

UNIVERSITÉ DE BLIDA 1
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil



MEMOIRE DE MASTER EN GENIE CIVIL
Spécialité : Structures

**ETUDE D'UN HÔTEL EN R+12+01 SOUS-SOL CONTREVENTÉ PAR
DES VOILES ET DES PORTIQUES**

Par

Tarak DIFFALLAH
Sawab BOUDRIES

Encadré par :

Nawel AOUALI

U.Saad Dahleb-Blida

Promotrice

Blida, Juillet 2022

RESUME

L'objectif menés dans le cadre de cette mémoire, consiste étudier un hôtel en forme irrégulière en plan et régulière en élévation en béton armé constitué d'un rez de chaussée + 12 étages + un sous-sol, ce projet se situe à la wilaya d'Alger qui est classé en zone III selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003)

Le présent travail concerne dans une première partie une étude d'amélioration du comportement sismique de la structure par l'influence de la position des voiles de contreventements, plusieurs variantes ont été proposés pour étudier la meilleur disposition des voiles de contreventement qui répond aux conditions décrites par les règlements de construction appliqué en Algérie (RPA99 version 2003 , CBA93 , BAEL91), l'analyse dynamique a été effectuer à l'aide du logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2020, le ferrailage des éléments porteurs (poteaux poutres) a été mené par le logiciel de ferrailage SOCOTEC alors que celui des voiles a été fait manuellement, l'étude de l'infrastructure est composée d'un radier générale calculé manuellement,

Dans la deuxième partie, une comparaison en complément, entre les résultats de calcul du logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2020 et du logiciel ETABS 20.1.0 après confrontation des différents paramètres, nous constatons que la plupart des résultats trouvés à partir des deux logiciels de calcul était un peu similaires.

ABSTRACT

The objective carried out within the framework of this thesis, consists in studying a hotel in irregular form in plan and regular in elevation out of reinforced concrete made up of a ground floor + 12 floors + a basement, this project is located at the wilaya of Algiers which is classified in zone III according to the Algerian paraseismic regulation (RPA 99 version 2003)

The present work concerns in a first part a study of improvement of the seismic behavior of the structure by the influence of the position of the walls of bracing, several variants were proposed to study the best disposition of the walls of bracing which answers the conditions described by the regulations of construction applied in Algeria (RPA99 version 2003, CBA93, BAEL91), the dynamic analysis was performed using the software ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2020, the reinforcement of load-bearing elements (columns and beams) was conducted by the reinforcement software SOCOTEC, while that of the walls was done manually, the study of the infrastructure is composed of a general raft calculated manually,

In the second part, a comparison between the calculation results of the software ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2020 and the software ETABS 20.1.0 after confrontation of the various parameters, we note that most of the results found from the two calculation software were somewhat similar.

ملخص

يقدم هذا المشروع دراسة تفصيلية لفندق يتكون من طابق أرضي بالإضافة الى اثنا عشر طابق وسطح مستغل يقع في بلدية برج الكيفان بولاية الجزائر. المنطقة مصنفة في المنطقة الزلزالية الثالثة وفق

RPA99 V 2003

يتعلق العمل الحالي في الجزء الأول بدراسة تحسين السلوك الزلزالي للهيكل تحت تأثير موضع الجدران الخرسانية، وقد تم اقتراح عدة نماذج لدراسة أفضل موضع للجدران الخرسانية الذي يلبي الشروط التي وصفها أنظمة البناء المطبقة في الجزائر

في الجزء الثاني مقارنة تكملية بين نتائج حساب البرنامج روبرو ستختورال 2020 و ايتابس 20 بعد مواجهة المتغيرات المختلفة، نلاحظ أن كانت غالبية النتائج التي تم العثور عليها من برنامجي الحساب متشابهة إلى حد ما

REMERCIEMENTS

Avant tout ; nous tenons à remercier Dieu le tout puissant pour nous avoir donné de la force et la patience pour mener à terme ce travail.

C'est avec une reconnaissance particulière que nous remercions notre promotrice « Mme AOUALI » pour avoir accepté de nous guider sur le bon chemin de travail et pour ses précieux conseils.

Ainsi nous exprimons notre profonde reconnaissance aux membres de jury pour l'effort qu'ils feront dans le but d'examiner ce modeste travail.

Aussi nous tenons à remercier Mr *Babaslimane Karim*, Mr *Taleb Abdelkrim*, Mr *Toumi nourreddine*, Mr *Ben Rabeh Mohamed* pour leurs soutiens, leurs conseils judicieux et leurs grandes générosités lors de l'élaboration de ce projet.

Sans oublier nos parents et nos proches, qui ont toujours prié pour nous et qui n'ont pas cessé de nous encourager et nous soutenir.

Et tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la concrétisation de ce travail.

DEDICACES

Je dédie ce projet :

A mon cher père,

A ma chère mère,

Qui n'ont jamais cessé, de formuler des prières à mon égard, de me soutenir

Et de m'épauler pour que je puisse atteindre mes objectifs.

A ma très chère sœur,

Pour son soutien moral et ses conseils tout au long de mes études, sans oublier mon adorable nièce Ayasophia

A mon binôme Tarak,

Pour son entente et sa sympathie.

A Alaeddine ,

Qui m'a aidé et supporté dans les moments difficiles.

A Mr Toumi nourreddine et Mr Ben Rabeh Mohamed

(Ingénieurs au niveau du CTC de Blida)

Pour avoir consacré de leurs temps afin de m'aider pour terminer mon travail.

A mes chères cousines

(Amira, Sirine, Anfel, Ritedj)

Pour leurs aides et supports dans les moments difficiles.

A toute ma famille,

A tous mes ami(e)s,

(Yousra , Céline , Nihed , Nourelhouda , Ayoub, Mahmoud)

Qui m'ont toujours encouragé, et à qui je souhaite plus de succès.

A tous ceux que j'aime et ceux qui m'aiment.

Merci

Sawab

DEDICACES

C'est avec l'aide et la grâce de DIEU que j'ai achevé cet humble travail.

Avec l'expression de ma reconnaissance, je dédie ce modeste travail à ceux qui, quels que soient les termes embrassés, je n'arriverais jamais à leur exprimer mon amour sincère

MES PARENTS pour leur grand amour et leur soutien et sacrifice indéfectibles

À MES CHERES SŒURS pour leurs encouragements et soutien tout au long de mes études. Que Dieu les protège et leurs offre la chance et le bonheur

À tous mes amis

Et à tous ceux qui sont proches de mon cœur et qui m'encouragent et me supportent pour donner le meilleur de moi-même

Tarak

TABLE DES MATIERES

CHAPITRE I. PRESENTATION DE L'OUVRAGE	21
I.1. Introduction :.....	21
I.2. Présentation de l'ouvrage :.....	21
I.3. Dimensions de l'ouvrage :.....	22
I.4. Conception de la structure :	23
I.4.a. Ossature de l'ouvrage :.....	23
I.4.b. Planchers :	23
I.4.c. Poteaux :	24
I.4.d. Poutres :	24
I.4.e. Classification du bâtiment :.....	25
I.4.f. Maçonnerie :	25
I.4.g. Revêtement :	25
I.4.h. Escaliers et ascenseurs :	25
I.4.i. Caractéristiques du sol :	26
I.4.j. Caractéristiques des matériaux :	27
I.4.j.i. Le béton :.....	27
I.4.j.ii. Les aciers :.....	30
I.5. Règlements et normes utilisés :	33
I.6. Les logiciels utilisés :	33
CHAPITRE II. PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS	34
II.1. Introduction :	34
II.2. Prédimensionnement des planchers :.....	34
II.2.a. Plancher à corps creux :.....	34
II.2.b. Plancher dalle pleine :	35
II.3. Les poutres :	35
II.3.a. Les poutres porteuses :	35
II.3.b. Les poutres secondaires :	36
II.4. Les voiles :	37
II.5. L'acrotère :.....	38
II.5.a. Hypothèses de calcul :.....	38
II.5.b. Charge permanente :.....	38
II.5.c. Surcharge d'exploitation :	39
II.6. Les poteaux :	39
II.6.a. Evaluation des charges et surcharges :.....	40
II.6.a.i. Plancher terrasse inaccessible [3] :.....	40
II.6.a.ii. Plancher de l'étage courant [3] :	40

II.6.a.iii. Mur extérieur (double paroi en briques creuses) [3] :.....	41
II.6.a.iv. Mur de séparation [3] :.....	41
II.6.a.v. Les balcons [3] :.....	41
II.6.a.vi. Loi de dégression [3] :.....	42
II.6.b. Dimensionnement des poteaux [2] :.....	42
II.6.c. Vérification a l'ELS :.....	43
II.6.d. Poteau central :.....	46
II.6.d.i. Surface d'influence :.....	46
II.6.d.ii. Descente de charge :.....	46
II.6.e. Poteau de rive :.....	50
II.6.e.i. Surface d'influence :.....	50
II.6.e.ii. Descente de charge :.....	51
II.6.f. Poteau d'angle :.....	54
II.6.f.i. Surface d'influence :.....	54
II.6.f.ii. Descente de charge :.....	55
II.7. Conclusion :.....	58
CHAPITRE III. ETUDE SISMIQUE.....	59
III.1. Introduction :.....	59
III.2. Méthodes de calcul :.....	59
III.2.a. Méthode statique équivalente :.....	59
III.2.b. Méthode dynamique modale spectrale :.....	63
III.3. Modélisation de la structure a l'aide du logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2020 :.....	64
III.4. Disposition des voiles de contreventement :.....	65
III.4.a. Modèle initial :.....	65
III.5. Interprétation des résultats de l'étude dynamique :.....	65
III.5.a. Périodes de vibration et taux de participation des masses modales :.....	65
III.5.b. Différents poids d'étages :.....	68
III.5.c. Vérification de la résultante des forces sismique [1] :.....	68
III.5.d. Vérification de l'interaction voiles-portiques [1] :.....	69
III.5.e. Vérification de l'effort normal réduit [1] :.....	69
III.5.f. Vérifications des déplacements [1] :.....	70
III.5.g. Modelé finale :.....	73
III.6. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique :.....	73
III.6.a. Périodes de vibration et taux de participation des masses modales :.....	73
III.6.b. Différents poids d'étages :.....	76
III.6.c. Vérification de la résultante des forces sismique [1] :.....	76
III.6.d. Vérification de l'interaction voiles-portiques [1] :.....	77
III.6.e. Vérification de l'effort normal réduit [1] :.....	78
III.6.f. Vérifications des déplacements [1] :.....	78
III.6.g. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ [1] :.....	82
III.7. Conclusion :.....	84

CHAPITRE IV. ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES :	85
IV.1. Introduction :	85
IV.2. Étude de l'acrotère :	85
IV.2.a. Hypothèses de calcul :	86
IV.2.b. Évaluation des charges et surcharges :	86
IV.2.b.i. Charges permanentes :	86
IV.2.b.ii. Charge d'exploitation :	86
IV.2.b.iii. Calcul des sollicitations :	87
IV.2.c. Ferrailage de l'acrotère :	88
IV.2.d. Versification a l'ELS [2] :	89
IV.2.e. Vérification de l'effort tranchant [2] :	90
IV.3. Étude des escaliers :	90
IV.3.a. Introduction :	90
IV.3.b. Définition des éléments d'un escalier :	91
IV.3.c. Evaluation des charges [3] :	92
IV.3.c.i. Palier :	92
IV.3.c.ii. Paillasse :	92
IV.3.d. Dimensionnement des escaliers :	93
IV.3.e. Calcul des sollicitations :	94
IV.3.e.i. ELU :	94
IV.3.e.ii. ELS :	95
IV.3.f. Calcul du ferrailage :	98
IV.3.f.i. Les armatures principales :	98
IV.3.f.ii. Espacement :	98
IV.3.f.iii. Armature de répartition :	99
IV.3.g. Vérifications :	99
IV.3.g.i. Condition de non fragilité [2] :	99
IV.3.g.ii. Effort tranchant [2] :	99
IV.3.g.iii. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (vérification de l'ancrage) :	99
IV.3.h. Vérification a l'ELS [2] :	100
IV.3.i. Vérification de la flèche :	100
IV.4. Etude des planchers :	101
IV.4.a. Introduction :	101
IV.4.b. Etude des planchers en corps creux :	101
IV.4.b.i. Prédimensionnement des poutrelles [2] :	102
IV.4.b.ii. Evaluation des charges et surcharges revenants aux poutrelles :	103
IV.4.b.iii. Les différents types de poutrelles :	103
IV.4.b.iv. Méthode de calcul :	104
IV.4.b.v. Calcul des poutrelles :	105
IV.4.b.vi. Vérifications :	108
a) Condition de non fragilité [2] :	108
b) Effort tranchant [2] :	108
c) Vérification a l'ELS [2] :	109
IV.4.c. Vérification de la flèche :	110
IV.4.d. Calcul des armatures transversales et l'espacement :	111
IV.4.e. Etude des planchers en dalle pleine :	111
IV.4.e.i. Introduction :	111
IV.4.e.ii. Évaluation des charges et surcharges [3] :	112

