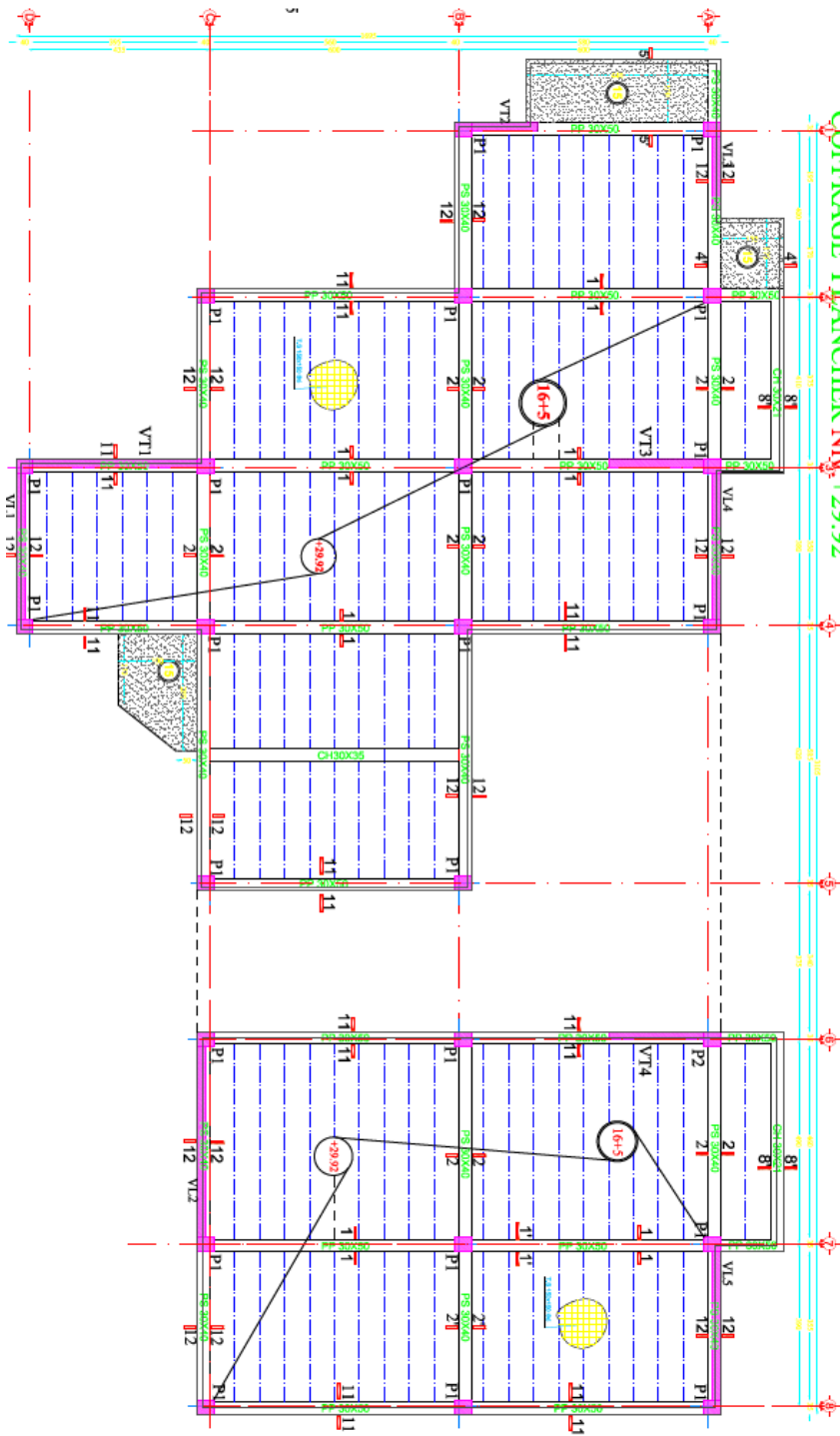
COFFRAGE PLANCHER Niveau +1.19



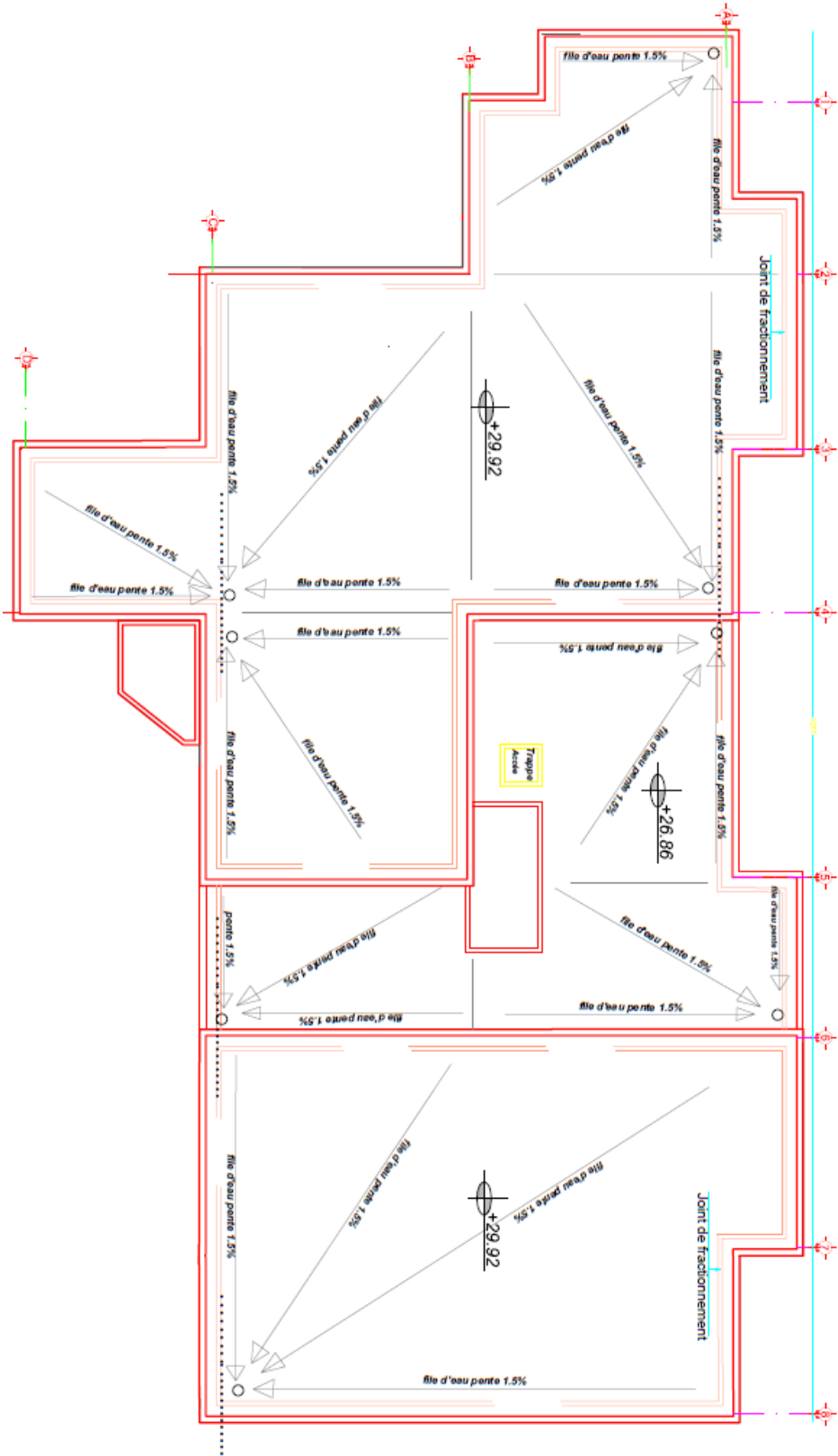
COFFRAGE PLANCHER Niv: +26.86



COFFRAGE PLANCHER Niv. +29.92



PLAN TERRASSE



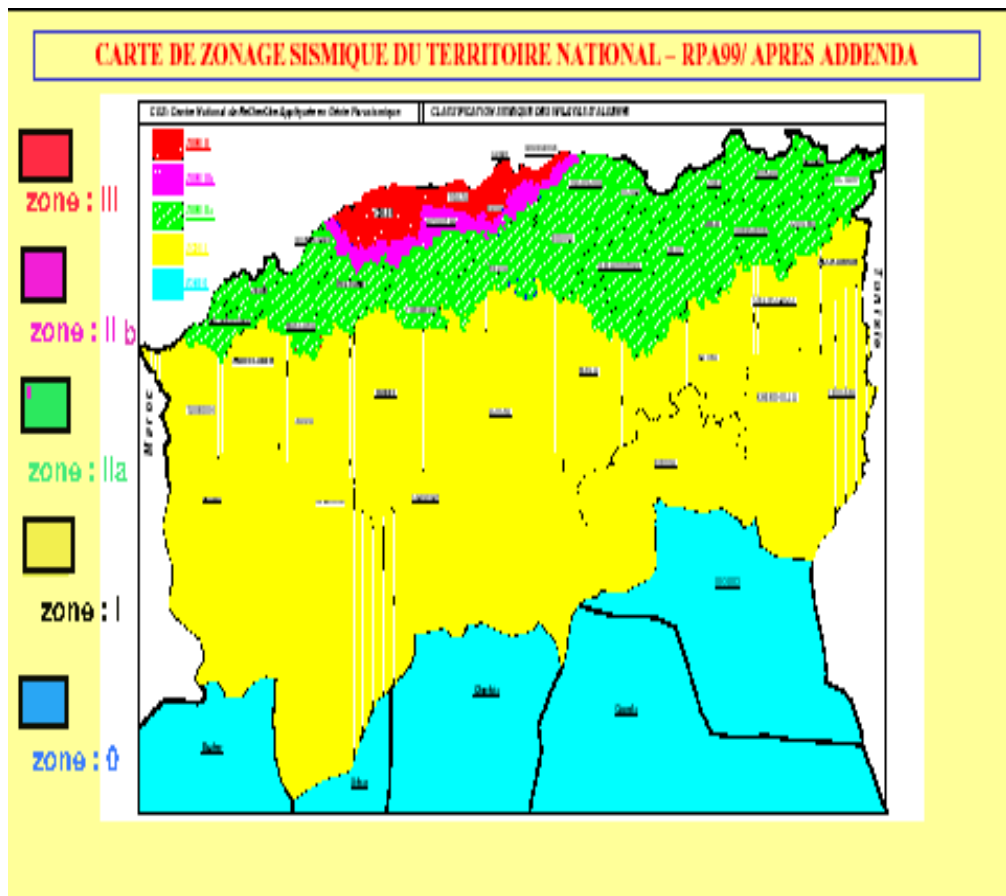
Annexe II : tableau des armatures

Section en cm² de 1 à 20 armatures de diamètre Ø en mm

Ø	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,5