IV.4.e.iii. Combinaison des charges :	112
IV.4.e.iv. Calcul des efforts internes [2] :	112
IV.4.e.v. Calcul de ferrailage :	113
IV.4.e.vi. Espacement :	113
IV.4.e.vii. Armatures de répartitions :	113
IV.4.e.viii. Vérifications :	113
a) Condition de non fragilité [2] :	113
b) Effort tranchant [2] :	113
c) Vérification a l'ELS [2] :	113
IV.4.f. Vérification de la flèche [2] :	115

CHAPITRE V. FERRAILAGE DES ELEMENTS PRINCIPAUX..... 116

V.1. Introduction : 116

V.2. Ferrailage des poteaux : 116

V.2.a. Introduction :	116
V.2.b. Combinaisons d'actions [1] :	117
V.2.c. Recommandations du « BAEL91 modif 99 » [2] :	117
V.2.d. Recommandations du « RPA 99 modif 2003 » [1] :	117
V.2.e. Méthode de calcul :	118
V.2.f. Calcul des sections de ferrailage [2] :	119
V.2.f.i. Situation durable :	119
V.2.f.ii. Situation accidentelle :	120
V.2.g. Choix des armatures :	121
V.2.h. Vérification vis-à-vis de l'état limite de service [2] :	121
V.2.i. Vérification de la contrainte de cisaillement :	122
V.2.j. Ferrailage transversale des poteaux [1] :	124
V.2.k. Longueur de recouvrement [1] :	126

V.3. Ferrailage des poutres : 127

V.3.a. Introduction :	127
V.3.b. Les combinaisons d'actions :	127
V.3.c. Recommandations des règlements [1] :	127
V.3.d. Calcul du ferrailage [2] :	127
V.3.e. Vérification de la condition de non-fragilité [2] :	130
V.3.e.i. Poutre principale :	130
V.3.e.ii. Poutre secondaire :	130
V.3.e.iii. Poutre du fil vertical 04 :	130
V.3.e.iv. Poutre du fil horizontale C :	130
V.3.e.v. Poutre de chainage :	131
V.3.f. Vérification des espacements des armatures [2] :	131
V.3.f.i. Poutre principale :	131
V.3.f.ii. Poutre secondaire :	131
V.3.f.iii. Poutre du fil vertical 04 :	131
V.3.f.iv. Poutre du fil horizontale C :	131
V.3.f.v. Poutre de chainage :	131
V.3.g. Vérifications vis-à-vis de l'état limite de service [2] :	131
V.3.h. Vérification de l'effort tranchant (contrainte de cisaillement) :	133
V.3.i. Calcul des armatures transversales :	133
V.3.j. Longueur de recouvrement [1] :	134
V.3.k. Vérification de la flèche [1] :	135

V.3.k.i. Poutre principale :	136
V.3.k.ii. Poutre verticale du fil (04) :	136
V.3.k.iii. Poutre secondaire :	137
V.3.k.iv. Poutre horizontale du fil C :	137
V.3.k.v. Poutre de chaînage :	137
V.4. Ferrailage des voiles avec la méthode des contrainte (efforts N ; M) :	138
V.4.a. Introduction :	138
V.4.b. Stabilité des constructions vis-à-vis les charges latérales :	138
V.4.c. Rôle de contreventement :	138
V.4.d. Ferrailage des voiles :	138
V.4.e. Combinaison [1] :	139
V.4.f. Prescriptions imposées par RPA99/2003 [1] :	139
V.4.f.i. Aciers verticaux :	139
V.4.f.ii. Aciers horizontaux :	139
V.4.f.iii. Aciers transversaux :	140
V.4.g. Règles générales :	140
V.4.h. La méthode de calcul :	141
V.4.i. Ferrailage :	141
V.4.i.i. Ferrailage vertical :	141
V.4.i.ii. Ferrailages horizontaux :	142
V.4.j. Exemple d'application du voile VX3 dans la zone 3 :	143
V.4.j.i. Ferrailage vertical :	143
V.4.j.ii. Ferrailage horizontale :	144
CHAPITRE VI. ETUDE DES FONDATIONS.....	154
VI.1. Introduction :	154
VI.2. Choix du type de fondations :	154
VI.2.a. Vérification des semelles isolées :	154
VI.2.b. Vérification des semelles filantes :	156
VI.2.c. Vérification d'un radier général :	158
VI.2.c.i. Introduction :	158
VI.2.c.ii. Surface nécessaire :	159
VI.3. Prédimensionnement du radier :	159
VI.3.a. La dalle du radier :	159
VI.3.a.i. Condition forfaitaire [2] :	159
VI.3.a.ii. Condition de cisaillement [2] :	160
VI.3.b. Les nervures :	160
VI.3.b.i. Largeur de la nervure [2] :	160
VI.3.b.ii. La hauteur de la nervure :	160
VI.4. Le choix final :	161
VI.5. Caractéristiques géométriques du radier :	161
VI.5.a. Position du centre de gravité :	161
VI.5.b. Moment d'inertie :	161
VI.6. Vérifications nécessaires :	161
VI.6.a. Vérification de la stabilité du radier :	161

VI.6.a.i. Le sens X-X :	163
VI.6.a.ii. Le sens Y-Y :	163
VI.6.b. Vérifications des contraintes sous le radier :	163
VI.6.b.i. Sollicitation du premier genre :	163
VI.6.b.ii. Sollicitation du second genre :	163
VI.6.b.iii. Détermination des sollicitations les plus défavorables :	166
VI.7. Ferrailage du radier :	166
VI.7.a. Ferrailage de la dalle du radier :	166
VI.7.a.i. Valeurs de la pression sous radier :	166
VI.7.a.ii. Calcul des efforts :	167
VI.7.a.iii. Calcul des moments [2] :	167
VI.7.a.iv. Ferrailage de la dalle :	168
VI.7.a.v. Vérifications nécessaires :	168
VI.7.b. Ferrailage des nervures :	169
VI.7.b.i. Calcul des efforts :	169
VI.7.b.ii. Calcul des armatures :	169
VI.7.b.iii. Vérifications nécessaires :	170
VI.8. Voile périphérique :	172
VI.8.a. Introduction :	172
VI.8.b. Evaluation des charges :	172
VI.8.c. Efforts dans le voile périphérique [2] :	173
VI.8.d. Ferrailage du voile périphérique :	174
VI.8.e. Condition exigée par le RPA99/version2003 :	174
VI.8.f. Condition de non fragilité [2] :	174
VI.8.g. Vérification de l'effort tranchant [2] :	175
VI.8.h. Vérification a l'ELS [2] :	175
VI.8.h.i. Evaluation des sollicitations a l'ELS :	175
VI.8.h.ii. Vérification des contraintes [2] :	176
CHAPITRE VII. ETUDE COMPARATIVE ENTRE LES RESULTATS DE CALCUL DU LOGICIEL ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2020 ET ETABS 20.1.0.....	177
VII.1. Introduction :	177
VII.2. Objectif de l'étude comparative :	177
VII.3. Présentation du logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS :	178
VII.3.a. Description du logiciel :	178
VII.3.b. Généralité sur le logiciel :	178
VII.4. Présentation du logiciel ETABS20.1.0 :	179
VII.4.a. Description du logiciel :	179
VII.4.b. Généralité sur le logiciel :	179
VII.5. Liste des résultats à comparer :	180
VII.6. Observation sur les résultats :	208
VII.7. Interprétations des résultats :	209

Liste des tableaux

Tableau I.1 : Caractéristiques mécaniques des aciers.....	31
Tableau II.1 : Tableau récapitulatif des sections de poutre.	36
Tableau II.2 : Évaluation des charges du plancher terrasse inaccessible.....	40
Tableau II.3 : Évaluation des charges du plancher étage courant.....	40
Tableau II.4 : Évaluation des charges des murs extérieur.	41
Tableau II.5 : Évaluation des charges des murs de séparation.	41
Tableau II.6 : Évaluation des charges des balcons.	41
Tableau II.7 : Charge et surcharge de chaque étage (poteau central).....	48
Tableau II.8 : Choix des sections des poteaux (poteau central).....	49
Tableau II.9 : Vérification de critère de résistance (poteau central).....	49
Tableau II.10 : Vérification des poteaux a l'ELS (poteau central).....	50
Tableau II.11 : Charge et surcharge de chaque étage (poteau de rive).....	52
Tableau II.12 : Choix des sections des poteaux (poteau de rive).	53
Tableau II.13 : Vérification de critère de résistance (poteau de rive).....	53
Tableau II.14 : Vérification des poteaux a l'ELS (poteau de rive).....	54
Tableau II.15 : Charge et surcharge de chaque étage (poteau d'angle).....	56
Tableau II.16 : Choix des sections des poteaux (poteau d'angle).	57
Tableau II.17 : Vérification de critère de résistance (poteau d'angle).....	57
Tableau II.18 : Vérification des poteaux a l'ELS (poteau d'angle).....	58
Tableau II.19 : Dimensions des éléments porteurs.	58
Tableau III.1 : Valeurs des pénalités P_q	60
Tableau III.2 : Valeurs du coefficient de pondération β [1].	61
Tableau III.3 : Différents poids d'étages.	61
Tableau III.4 : Les valeurs du coefficient C_T [1].	63
Tableau III.5 : Vérification de la résultante des forces.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III.6 : Périodes et facteurs de participation massique du modèle final.	74
Tableau III.7 : Modes de déformation.	75
Tableau III.8 : Vérifications de la résultante des forces sismiques.	76
Tableau III.9 : Vérification de la résultante des forces sismiques.	77
Tableau III.10 : Vérification de l'interaction sous charges verticales.	77
Tableau III.11 : Vérification de l'effort normal réduit.	78
Tableau III.12 : Vérification des déplacements relatifs au sens X-X.	80
Tableau III.13 : Vérification des déplacements relatifs au sens Y-Y.	81
Tableau III.14 : Vérification des effets P- Δ sens X-X.....	83
Tableau III.15 : Vérification des effets P- Δ sens Y-Y.....	84
Tableau IV.1 : Vérification de la contrainte du béton.	89
Tableau IV.2 : Vérification des contraintes des aciers.	90
Tableau IV.3 : Charges a l'ELU et l'ELS.....	93
Tableau IV.4 : Effort tranchant et moment fléchissant a l'ELU.....	97
Tableau IV.5 : Effort tranchant et moment fléchissant a l'ELS.	98
Tableau IV.6 : Calcul du ferrailage.	98
Tableau IV.7 : Vérification des contraintes de béton.	100
Tableau IV.8 : Vérification de la flèche de l'escalier.	101
Tableau IV.9 : Charges et surcharges sur les poutrelles.	103
Tableau IV.10 : Evaluation des charges de la poutrelle avant le coulage.	105

Tableau IV.11 : Moments et efforts tranchants sur les poutrelles.	106
Tableau IV.12 : Calcul du ferrailage.	108
Tableau IV.13 : Vérification des contraintes de béton.	109
Tableau IV.14 : Vérification des contraintes des aciers.	110
Tableau IV.15 : Vérification de la flèche de l'escalier.	110
Tableau IV.16 : Moments et efforts tranchant sur les balcons.	112
Tableau IV.17 : Ferrailage du balcon.	113
Tableau IV.18 : Vérification des contraintes de béton.	114
Tableau IV.19 : Vérification des contraintes des aciers.	114
Tableau IV.20 : Vérification de la flèche de l'escalier.	115
Tableau V.1 : Contraintes du béton et de l'acier.	116
Tableau V.2 : Ferrailage des poteaux suivant cas 01: N^{\max} ; M^{corr} (situation durable).....	119
Tableau V.3 : Ferrailage des poteaux suivant cas 02: N^{\min} ; M^{corr} (situation durable).	119
Tableau V.4 : Ferrailage des poteaux suivant cas 03: M^{\max} ; N^{corr} (situation durable).....	120
Tableau V.5 : Ferrailage des poteaux suivant cas 01: N^{\max} ; M^{corr} (situation accidentel).	120
Tableau V.6 : Ferrailage des poteaux suivant cas 01 : N^{\min} ; M^{corr} (situation accidentel).	120
Tableau V.7 : Ferrailage des poteaux suivant cas 03 : M^{\max} ; N^{corr} (situation accidentel).	121
Tableau V.8 : Choix d'armatures verticales des poteaux.	121
Tableau V.9 : Vérifications des contraintes de béton a l'ELS.....	122
Tableau V.10 : Vérifications des contraintes des aciers a l'ELS.....	122
Tableau V.11 : Vérification des contraintes de cisaillement des poteaux.	123
Tableau V.12 : Espacement des cadres des poteaux.....	125
Tableau V.13 : Choix d'armatures transversales des poteaux.	125
Tableau V.14 : Ferrailage des différentes sections de poutres.	129
Tableau V.15 : Choix d'armatures longitudinales des poutres.	130
Tableau V.16 : Vérifications des contraintes de béton a l'ELS.....	132
Tableau V.17 : Vérifications des contraintes des aciers a l'ELS.....	132
Tableau V.18 : Vérification de l'effort tranchant dans les poutres.....	133
Tableau V.19 : Calcul des armatures transversales.	134
Tableau V.20 : Vérification de la flèche de la poutre principale.	136
Tableau V.21 : Vérification de la flèche de la poutre verticale du fil (04).	136
Tableau V.22 : Vérification de la flèche de la poutre secondaire.	137
Tableau V.23 : Vérification de la flèche de poutre horizontale du fil C.....	137
Tableau V.24 : Vérification de la flèche de la poutre de chaînage.	137
Tableau V.25 : Aciers transversaux.	140
Tableau V.26 : Zone de calcul pour le ferrailage des voiles.	142
Tableau V.27 : Les sollicitations du voile VX3.....	143
Tableau V.28 : Ferrailage des voiles VX1 ; VX2 ; VX3 ; VX4.....	146
Tableau V.29 : Ferrailage des voiles VX5 ; VX6 ; VY1 ; VY2.....	147
Tableau V.30 : Ferrailage des voiles VY3 ; VY4 ; VY5 ; VY6 ; VY7.....	148
Tableau V.31 : Choix d'armature des voiles du sens X-X.	149
Tableau V.32 : Choix d'armature des voiles du sens Y-Y.	150
Tableau V.33 : Choix des armatures de couture ; armature horizontale ; vérification de la contrainte de cisaillement.	151

Tableau V.34 : Choix des armatures de couture ; armature horizontale ; vérification de la contrainte de cisaillement.	152
Tableau V.35 : Choix des armatures de couture ; armature horizontale ; vérification de la contrainte de cisaillement.	153
Tableau VI.1 : Section des semelles filantes continue.....	157
Tableau VI.2 : Vérification de l'intersection entre les semelles filante.....	158
Tableau VI.3 : Vérification du rapport entre la surface du bâtiment et la surface totale des semelles.....	158
Tableau VI.4 : Contraintes sous le radier a l'ELU.	165
Tableau VI.5 : Contraintes sous le radier a l'ELS.	166
Tableau VI.6 : Ferrailage des panneaux du radier.	168
Tableau VI.7 : Vérification des contraintes de béton a l'ELS.	169
Tableau VI.8 : Vérification des contraintes d'acier a l'ELS.....	169
Tableau VI.9 : Ferrailage des nervures.....	170
Tableau VI.10 : Vérification des contraintes de béton a l'ELS.....	170
Tableau VI.11 : Vérification des contraintes d'acier a l'ELS.....	170
Tableau VI.12 : Calcul des armatures transversales.	171
Tableau VI.13 : Ferrailage du voile périphérique.....	174
Tableau VI.14 : Vérification des contraintes de béton a l'ELS.....	176
Tableau VI.15 : Vérification des contraintes d'aciers a l'ELS.....	176

LISTE DES FIGURES

Figure I.1 : Localisation de l'ouvrage.....	22
Figure I.2 : Schéma plancher à corps creux.....	23
Figure I.3 : Schéma plancher en dalle pleine.....	24
Figure I.4 : Brique creuse.....	25
Figure I.5 : Schéma escalier a volées droites avec paliers intermédiaires.....	26
Figure I.6 : Schéma escalier demi tournant avec rayon du jour.....	26
Figure I.7 : Diagramme contrainte-déformation a l'ELU.....	29
Figure I.8 : Diagramme contrainte-déformation a l'ELS.....	30
Figure I.9 : Diagramme contrainte-déformation a l'ELU.....	32
Figure II.1 : Schéma de la dalle.....	35
Figure II.2 : Section de poutre.....	37
Figure II.3 : Coupe de voile en élévation.....	37
Figure II.4 : Coupe de voile en plan [1].....	38
Figure II.5 : Schéma de l'acrotère.....	39
Figure II.6 : Plan de repérage des poteaux du prédimensionnement.....	45
Figure II.7 : Surface d'influence du poteau central.....	46
Figure II.8 : Surface d'influence du poteau de rive.....	50
Figure II.9 : Surface d'influence du poteau d'angle.....	54
Figure III.1 : Modelé initial sans voiles.....	65
Figure III.2 : Modelé avec la disposition des voiles finale.....	73
Figure IV.1 : Dimension de l'acrotère.....	85
Figure IV.2 : Charges et surcharges agissent sur l'acrotère.....	87
Figure IV.3 : Diagrammes des efforts à l'ELU.....	87
Figure IV.4 : Section calculée de l'acrotère.....	88
Figure IV.5 : Escaliers droites.....	91
Figure IV.6 : Schéma statique.....	92
Figure IV.7 : Schéma statique.....	94
Figure IV.8 : Diagrammes des sollicitations a l'ELU.....	95
Figure IV.9 : Diagrammes des sollicitations a l'ELS.....	97
Figure IV.10 : Corps creux.....	101
Figure IV.11 : Dimension des poutrelles.....	102
Figure IV.12 : Schéma statique de la poutrelle a 4 travées.....	103
Figure IV.13 : Schéma statique de la poutrelle a 2 travées.....	103
Figure IV.14 : Schéma statique de la poutrelle a 5 travées.....	103
Figure IV.15 : Moment fléchissant de la poutrelle a 5 travées.....	106
Figure IV.16 : Efforts tranchant de la poutrelle a 5 travées.....	107
Figure IV.17 : Moment fléchissant de la poutrelle a 5 travées.....	107
Figure IV.18 : Efforts tranchant de la poutrelle a 5 travées.....	107
Figure IV.19 : Schéma statique du balcon.....	112
Figure V.1 : Disposition des armatures verticales dans le voile [1].....	142
Figure V.2 : Disposition et nomination des voiles de contreventement.....	143
Figure VI.1 : Schéma de la semelle isolée.....	155
Figure VI.2 : Semelles filantes sous poteaux.....	156
Figure VI.3 : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.....	159

Figure VI.4 : Schéma statique du bâtiment.....	162
Figure VI.5 : Contraintes sous le radier.....	164
Figure VI.6 : Panneau de la dalle du radier.....	167
Figure VI.7 : Evaluation des charges.....	172
Figure VI.8 : Poussés des terres.....	173

Introduction générale :

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, 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. Quels que soient les types des bâtiments en béton armé, leurs études rencontrent des nombreuses difficultés dans le choix du modèle de comportement. Les règlements parasismiques Algériens définissent des modèles et des approches spécifiques à chaque type de bâtiment. L'action sismique subie par une structure est directement proportionnelle à l'accélération qui lui est imposée par le sol et par sa propre masse. Soumise à une action sismique, la structure effectue une série d'oscillations forcées suivant des lois complexes, puis des oscillations libres qui s'amortissent plus ou moins rapidement. A cet effet l'ingénieur en génie civil est censé concevoir des édifices de manière à faire face à ce phénomène (construction parasismique), il doit en outre tenir compte de différents facteurs tels que l'économie, l'esthétique, la résistance et surtout la sécurité.

Dans l'analyse et le dimensionnement des structures, l'ingénieur doit appliquer le règlement afin d'assurer le bon fonctionnement de l'ouvrage, son choix du système de contreventement dépend de certaines considérations à savoir la catégorie du site, la hauteur et l'usage de la construction ainsi que les contraintes architecturales. L'étude de ce bâtiment se fait tout en respectant les réglementations et recommandations en vigueur à savoir (RPA99 V 2003, BAEL91 et CBA93) et les documents techniques y afférant (le D.T.R. BC 2.33.2). Dans le but de récapituler l'essentiel de ce qu'on a acquis durant notre formation, d'approfondir nos connaissances dans le domaine de calcul des structures et s'initier au canevas de calcul, on a procédé au calcul d'un bâtiment à usage hôtelier en R+12 + 1 sous-sols ; pour cela, on a suivi le plan de travail suivant :

- **Chapitre 1** : Généralités et présentation du bâtiment et de matériaux utilisés.
- **Chapitre 2** : Prédimensionnement des éléments.
- **Chapitre 3** : la modélisation et l'étude dynamique du bâtiment.

- **Chapitre 4** : l'étude des éléments secondaires.
- **Chapitre 5** : Ferrailage des éléments principaux, fondé sur les résultats du chapitre 3
- **Chapitre 6** : l'étude de l'infrastructure
- **Chapitre 7** : étude comparative entre les résultats de calcul du logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS et ETABS 20.1.0

Enfin cette thèse se termine par des conclusions permettant de synthétiser les principaux résultats obtenus et d'envisager quelque perspective.

CHAPITRE I.PRESENTATION DE L'OUVRAGE**I.1. Introduction :**

Notre projet de fin d'étude consiste à dimensionner et étudier un Hôtel en RDC + 12 étages + 01 sous-sol. Cet ouvrage est implanté à Bordj El Kiffane dans la wilaya d'Alger, classer en zone sismique III (forte sismicité) selon le règlement parasismique algérien RPA99 2003.

Notre étude comporte quatre grandes parties :

- Le pré dimensionnement et le calcul des éléments principales et secondaires.
- L'étude sismique du bâtiment.
- Le ferrailage des éléments principaux et secondaires et de l'infrastructure.
- Etude comparative entre les résultats du logiciel ETABS 20.1.0 et ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2020.

Les calculs sont effectués de manière à respecter :

- Le règlement parasismique algérien RPA99 version 2003.
- Le BAEL 91 modifiée 99.
- C.B.A.93

I.2. Présentation de l'ouvrage :

Ce bâtiment est un hôtel à Bordj El Kiffan qui se trouve en face de la brigade de gendarmerie nationale de Bordj El Kiffan dans la wilaya d'Alger.

Le bâtiment est composé :

- D'un RDC qui servent de réception est restaurant pour l'hôtel.
- 12 étages à usage d'habitations.
- Un sous-sol qui sert de parking.
- Une terrasse accessible aux publics.

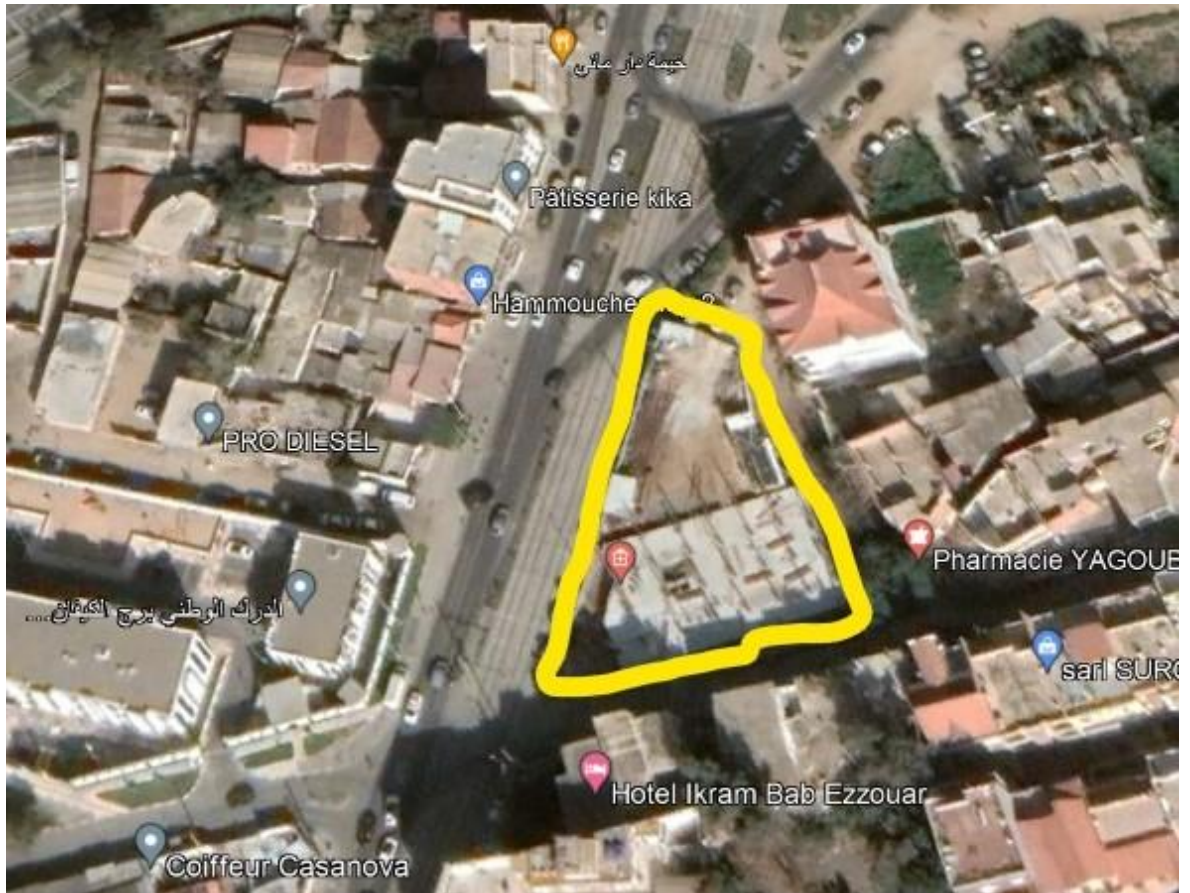


Figure I.1 : Localisation de l'ouvrage.