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,1
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,7
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,2
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,6	163,4
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,6	175,9
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,6	188,5
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,7	201,1
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,7	213,6
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,8	226,2
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	92,27	152,8	238,8
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,8	251,3

Section en cm² de 1 à 20 armatures de diamètre ϕ en mm.

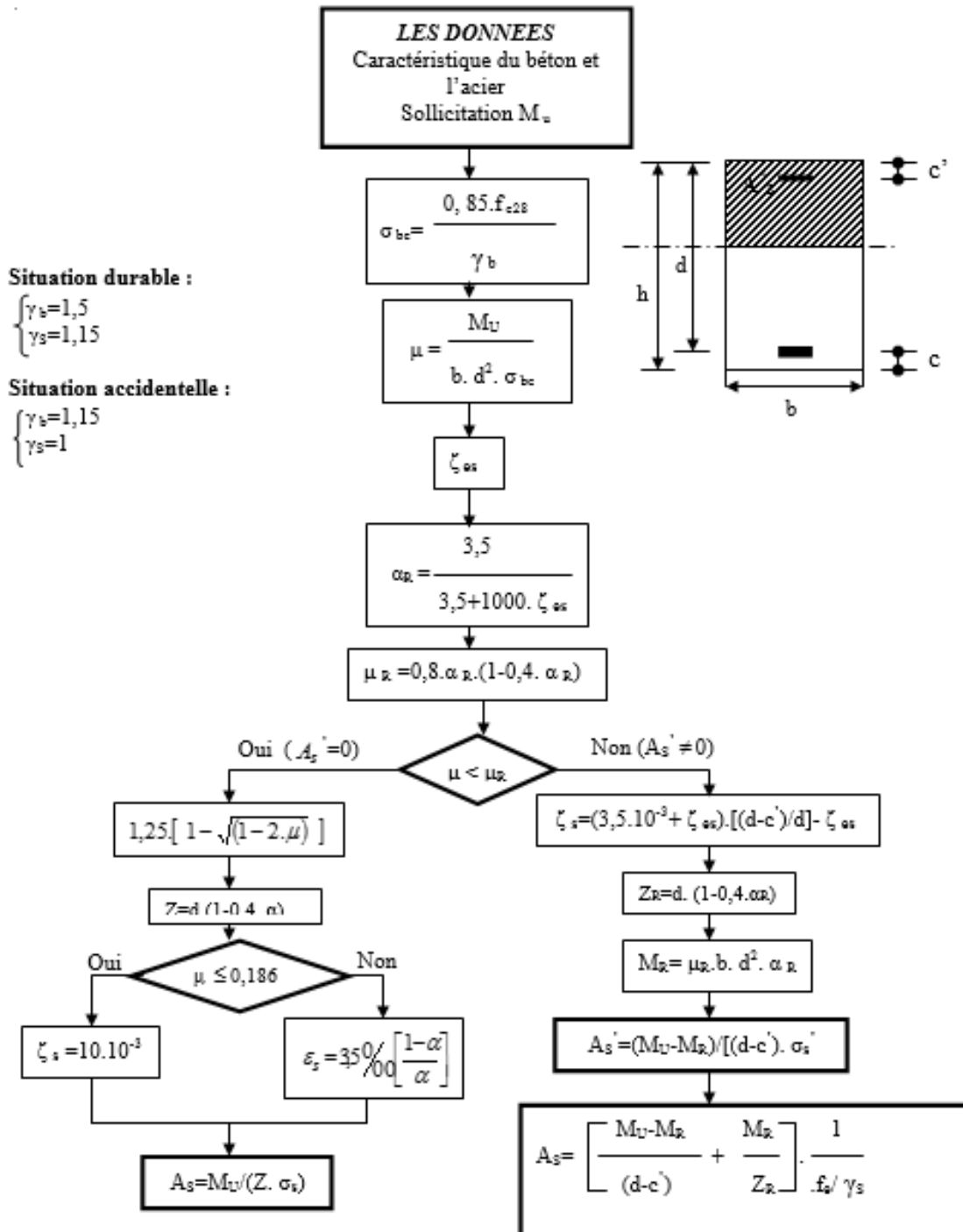
Annexe III: Carte de zonage sismique du territoire national