I.3. Dimensions de l'ouvrage :

- Hauteur totale du bâtiment..... $H_T = 42.90\text{m}$.
- Hauteur d'étage de sous-sol..... $H_{SS}=3.75\text{m}$.
- Hauteur rez-de-chaussée..... $H_{RDC}=4.5\text{m}$.
- Hauteur de l'étage courant..... $H_E= 3.2\text{m}$.
- Longueur totale en plan suivant l'axe local X (partie haute) $L=34.30\text{m}$.
- Longueur totale en plan suivant l'axe local X (partie basse) $L=33.38\text{m}$.
- Longueur totale en plan suivant l'axe local Y (partie haute) $L=17.10\text{m}$.
- Longueur totale en plan suivant l'axe local Y (partie basse) $L=18.15\text{m}$.

I.4. Conception de la structure :

I.4.a. Ossature de l'ouvrage :

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

I.4.b. Planchers :

On va travailler avec 2 types de planchers :

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

- **Planchers corps creux :**

Ce type de plancher est constituée de poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonné sur place espacées de 60 cm de corps creux (polystyrène) et d'une table de compression en béton armé d'une épaisseur de 4 ou 5 cm.

Ce type de planchers est généralement utilisé pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation.
- Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes.
- Diminution du poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.
- Une économie du cout de coffrage (coffrage perdu constitué par le corps creux).

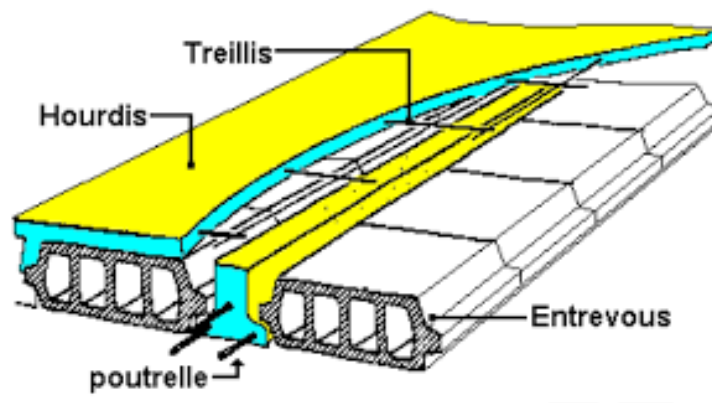


Figure I.2 : Schéma plancher à corps creux.

- **Planchers dalle pleine :**

Pour certaines zones, les dalles pleines sont choisies à cause de leurs formes irrégulières et ceci dans le but de minimiser le temps et le coût nécessaire pour la réalisation des poutrelles spéciales à ces zones.

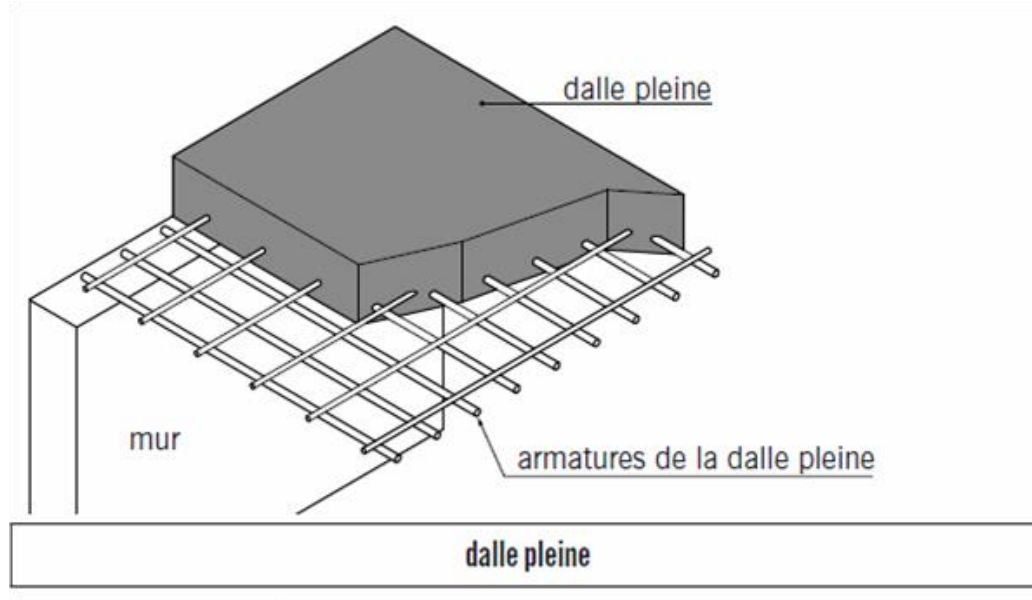


Figure I.3 : Schéma plancher en dalle pleine.

I.4.c. Poteaux :

Les poteaux sont les éléments verticaux de l'ossature du bâtiment qui supportent principalement un effort normal de compression.

Dans notre cas on va travailler par deux types de poteaux :

- Poteau carré.
- Poteau circulaire.

I.4.d. Poutres :

Notre structure comporte trois types de poutres dans chaque plancher :

- Poutres principales.
- Poutres secondaires.
- Poutres de chaînage.

I.4.e. Classification du bâtiment :

Le bâtiment est un ouvrage classé dans le groupe 1B selon le RPA, car il est un ouvrage de grande importance pouvant accueillir simultanément plus de 300 personnes.

I.4.f. Maçonnerie :

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



Figure I.4 : Brique creuse.

I.4.g. Revêtement :

Le revêtement est constitué de :

- Enduit en ciment pour les faces extérieures des murs de façade.
- Enduit de plâtre pour les murs et les plafonds.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.

I.4.h. Escaliers et ascenseurs :

Notre bâtiment comporte des escaliers qui servent à relier les différents niveaux afin d'assurer la bonne circulation des usagés.

On a deux types d'escaliers :

- Escalier a volées droites avec paliers intermédiaires.

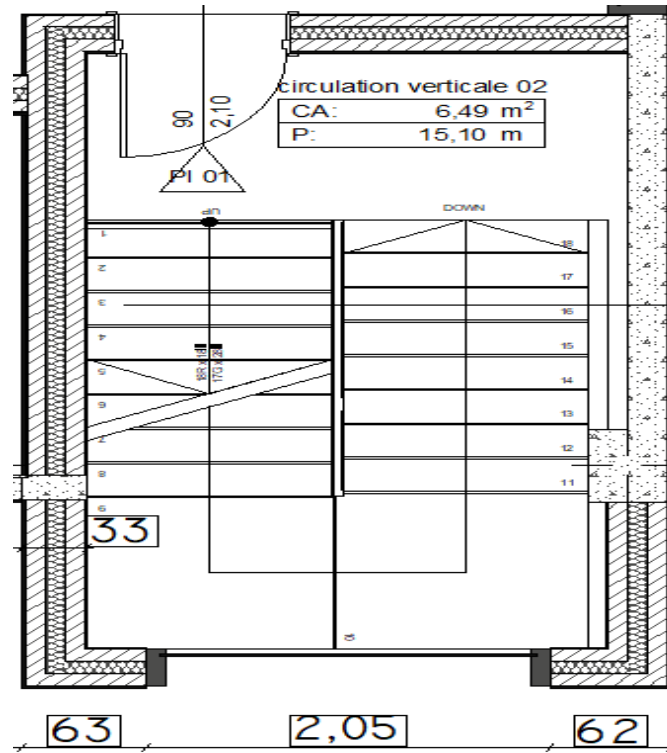


Figure I.5 : Schéma escalier a volées droites avec paliers intermédiaires.

- Escalier demi tournant avec rayon du jour.

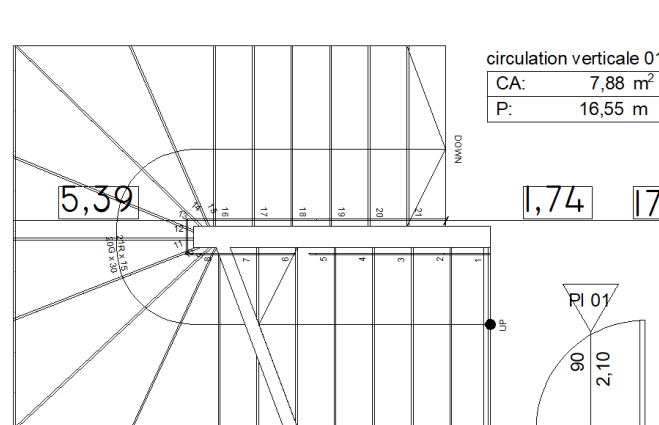


Figure I.6 : Schéma escalier demi tournant avec rayon du jour.

Vu la hauteur importante de ce bâtiment la conception d'un ascenseur est indispensable pour faciliter le déplacement entre les différents étages elle comporte une cage d'ascenseur du sous-sol au 12^{ème} étages.

I.4.i. Caractéristiques du sol :

La structure est implantée sur un sol ferme, de contrainte admissible de 2bars.

I.4.j. Caractéristiques des matériaux :

Les matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé BAEL91/99.

I.4.j.i. Le béton :**1) Composition du béton :**

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

Pour sa mise en œuvre, le béton doit être maniable et il doit présenter certains critères à savoir :

- Une résistance mécanique élevée.
- Un retrait minimum.
- Une bonne tenue dans le temps (durabilité).

2) Résistances du béton :**• Résistances à la compression [2] :**

Le béton est défini par sa résistance à la compression a 28 jours cette dernière est notée par f_{c28} , selon le BAEL91 [2] :

Pour $j < 28j$:

$$f_{cj} = (j/4.76 + 0.83j) \cdot f_{c28} \dots\dots\dots \text{pour } f \leq 40\text{MPa}$$

$$f_{cj} = (j/1.4 + 0.95j) \cdot f_{c28} \dots\dots\dots \text{pour } f > 40\text{MPa}$$

Pour $j = 28j$:

$$f_{cj} = f_{c28}$$

Pour $j > 28j$:

$$f_{cj} = 1.1 \cdot f_{c28}$$

La résistance de notre béton est prise égale à $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ elle est mesurée par compression axiale de cylindres d'un diamètre de 16 cm et de hauteur de 32 cm (section 200 cm²).

- **Résistances à la traction :**

Elle est déterminée par plusieurs essais, La résistance caractéristique à la traction est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \cdot f_{c28} \text{ (MPa) [2]}$$

Pour le cas de notre structure on utilise le même dosage en béton avec une résistance caractéristique à la compression f_{c28} et à la traction f_{t28} telle que :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa donc } f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

3) Module de déformation longitudinale [2] :

Ce module est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou courte durée d'application.

- **Module de déformation instantanée E_{ij} :**

Pour les charges à courte durée :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt{f_{cj}} \dots \dots \dots E_{i28} = 32164.195 \text{ MPa}$$

- **Module de déformation longitudinale différée E_{vj} :**

Pour des charges de longue durée d'application on a :

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt{f_{cj}} \dots \dots \dots E_{v28} = 10818.865 \text{ MPa}$$

4) Coefficient de poisson [2] :

La déformation longitudinale est accompagnée par une déformation transversale, le coefficient de Poisson est le rapport entre la déformation transversale et la déformation Longitudinale. Dans les calculs, le coefficient de Poisson est égal à :

ELU : $\nu = 0$ calcul des sollicitations (béton fissuré).

ELS : $\nu = 0.2$ calcul des déformations (béton non fissuré).

5) Poids volumiques :

On adopte la valeur : $\rho = 25 \text{ KN/m}^3$

6) Les contraintes limites :

- Les contraintes à l'état limite ultime ELU [2] :

L'état limite ultime est défini généralement par la limite de résistance mécanique au-delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage ; dans ce cas, la contrainte est définie par :

$$f_{bu} = 0.85 \times f_{cj} / \gamma_b \times \theta$$

Avec :

γ_b : coefficient de sécurité .

- $\gamma_b = 1.5$ cas des situations durables ou transitoires $f_{bu} = 14.16$ MPa
- $\gamma_b = 1.15$ cas des situations accidentelles $f_{bu} = 18.47$ MPa

θ : coefficient qui dépend de la durée d'application des charges .

- $\theta = 1$ si la durée est supérieure à 24h.
- $\theta = 0.9$ dans le cas contraire.

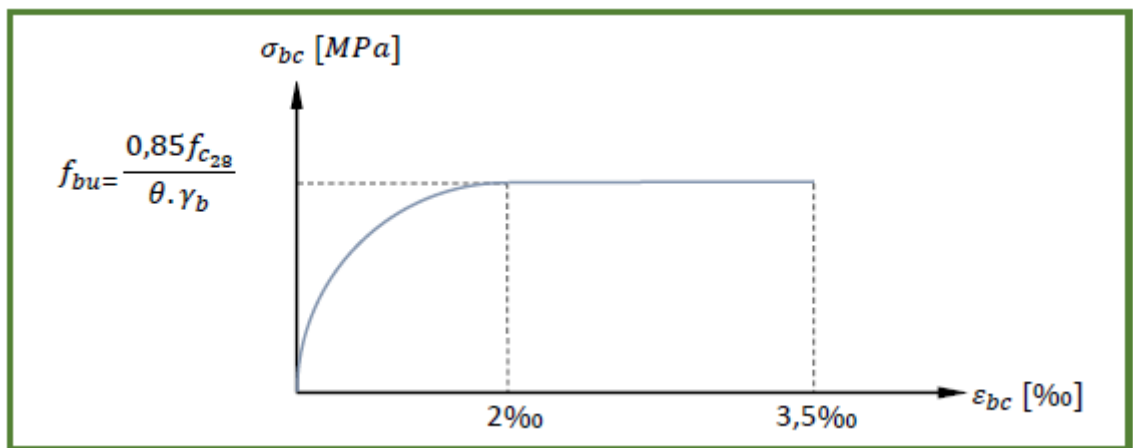


Figure I.7 : Diagramme contrainte-déformation à l'ELU.

- Les contraintes à l'état limite de service ELS [2] :

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

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

- L'état limite de service de déformation.

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

Avec : $\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

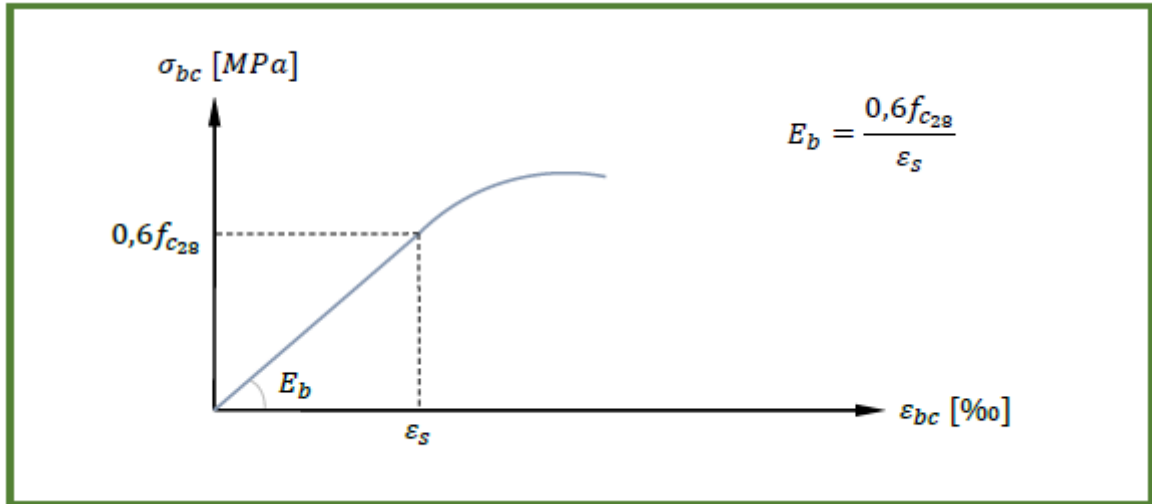


Figure I.8 : Diagramme contrainte-déformation à l'ELS.

I.4.j.ii. Les aciers :

L'acier est un alliage du fer et du carbone en faible pourcentage, leur rôle est de résister les efforts de traction, de cisaillement et de torsion.

1) Les différents types d'aciers [2] :

- **Les ronds lisses (R.L) :** Les ronds lisses sont obtenus par laminage d'un acier doux. Comme leur nom l'indique, leur surface ne présente aucune aspérité en dehors des irrégularités de laminage qui sont négligeables, on utilise les nuances FeE215 et FeE235 et les diamètres normalisés 6, 8, 10, 12, 14, 16, 20, 25, 32,40 et 50mm.
- **Les aciers à haute adhérence (H.A) :** Dans le but d'augmenter l'adhérence béton-acier, on utilise des armatures présentant une forme spéciale. Généralement obtenue par des nervures en saillie sur le corps de l'armature. On a deux classes d'acier FeE400 et FeE500 et même diamètre que les R L. Les aciers utilisés dans notre bâtiment sont des FeE500 de type 1.

- **Treillis soudés** : Les treillis soudés sont constitués par des fils se croisant perpendiculairement et soudés électriquement à leurs points de croisement.

Tableau I.1 : Caractéristiques mécaniques des aciers

Désignation	Aciers ronds lisses		Aciers à hautes adhérences		Treillis soudés a fils lisses	Treillis soudés a hautes adhérences
	FeE215	FeE235	FeE400	FeE500	FeTE500	FeTE500
f (MPa)	215	235	400	500	500	500

2) Module d'élasticité des aciers [2] :

Les aciers sont aussi caractérisés par le module d'élasticité longitudinale, les expériences ont montré que sa valeur est fixée quel que soit la nuance de l'acier $E_s = 2,10 \cdot 10^5$ MPa.

3) Les contraintes limites :

- **Les contraintes à l'état limite ultime ELU [2] :**

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s$$

f_e : contrainte limite élastique.

γ_s : coefficient de sécurité de l'acier.

$\gamma_s = 1.15$ en cas de situations durables ou transitoires.

$\gamma_s = 1.00$ en cas de situations accidentelles.

et :

$\sigma_s = 434.78$ En situation durable.

$\sigma_s = 500$ En situation accidentelle.

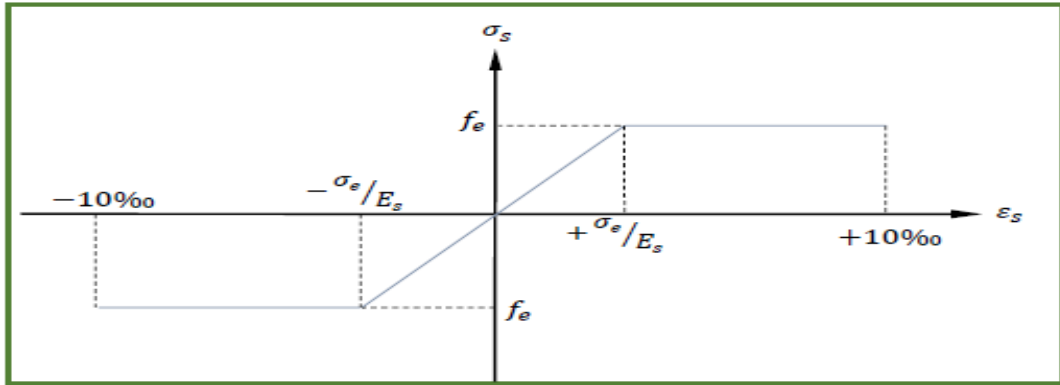


Figure I.9 : Diagramme contrainte-déformation à l'ELU.

• Les contraintes à l'état limite de service ELS [2] :

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 : $\sigma_{bc} \dots \dots \dots = \xi = \min (2/3 f_e ; \max (0.5f_e ; 110\sqrt{\eta}f_{tj})$.
- Fissuration très préjudiciable $\sigma_{bc} \leq \sigma_{st} = 0,8 \xi$.

η : Coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour les ronds lisses (RL).

$\eta = 1.6$ pour les armatures à hautes adhérence (HA). Avec : $\sigma_{st} = f_e / \gamma_s$

4) Le coefficient d'équivalence [2] :

Le coefficient d'équivalence noté n est le rapport : $n = \epsilon_b / \epsilon_s = 15$

n : le coefficient d'équivalence.

ϵ_s : module de déformation de l'acier.

ϵ_b : module de déformation du béton .

5) Conclusion :

On a opté pour un béton de résistance de 25 MPa et des aciers de nuance 500 MPa au lieu de 400 MPa car ce dernier n'est plus disponible dans le marché depuis des années.

I.5. Règlements et normes utilisés :

Notre étude est élaborée et établie suivant les règles de calcul et de conception qui sont mise en vigueur actuellement en Algérie à savoir :

- Le CBA 93.
- Le RPA 99 révisée 2003.
- Le BAEL 91.
- DTR BC.2.2.

I.6. Les logiciels utilisés :

- ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2020 : pour la modélisation de la structure.
- ETABS 20.1.0
- SAP 2000.
- AUTOCAD 2016 : pour les dessins des plans.

CHAPITRE II.PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS**II.1. Introduction :**

Le pré dimensionnement des éléments résistants est une étape régie par des lois empiriques issues de l'expérience ; il sera fait selon le RPA99 version 2003 et le BAEL91 m99. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage. Pour ce faire, nous commençons le pré dimensionnement du sommet vers la base :

- Les planchers.
- Les poutres.
- Les poteaux.
- Les voiles.

II.2. Prédimensionnement des planchers :

Le plancher est une séparation entre deux niveaux qui transmet les charges qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes. Pour le bâtiment étudié, deux types de planchers vont être utilisés :

- Plancher à corps creux en partie courante.
- Dalle pleine pour les balcons et certaine partie des planchers.

II.2.a. Plancher à corps creux :

On a choisi un plancher à corps creux en polystyrène pour diminuer la charge des planchers.

La hauteur du plancher h_t doit vérifier la condition de la flèche suivante :

$$h_t \geq L_{\max} / 22.5 \dots\dots\dots(\text{condition de la flèche selon le BAEL99}) [2]$$

Avec :

L_{\max} : longueur entre nus d'appuis dans le sens des poutrelles

h_t : hauteur totale du plancher

L'entre axe verticale est de : 5.50 m.

L'entre axe horizontale est de : 5.50 m.

D'ici on peut constater que le sens porteur des poutres est dans le sens vertical on aura alors :

$$L_{max} = 5.50 - 0.4 = 510 \text{ cm}$$

$$h_t \geq (510 / 22.5) = 22.66\text{cm}$$

Conclusion : on va prendre l'épaisseur de 20+5 d'où $h_t = 25\text{cm}$

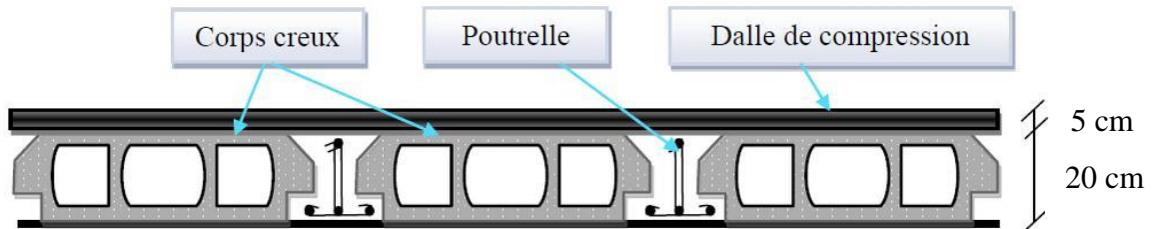


Figure II.1 : Schéma de la dalle.

20 cm : hauteur du corps-creux.

5 cm : hauteur de la dalle de compression.

II.2.b. Plancher dalle pleine :

- L'épaisseur de la dalle des balcons (qui est en console) est donnée par la formule suivante : $e \geq L_0 / 10[2]$.
- L : c'est la portée libre du balcon, Dans notre cas $L_0 = 1.85\text{m}$.
- $e \geq (1.85 / 10) = 0.185\text{m} = 18.5\text{cm}$ on va prendre $e=15\text{cm}$.
- L'épaisseur de la dalle des panneaux de forme irrégulière est donnée par la formule suivante : $e \geq L / 42.5$.
- L : c'est la petite portée du panneau le plus sollicité, dans notre cas $L = 2.85\text{m}$.
- $e \geq (285 / 42.5) = 6.70\text{cm}$on va prendre $e=15\text{cm}$.

II.3. Les poutres :

II.3.a. Les poutres porteuses :

Selon le BAEL91 le pré dimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition de la flèche suivante :

$$L_{max} / 15 \leq h \leq L_{max} / 10 \dots\dots\dots(\text{condition de la flèche}) [2]$$

L_{max} : longueur de la poutre maximale entre nus d'appuis.

$L_{max} = 4.9m$

$490 / 15 \leq h \leq 490 / 10 \dots\dots\dots 32.66 \leq h \leq 49 \dots\dots\dots h = 45cm.$

$b = (0.3 ; 0.8)h \dots\dots\dots b = (13.5cm ; 36cm) \dots\dots\dots b = 30cm.$

D’après les conditions de l’RPA [1] ;

$b \geq 20cm \quad b = 30cm \geq 20cm \dots\dots\dots C.V$

$h \geq 30cm \quad h = 45cm \geq 30cm \dots\dots\dots C.V$

$h/b < 4 \quad 45/30 = 1.5 < 4 \dots\dots\dots C.V$

II.3.b. Les poutres secondaires :

Selon le BAEL91 le pré dimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition de la flèche suivante :

$L_{max} / 15 \leq h \leq L_{max} / 10 \dots\dots\dots (condition de la flèche) [2]$

L_{max} : longueur de la poutre maximale entre nus d’appuis.

$L_{max} = 4.9m$

$490 / 15 \leq h \leq 490 / 10 \dots\dots\dots 32.66 \leq h \leq 49 \dots\dots\dots h = 45cm.$

$b = (0.3 ; 0.8)h \dots\dots\dots b = (13.5cm ; 36cm) \dots\dots\dots b = 30cm.$

D’après les conditions de l’RPA [1] ;

$b \geq 20cm \quad b = 30cm \geq 20cm \dots\dots\dots C.V$

$h \geq 30cm \quad h = 45cm \geq 30cm \dots\dots\dots C.V$

$h/b < 4 \quad 45/30 = 1.5 < 4 \dots\dots\dots C.V$

Tableau II.1 : Tableau récapitulatif des sections de poutre.