Annexe IV : Organigramme

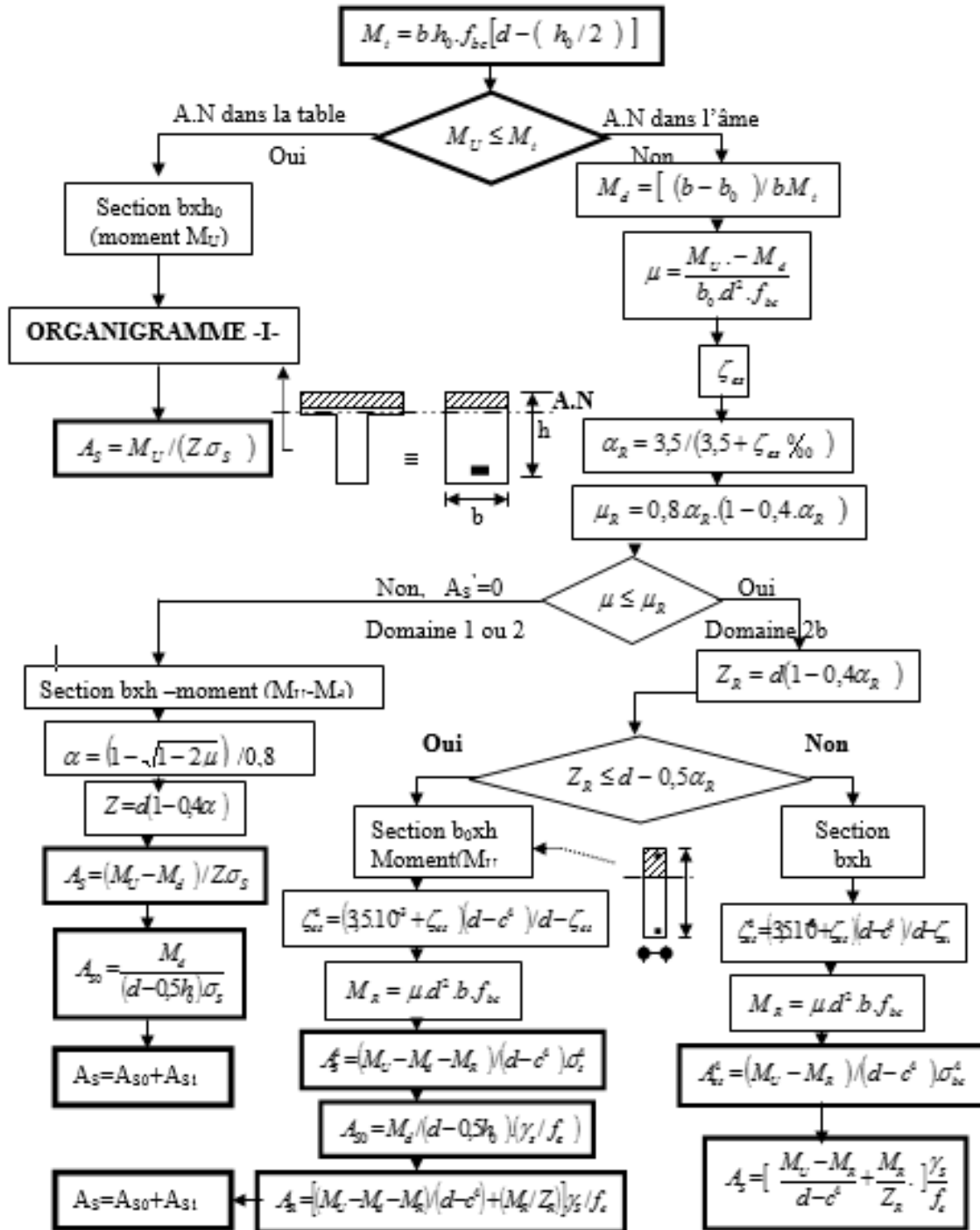
ORGANIGRAMME -I-

SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE



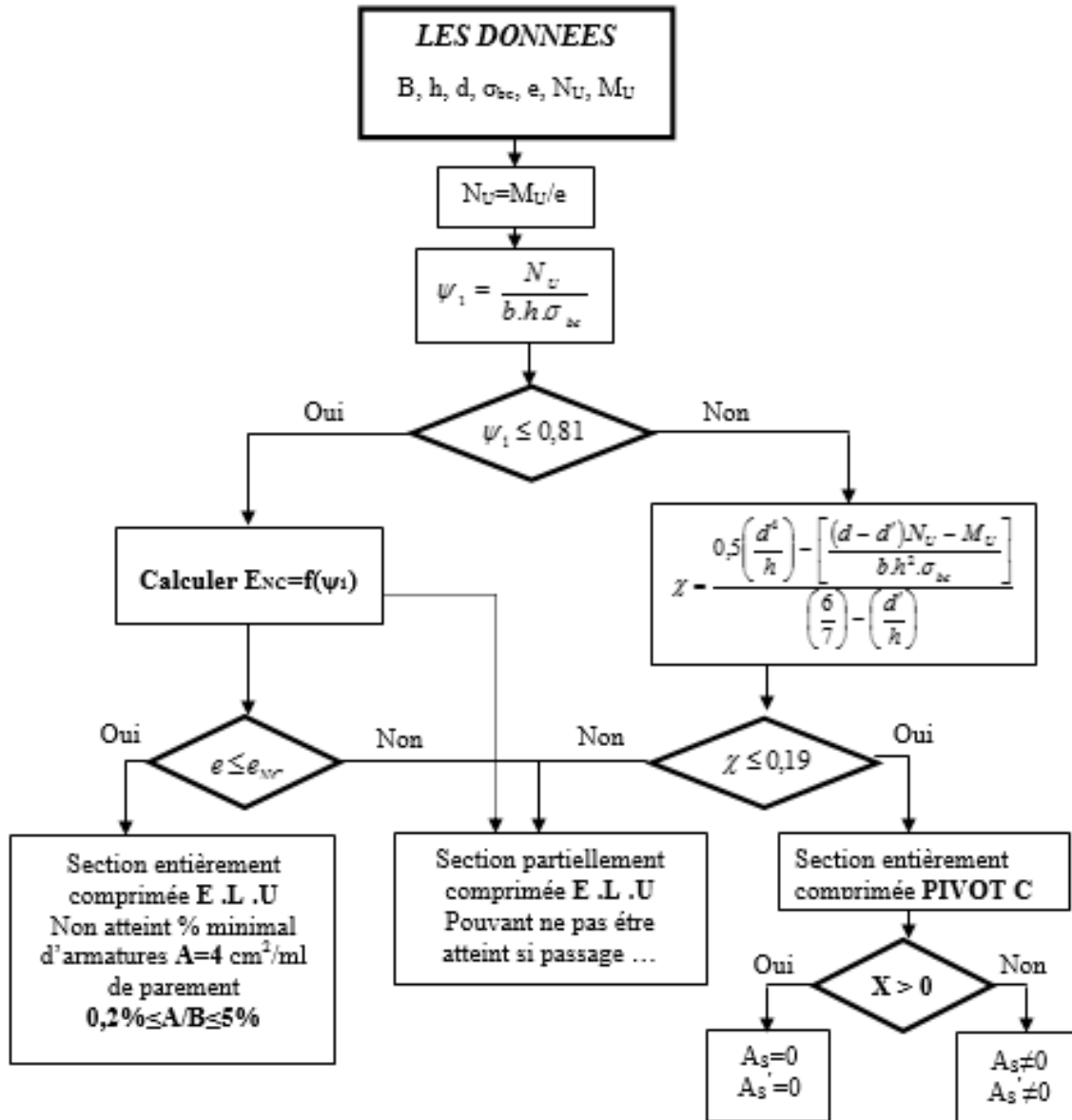
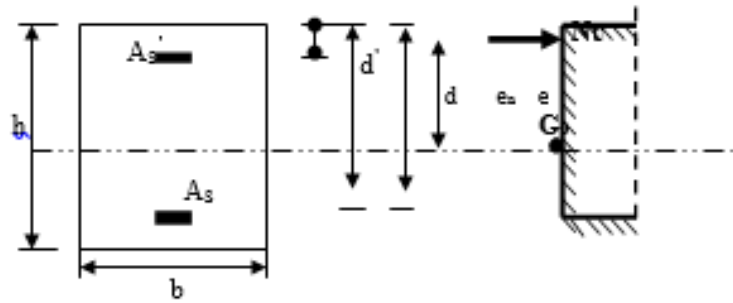
ORGANIGRAMME -II-