Types	Le choix (cm ²)
Poutres porteuses	30 x 45
Poutres secondaires	30 x 45

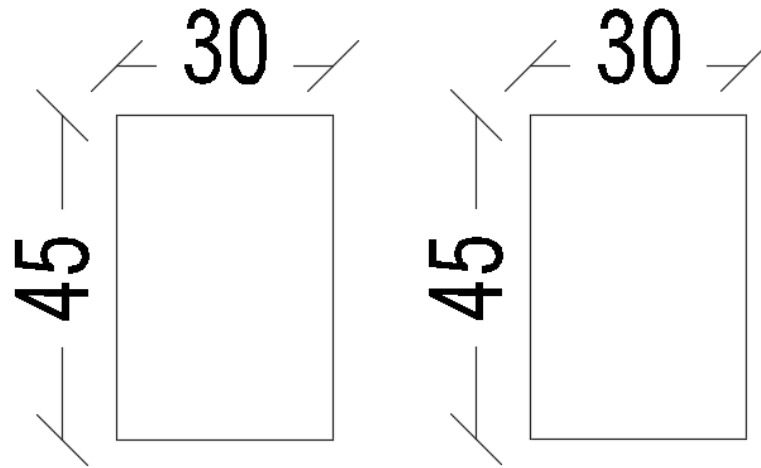


Figure II.2 : Section de poutre.

II.4. Les voiles :

L'épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités.

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

- L'épaisseur minimale du voile est de 15 cm.

$$a \geq \max [h_e / 20 ; 15\text{cm}] [2]$$

Avec :

h_e : hauteur libre d'étage.

a : épaisseur du voile.

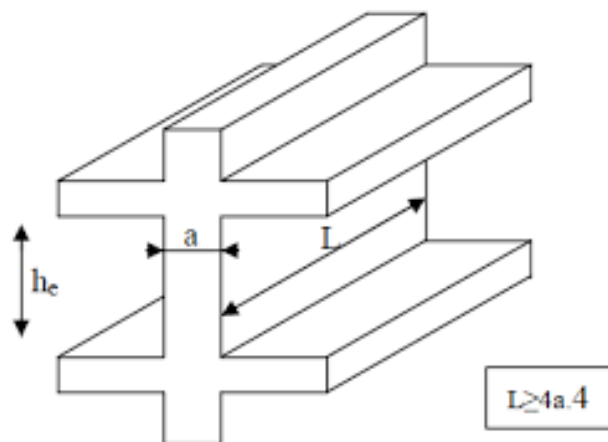


Figure II.3 : Coupe de voile en élévation.

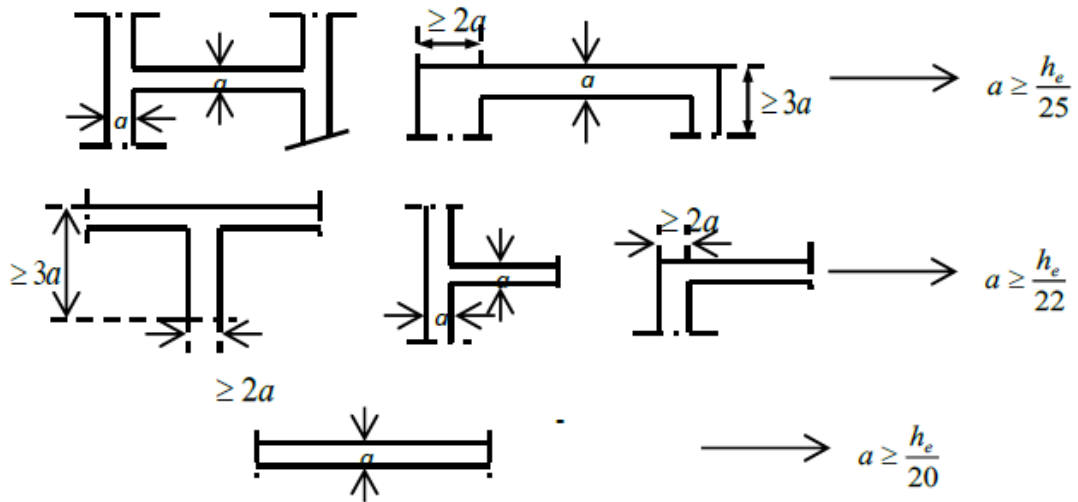


Figure II.4 : Coupe de voile en plan [1].

$$a \geq \max [320 / 20 ; 15\text{cm}] \dots\dots\dots a \geq \max [16\text{cm} ; 15\text{cm}]$$

On opte pour des voiles d'une épaisseur de 20 cm sur tous les niveaux.

II.5. L'acrotère :

L'acrotère est un élément non structural entourant le bâtiment au niveau du plancher terrasse. Il est conçu pour la protection de la ligne de jonction entre elle-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales. Il sert à l'accrochage du matériel des travaux d'entretien des bâtiments, comme il peut servir de garde-corps pour les terrasses accessibles. L'acrotère est considéré comme une console encastree dans le plancher soumise à son poids propre (G), à une force latérale due à l'effet sismique et à une surcharge horizontale (Q) due à la main.

II.5.a. Hypothèses de calcul :

- Le calcul se fait pour une bande de 1 mètre linéaire de largeur.
- La fissuration est considérée préjudiciable.
- L'acrotère sera calculé en flexion composée.

II.5.b. Charge permanente :

Poids propre : $G = \gamma_b \times S$

$$S = (0.6 \times 0.1) + (0.1 \times 0.07) + ((0.1 \times 0.03) / 2)$$

$$S = 0.069 \text{ m}^2$$

$$G = 25 \times 0.069$$

$$G = 1.725 \text{ KN/ml}$$

II.5.c. Surcharge d'exploitation :

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

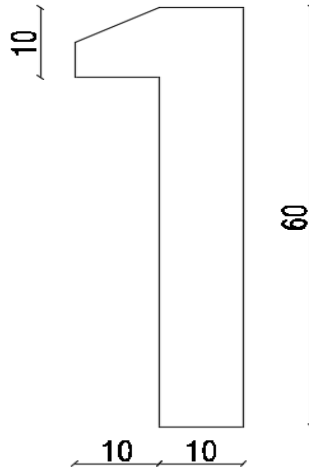


Figure II.5 : Schéma de l'acrotère.

II.6. Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure. Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU, tout en vérifiant les deux conditions suivantes :

- Critère de résistance
- Critère de stabilité de forme

On utilise un calcul basé sur la descente de charge tout en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitation. En outre, les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions du RPA99/ 2003 [1] suivantes :

- $\text{Min} (b_1 ; h_1) \geq 30\text{cm}$
- $\text{Min} (b_1 ; h_1) \geq h_e / 20$
- $1 / 4 \leq b_1 / h_1 \leq 4$

Tel que :

h_e = hauteur libre d'étage,

h_e = 3.75m pour le sous-sol.

h_e = 4.5m pour le RDC.

h_e = 3.2m pour Les Etage du 1^{er} jusqu'au 12^{eme}.

Les dimensions des poteaux supposés : (40 x 60) cm²

II.6.a. Evaluation des charges et surcharges :

II.6.a.i. Plancher terrasse inaccessible [3] :

Tableau II.2 : Évaluation des charges du plancher terrasse inaccessible.

N°	Désignation des éléments	Épaisseurs(m)	Densité	Poids (KN/m2)
01	Gravillon de protection	0.05	18	0.9
02	Étanchéité multicouche	0.02	6	0.12
03	Forme de pente	0.1	22	2.2
04	Isolation thermique en liège	0.04	4	0.16
05	Plancher en polystyrène (20+5 cm)	0.25	/	1.95
06	Enduit au plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale				5.53
Surcharge d'exploitation				1

II.6.a.ii. Plancher de l'étage courant [3] :

Tableau II.3 : Évaluation des charges du plancher étage courant

N°	Désignation des éléments	Épaisseurs(m)	Densité	Poids (KN/m2)
01	Cloison de séparation	0.1	10	1
02	Carrelage	0.02	20	0.4
03	Mortier de pose	0.02	20	0.4
04	Lit de sable	0.03	18	0.54
05	Plancher en polystyrène (20+5 cm)	0.25	/	1.95
06	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente totale				4.49
Surcharge d'exploitation				1.5

II.6.a.iii. Mur extérieur (double paroi en briques creuses) [3] :**Tableau II.4 : Évaluation des charges des murs extérieur.**

N°	Désignation des éléments	Épaisseurs (m)	Densité	Poids (KN/m ²)
01	Enduit de ciment	0.02	10	0.20
02	Brique creuses	0.10	9	0.90
03	Lame l'air	0.05	0.00	0.00
04	Brique creuses	0.15	/	1.35
05	Enduit en plâtre	0.02	18	0.36
Charge permanente totale				G = 2.81

II.6.a.iv. Mur de séparation [3] :**Tableau II.5 : Évaluation des charges des murs de séparation.**

N°	Désignation des éléments	Épaisseurs (m)	Densité	Poids (KN/m ²)
01	Enduit de ciment	0.02	10	0.2
02	Brique creuses	0.10	/	0.9
03	Enduit de ciment	0.02	10	0.2
Charge permanente totale				G = 1.3

II.6.a.v. Les balcons [3] :**Tableau II.6 : Évaluation des charges des balcons.**

N°	Désignation des éléments	Épaisseurs (m)	Densité	Poids (KN/m ²)
01	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
02	Mortier de pose	0.02	20	0.40
03	Lit de sable	0.02	18	0.36
04	Dalle pleine	0.20	25	5
05	Enduit en plâtre	0.02	12	0.24
06	Cloison de séparation	0.1	10	1
Charge permanente totale				G = 7.4
Surcharge d'exploitation				Q = 3.50

II.6.a.vi. Loi de dégression [3] :

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitations agissent simultanément, on applique la loi de dégression qui consiste dans notre cas à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5 Q. La loi de dégression ne s'applique pas pour les planchers à usage commercial et bureau, les charges vont se sommer avec leurs valeurs réelles (sans coefficient).

II.6.b. Dimensionnement des poteaux [2] :

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

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

N_u : effort normal ultime (compression) = 1.35G+1.5Q.

α : coefficient réducteur tenant compte de la stabilité .

λ : élancement d'EULER.

i : rayon de giration.

l_f : longueur de flambement.

I : moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement.

B : surface de la section du béton.

γ_b : coefficient de sécurité pour le béton $\gamma_b = 1.5$ (situation durable).

γ_s : coefficient de sécurité pour l'acier $\gamma_s = 1.15$ (situation durable).

f_e : limite élastique de l'acier ($f_e = 500$ MPa).

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

A_s : section d'acier comprimée.

B_r : section réduite d'un poteau. Obtenue en réduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur toute sa périphérie.

Pour une section rectangulaire :

- Moment d'inertie $I = bh^3 / 12$
- Section du béton $B = a \times b$
- Section réduite $B_r = (a-0.02) \times (b-0.02)$

Selon le BAEL99 $0.2 \% \leq A_s/B \leq 5 \%$

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

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \text{ si } \lambda = 50 \\ \alpha = 0.6\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \text{ si } 50 < \lambda < 100 \end{cases}$$

Pour les poteaux il est préférable de prendre $\lambda=35$ et $\alpha=0.708$

On tire de l'équation la valeur de B_r :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{B \times \gamma_s} \right)} = 0.0616 N_u$$

Pour une zone sismique III. On doit avoir au minimum :

$$\text{Min} (a ; b) \geq 30 \text{ cm}$$

$$\text{Min} (a ; b) \geq h_e/20$$

$$1 / 4 < a/b < 4$$

Avec :

(a ; b) : dimensions de la section.

h_e : hauteur d'étage.

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

II.6.c. Vérification a l'ELS :

La vérification de la section à l'ELS est selon la formule suivante :

$$\sigma_{ser} = N_{ser}B + \eta A_s \leq 0.6 f_{c28}$$

Avec :

- N_{ser} : Effort normal à l'ELS.
- B : Section de béton du poteau.
- A_s : Section des armatures ($A_s=1\%B$).
- η : Coefficient d'équivalence ($\eta= E_s/ E_b = 15$).
- $-\sigma_{ser}$: Contrainte de compression à l'ELS.
- En remplaçant dans l'équation les différents termes par leur valeur, on obtient :
- $\sigma_{ser} = N_{ser} / 1.15B \leq 0.6 f_{c28} = 15\text{MPa}$.

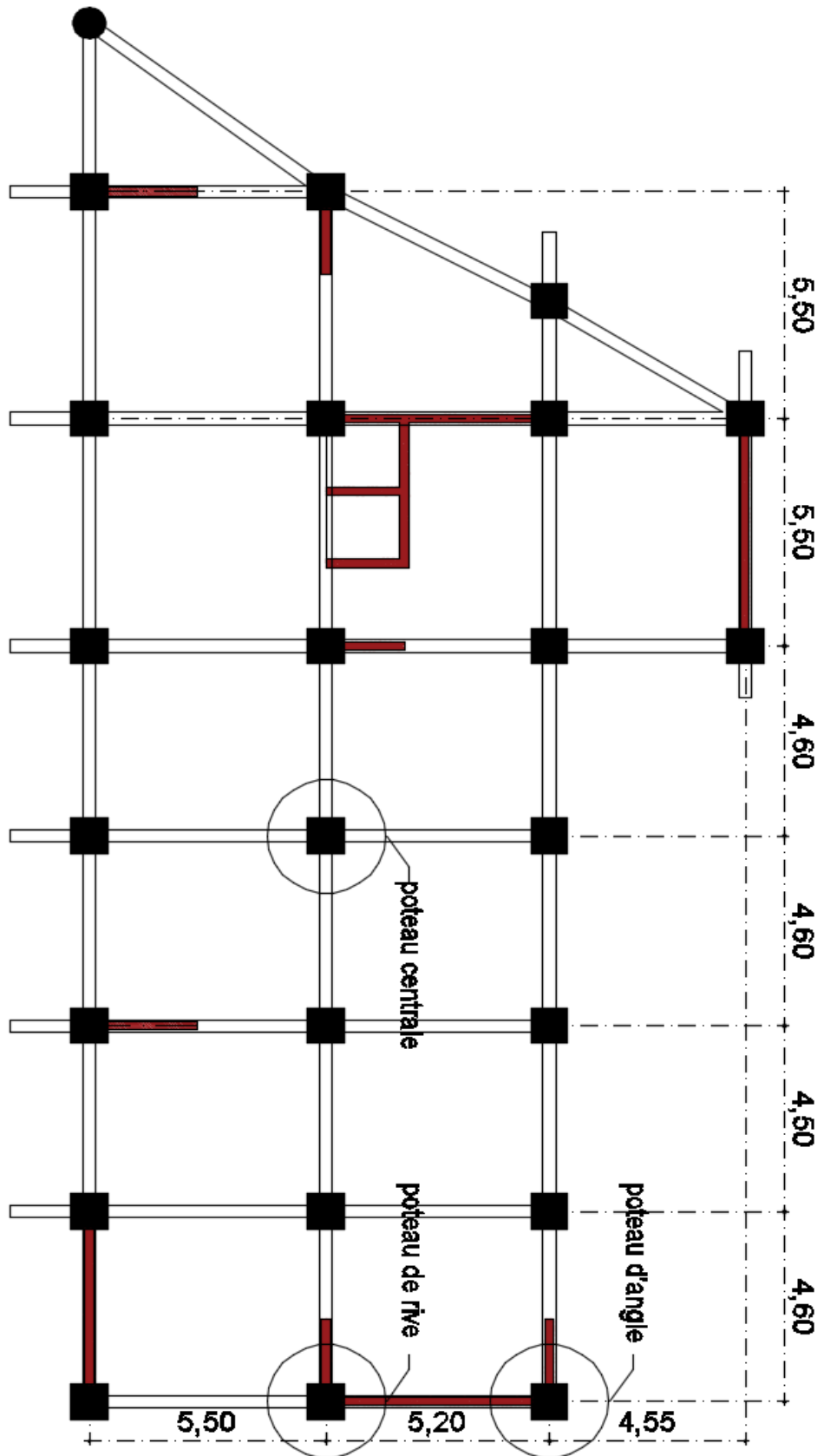


Figure II.6 : Plan de repérage des poteaux du prédimensionnement.

II.6.d. Poteau central :

II.6.d.i. Surface d'influence :

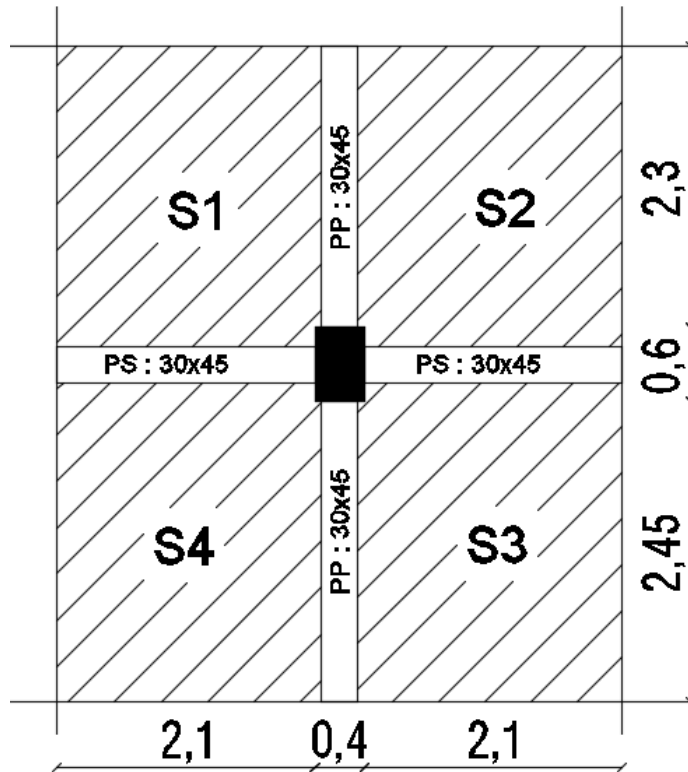


Figure II.7 : Surface d'influence du poteau central.

$S_1 = 4.83m^2$

$S_2 = 4.83m^2$

$S_3 = 5.14m^2$

$S_4 = 5.14m^2$

$S_T = 19.94m^2$

II.6.d.ii. Descente de charge :

- Charge permanente revenant à chaque plancher :

- Plancher terrasse inaccessible :5.53 KN/m²

- Plancher étage courant :4.49 KN/m²

- Charge d'exploitation revenant à chaque plancher :

- Plancher terrasse inaccessible :1 KN/m²

- Plancher étage courant :.....1.5 KN/m²
- Plancher rez-de-chaussée :.....2.5 KN/m²

- **Poids revenant à chaque plancher :**

- Plancher terrasse inaccessible :.....55.13 KN
- Plancher étage courant :.....89.53 KN

- **Surcharge d'exploitation :**

- Plancher terrasse inaccessible :.....19.94 KN
- Plancher étage courant :.....29.91 KN
- Plancher rez-de-chaussée :.....49.85 KN

- **Poids propre revenant à chaque poutre :**

- Poutres :.....(0.3x0.45x25x8.95)=30.20 KN

- **Poids propre du poteau :**

- Poteau du plancher sous-sol :.....(0.4x0.6x25x3.75)=22.5 KN
- Poteau du plancher rez-de-chaussée :.....(0.4x0.6x25x4.5)=27 KN
- Poteau de plancher étage courant :.....(0.4x0.6x25x3.2)=19.2 KN

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants

Tableau II.7 : Charge et surcharge de chaque étage (poteau central)

Étages	Désignation des éléments	G(KN)	Q(KN)
12 ^{ème} étages	Plancher terrasse	55.13	19.94
	Poids des poutres	23.11	
	Poids du poteau	19.2	
	Total	97.44	
11 ^{ème} étages	Plancher étage courant	89.53	29.91
	Poids des poutres	30.2	
	Poids du poteau	19.2	
	Total	138.93	
10 ^{ème} étages		138.93	29.91
9 ^{ème} étages		138.93	29.91
8 ^{ème} étages		138.93	29.91
7 ^{ème} étages		138.93	29.91
6 ^{ème} étages		138.93	29.91
5 ^{ème} étages		138.93	29.91
4 ^{ème} étages		138.93	29.91
3 ^{ème} étages		138.93	29.91
2 ^{ème} étages		138.93	29.91
1 ^{er} étages		138.93	29.91
R.D.C	Plancher étage courant	89.53	29.91
	Poids des poutres	30.2	
	Poids du poteau	27	
	Total	146.73	
Sous-sol	Plancher étage courant	89.53	49.85
	Poids des poutres	30.2	
	Poids du poteau	22.5	
	Total	142.23	
	Total	1914.63	428.71

Tableau II.8 : Choix des sections des poteaux (poteau central).

Étages	Ng (KN)	Nq (KN)	Nu (KN)	Br (cm ²)	a=b	RPA	Le choix
12 ^{ème} étages	97,44	19,94	161,45	36,65	8,05	30 x 30	30 x 30
11 ^{ème} étages	236,37	49,85	393,87	89,41	11,46	30 x 30	30 x 30
10 ^{ème} étages	375,30	79,76	626,30	142,17	13,92	30 x 30	35 x 35
9 ^{ème} étages	514,23	109,67	858,72	194,93	15,96	30 x 30	35 x 35
8 ^{ème} étages	653,16	139,58	1091,14	247,69	17,74	30 x 30	35 x 35
7 ^{ème} étages	792,09	169,49	1323,56	300,45	19,33	30 x 30	40 x 40
6 ^{ème} étages	931,02	199,40	1555,98	353,21	20,79	30 x 30	40 x 40
5 ^{ème} étages	1069,95	229,31	1788,40	405,97	22,15	30 x 30	40 x 40
4 ^{ème} étages	1208,88	259,22	2020,82	458,73	23,42	30 x 30	45 x 45
3 ^{ème} étages	1347,81	289,13	2253,24	511,49	24,62	30 x 30	45 x 45
2 ^{ème} étages	1486,74	319,04	2485,66	564,24	25,75	30 x 30	45 x 45
1 ^{er} étages	1625,67	348,95	2718,08	617,00	26,84	30 x 30	50 x 50
R.D.C	1772,40	378,86	2961,03	672,15	27,93	30 x 30	50 x 50
Sous-sol	1914,63	428,71	3227,82	732,71	29,07	30 x 30	50 x 50

Tableau II.9 : Vérification de critère de résistance (poteau central).

Étages	Nu (KN)	B(cm ²)	Nu / B	f _{bu} (MPa)	Vérification	Le choix
12 ^{ème} étages	161,45	900	1,79	14,16	Vérifiée	30 x 30
11 ^{ème} étages	393,87	900	4,38	14,16	Vérifiée	30 x 30
10 ^{ème} étages	626,30	1225	5,11	14,16	Vérifiée	35 x 35
9 ^{ème} étages	858,72	1225	7,01	14,16	Vérifiée	35 x 35
8 ^{ème} étages	1091,14	1225	8,91	14,16	Vérifiée	35 x 35
7 ^{ème} étages	1323,56	1600	8,27	14,16	Vérifiée	40 x 40
6 ^{ème} étages	1555,98	1600	9,72	14,16	Vérifiée	40 x 40
5 ^{ème} étages	1788,40	1600	11,18	14,16	Vérifiée	40 x 40
4 ^{ème} étages	2020,82	2025	9,98	14,16	Vérifiée	45 x 45
3 ^{ème} étages	2253,24	2025	11,13	14,16	Vérifiée	45 x 45
2 ^{ème} étages	2485,66	2025	12,27	14,16	Vérifiée	45 x 45
1 ^{er} étages	2718,08	2500	10,87	14,16	Vérifiée	50 x 50
R.D.C	2961,03	2500	11,84	14,16	Vérifiée	50 x 50
Sous-sol	3227,82	2500	12,91	14,16	Vérifiée	50 x 50

Tableau II.10 : Vérification des poteaux a l'ELS (poteau central)

Étages	Ns (KN)	B(cm ²)	Ns / 1.15B	σ_{bc} (MPa)	Vérification	Le choix
12 ^{ème} étages	117,38	900	1,13	15,00	Vérifiée	30 x 30
11 ^{ème} étages	286,22	900	2,77	15,00	Vérifiée	30 x 30
10 ^{ème} étages	455,06	1225	3,23	15,00	Vérifiée	35 x 35
9 ^{ème} étages	623,90	1225	4,43	15,00	Vérifiée	35 x 35
8 ^{ème} étages	792,74	1225	5,63	15,00	Vérifiée	35 x 35
7 ^{ème} étages	961,58	1600	5,23	15,00	Vérifiée	40 x 40
6 ^{ème} étages	1130,42	1600	6,14	15,00	Vérifiée	40 x 40
5 ^{ème} étages	1299,26	1600	7,06	15,00	Vérifiée	40 x 40
4 ^{ème} étages	1468,10	2025	6,30	15,00	Vérifiée	45 x 45
3 ^{ème} étages	1636,94	2025	7,03	15,00	Vérifiée	45 x 45
2 ^{ème} étages	1805,78	2025	7,75	15,00	Vérifiée	45 x 45
1 ^{er} étages	1974,62	2500	6,87	15,00	Vérifiée	50 x 50
R.D.C	2151,26	2500	7,48	15,00	Vérifiée	50 x 50
Sous-sol	2343,34	2500	8,15	15,00	Vérifiée	50 x 50

II.6.e. Poteau de rive :

II.6.e.i. Surface d'influence :

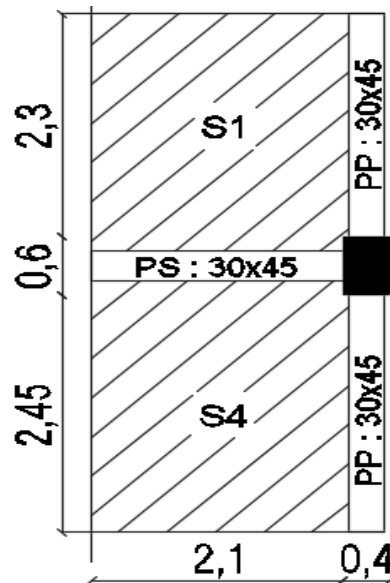


Figure II.8 : Surface d'influence du poteau de rive.

$$S_1 = 4.83\text{m}^2$$

$$S_4 = 5.14\text{m}^2$$

$$S_T = 9.97\text{m}^2$$

II.6.e.ii. Descente de charge :

- **Charge permanente revenant à chaque plancher :**

- Plancher terrasse inaccessible :5.53 KN/m²

- Plancher étage courant :4.49 KN/m²

- **Charge d'exploitation revenant à chaque plancher :**

- Plancher terrasse inaccessible :1 KN/m²

- Plancher étage courant :1.5 KN/m²

- Plancher rez-de-chaussée :2.5 KN/m²

- **Poids revenant à chaque plancher :**

- Plancher terrasse inaccessible :55.13 KN

- Plancher étage courant :44.76 KN

- **Surcharge d'exploitation :**

- Plancher terrasse inaccessible :9.97 KN

- Plancher étage courant :14.95 KN

- Plancher rez-de-chaussée :24.92 KN

- **Poids propre revenant à chaque poutre :**

- Poutres :(0.3x0.45x25x6.85)=23.11 KN

- **Poids propre du poteau :**

- Poteau du plancher sous-sol :(0.4x0.6x25x3.75)=22.5 KN

- Poteau du plancher rez-de-chaussée :(0.4x0.6x25x4.5)=27 KN

- Poteau de plancher étage courant :(0.4x0.6x25x3.2)=19.2 KN

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau II.11 : Charge et surcharge de chaque étage (poteau de rive).

Étages	Désignation des éléments	G(KN)	Q(KN)
11ème étages	Plancher étage courant	44.76	14.95
	Poids des poutres	23.11	
	Poids du poteau	19.2	
	Total	87.07	
10ème étages		87.07	14.95
9ème étages		87.07	14.95
8ème étages		87.07	14.95
7ème étages		87.07	14.95
6ème étages		87.07	14.95
5ème étages		87.07	14.95
4ème étages		87.07	14.95
3ème étages		87.07	14.95
2ème étages		87.07	14.95
1er étages		87.07	14.95
R.D.C	Plancher étage courant	44.76	14.95
	Poids des poutres	23.11	
	Poids du poteau	27	
	Total	94.87	
Sous-sol	Plancher étage courant	44.76	24.92
	Poids des poutres	23.11	
	Poids du poteau	22.5	
	Total	90.37	
	Total	1143.01	204.32

Tableau II.12 : Choix des sections des poteaux (poteau de rive).

Étages	Ng (KN)	Nq (KN)	Nu (KN)	Br (cm ²)	a=b	RPA	Le choix
11ème étages	87,07	14,95	139,97	31,77	7,64	30 x 30	30 x 30
10ème étages	174,14	29,90	279,94	63,55	9,97	30 x 30	35 x 35
9ème étages	261,21	44,85	419,91	95,32	11,76	30 x 30	35 x 35
8ème étages	348,28	59,80	559,88	127,09	13,27	30 x 30	35 x 35
7ème étages	435,35	74,75	699,85	158,87	14,60	30 x 30	40 x 40
6ème étages	522,42	89,70	839,82	190,64	15,81	30 x 30	40 x 40
5ème étages	609,49	104,65	979,79	222,41	16,91	30 x 30	40 x 40
4ème étages	696,56	119,60	1119,76	254,18	17,94	30 x 30	45 x 45
3ème étages	783,63	134,55	1259,73	285,96	18,91	30 x 30	45 x 45
2ème étages	870,70	149,50	1399,70	317,73	19,83	30 x 30	45 x 45
1er étages	957,77	164,45	1539,66	349,50	20,70	30 x 30	50 x 50
R.D.C	1052,64	179,40	1690,16	383,67	21,59	30 x 30	50 x 50
Sous-sol	1143,01	204,32	1849,54	419,85	22,49	30 x 30	50 x 50

Tableau II.13 : Vérification de critère de résistance (poteau de rive).

Étages	Nu (KN)	B(cm ²)	Nu / B	f _{bu} (MPa)	Vérification	Le choix
11ème étages	139,97	900	1,56	14,16	Vérifiée	30 x 30
10ème étages	279,94	1225	2,29	14,16	Vérifiée	35 x 35
9ème étages	419,91	1225	3,43	14,16	Vérifiée	35 x 35
8ème étages	559,88	1225	4,57	14,16	Vérifiée	35 x 35
7ème étages	699,85	1600	4,37	14,16	Vérifiée	40 x 40
6ème étages	839,82	1600	5,25	14,16	Vérifiée	40 x 40
5ème étages	979,79	1600	6,12	14,16	Vérifiée	40 x 40
4ème étages	1119,76	2025	5,53	14,16	Vérifiée	45 x 45
3ème étages	1259,73	2025	6,22	14,16	Vérifiée	45 x 45
2ème étages	1399,70	2025	6,91	14,16	Vérifiée	45 x 45
1er étages	1539,66	2500	6,16	14,16	Vérifiée	50 x 50
R.D.C	1690,16	2500	6,76	14,16	Vérifiée	50 x 50
Sous-sol	1849,54	2500	7,40	14,16	Vérifiée	50 x 50

Tableau II.14 : Vérification des poteaux a l'ELS (poteau de rive).

Étages	Ns (KN)	B(cm2)	Ns / 1.15B	σ_{bc} (MPa)	Vérification	Le choix
11ème étages	102,02	900	0,99	15,00	Vérifiée	30 x 30
10ème étages	204,04	1225	1,45	15,00	Vérifiée	35 x 35
9ème étages	306,06	1225	2,17	15,00	Vérifiée	35 x 35
8ème étages	408,08	1225	2,90	15,00	Vérifiée	35 x 35
7ème étages	510,10	1600	2,77	15,00	Vérifiée	40 x 40
6ème étages	612,12	1600	3,33	15,00	Vérifiée	40 x 40
5ème étages	714,14	1600	3,88	15,00	Vérifiée	40 x 40
4ème étages	816,16	2025	3,50	15,00	Vérifiée	45 x 45
3ème étages	918,18	2025	3,94	15,00	Vérifiée	45 x 45
2ème étages	1020,20	2025	4,38	15,00	Vérifiée	45 x 45
1er étages	1122,22	2500	3,90	15,00	Vérifiée	50 x 50
R.D.C	1232,04	2500	4,29	15,00	Vérifiée	50 x 50
Sous-sol	1347,33	2500	4,69	15,00	Vérifiée	50 x 50

II.6.f. Poteau d'angle :

II.6.f.i. Surface d'influence :

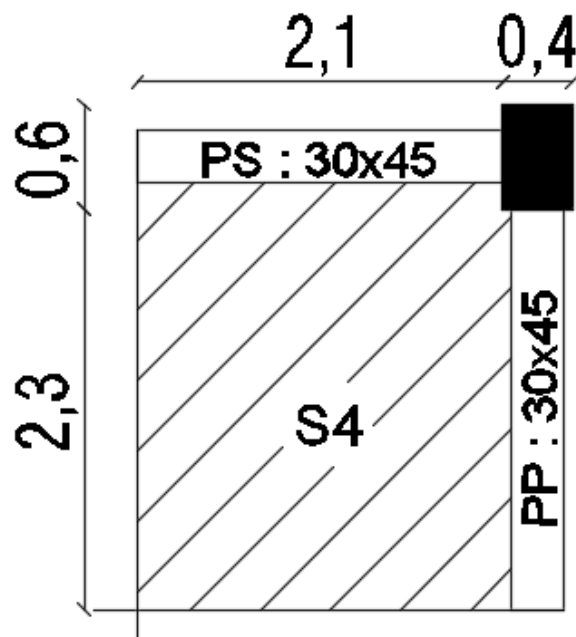


Figure II.9 : Surface d'influence du poteau d'angle.

$$S_4 = 4.83\text{m}^2$$

$$S_T = 4.83\text{m}^2$$

II.6.f.ii. Descente de charge :

- **Charge permanente revenant à chaque plancher :**

- Plancher terrasse inaccessible :5.53 KN/m²
- Plancher étage courant :4.49 KN/m²

- **Charge d'exploitation revenant à chaque plancher :**

- Plancher terrasse inaccessible :1 KN/m²
- Plancher étage courant :1.5 KN/m²
- Plancher rez-de-chaussée :2.5 KN/m²

- **Poids revenant à chaque plancher :**

- Plancher terrasse inaccessible :26.70 KN
- Plancher étage courant :21.68 KN

- **Surcharge d'exploitation :**

- Plancher terrasse inaccessible :4.83 KN
- Plancher étage courant :7.24 KN
- Plancher rez-de-chaussée :12.07 KN

- **Poids propre revenant à chaque poutre :**

- Poutres :(0.3x0.45x25x4.40)=14.85 KN

- **Poids propre du poteau :**

- Poteau du plancher sous-sol :(0.4x0.6x25x3.75)=22.5 KN
- Poteau du plancher rez-de-chaussée :(0.4x0.6x25x4.5)=27 KN
- Poteau de plancher étage courant :(0.4x0.6x25x3.2)=19.2 KN

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau II.15 : Charge et surcharge de chaque étage (poteau d'angle).

Étages	Désignation des éléments	G(KN)	Q(KN)
11ème étages	Plancher étage courant	21.68	7.24
	Poids des poutres	14.85	
	Poids du poteau	19.2	
	Total	55.73	
10ème étages		55.73	7.24
9ème étages		55.73	7.24
8ème étages		55.73	7.24
7ème étages		55.73	7.24
6ème étages		55.73	7.24
5ème étages		55.73	7.24
4ème étages		55.73	7.24
3ème étages		55.73	7.24
2ème étages		55.73	7.24
1er étages		55.73	7.24
R.D.C	Plancher étage courant	21.68	7.24
	Poids des poutres	14.85	
	Poids du poteau	27	
	Total	63.53	
Sous-sol	Plancher étage courant	21.68	12.07
	Poids des poutres	14.85	
	Poids du poteau	22.5	
	Total	59.03	
	Total	735.59	98.95

Tableau II.16 : Choix des sections des poteaux (poteau d'angle).

Étages	Ng (KN)	Nq (KN)	Nu (KN)	Br (cm ²)	a=b	RPA	Le choix
11ème étages	55,73	7,24	86,10	19,54	6,42	30 x 30	30 x 30
10ème étages	111,46	14,48	172,19	39,09	8,25	30 x 30	35 x 35
9ème étages	167,19	21,72	258,29	58,63	9,66	30 x 30	35 x 35
8ème étages	222,92	28,96	344,38	78,17	10,84	30 x 30	35 x 35
7ème étages	278,65	36,2	430,48	97,72	11,89	30 x 30	40 x 40
6ème étages	334,38	43,44	516,57	117,26	12,83	30 x 30	40 x 40
5ème étages	390,11	50,68	602,67	136,81	13,70	30 x 30	40 x 40
4ème étages	445,84	57,92	688,76	156,35	14,50	30 x 30	45 x 45
3ème étages	501,57	65,16	774,86	175,89	15,26	30 x 30	45 x 45
2ème étages	557,3	72,4	860,96	195,44	15,98	30 x 30	45 x 45
1er étages	613,03	79,64	947,05	214,98	16,66	30 x 30	50 x 50
R.D.C	676,56	86,88	1043,68	236,91	17,39	30 x 30	50 x 50
Sous-sol	735,59	98,95	1141,47	259,11	18,10	30 x 30	50 x 50

Tableau II.17 : Vérification de critère de résistance (poteau d'angle).

Étages	Nu (KN)	B(cm ²)	Nu / B	f _{bu} (MPa)	Vérification	Le choix
11ème étages	86,10	900	0,96	14,16	Vérifiée	30 x 30
10ème étages	172,19	1225	1,41	14,16	Vérifiée	35 x 35
9ème étages	258,29	1225	2,11	14,16	Vérifiée	35 x 35
8ème étages	344,38	1225	2,81	14,16	Vérifiée	35 x 35
7ème étages	430,48	1600	2,69	14,16	Vérifiée	40 x 40
6ème étages	516,57	1600	3,23	14,16	Vérifiée	40 x 40
5ème étages	602,67	1600	3,77	14,16	Vérifiée	40 x 40
4ème étages	688,76	2025	3,40	14,16	Vérifiée	45 x 45
3ème étages	774,86	2025	3,83	14,16	Vérifiée	45 x 45
2ème étages	860,96	2025	4,25	14,16	Vérifiée	45 x 45
1er étages	947,05	2500	3,79	14,16	Vérifiée	50 x 50
R.D.C	1043,68	2500	4,17	14,16	