CALCUL D'UNE SECTION EN -Tê- A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE



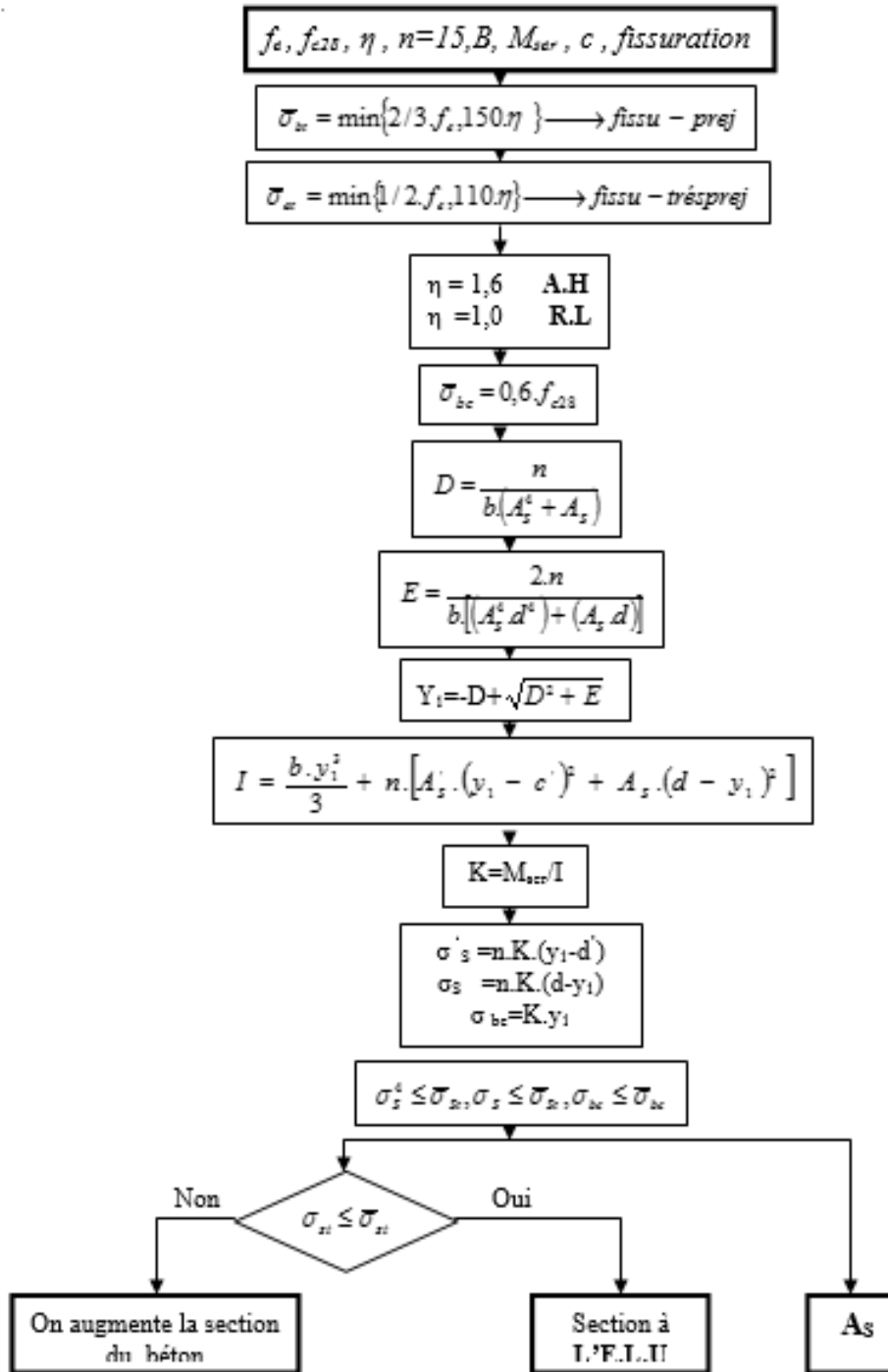
ORGANIGRAMME -III-

CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION COMPOSEE

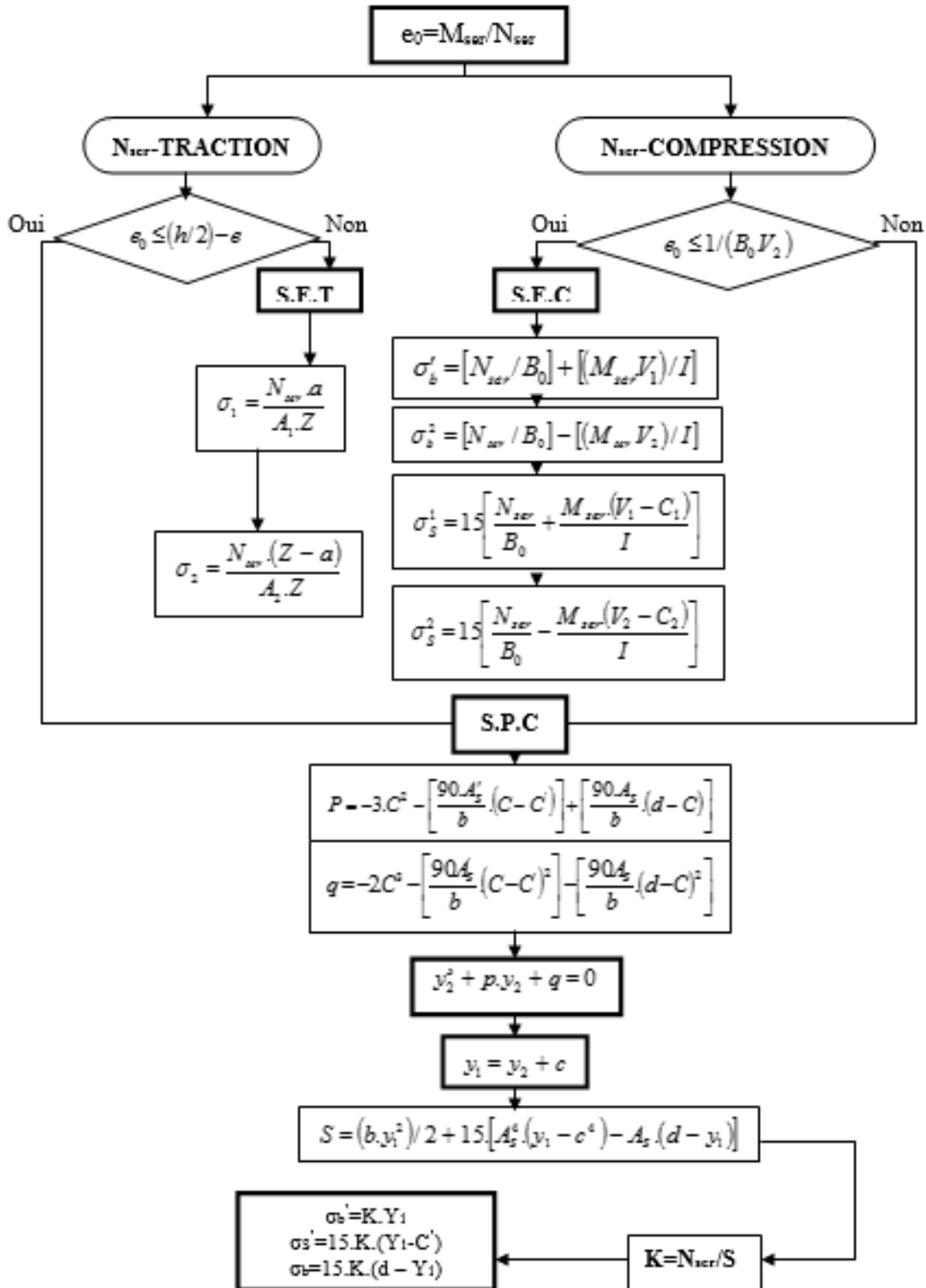


ORGANIGRAMME -IV-

VERIFICATION D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.S

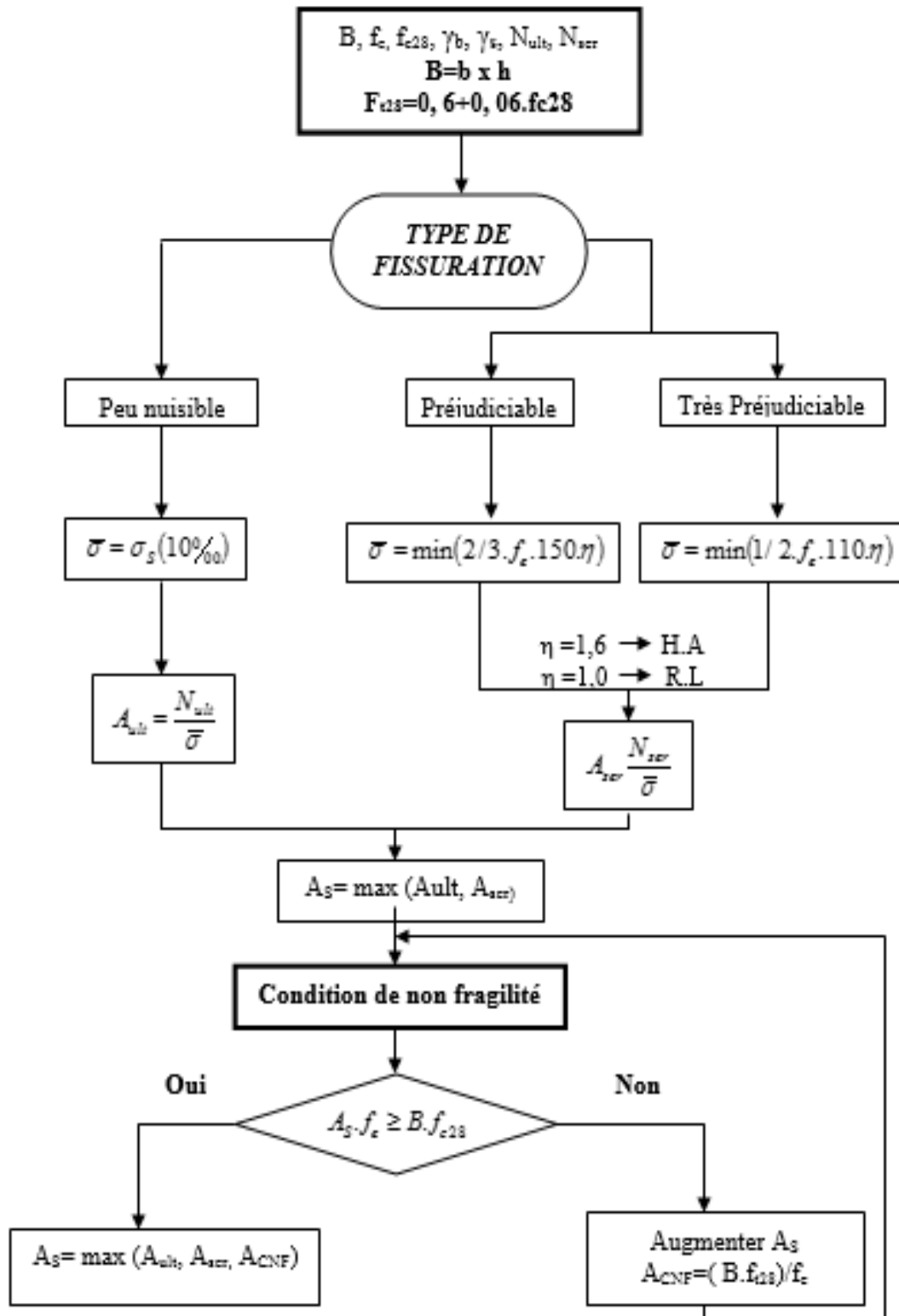


ORGANIGRAMME-V-
FLEXION COMPOSEE A L' E.L.S



ORGANIGRAMME -VI-

TRACTION SIMPLE



ORGANIGRAMME -VII-

CALCUL DES ARMATURES D'UNE POUTRE SOUMISE A L'EFFORT TRANCHANT

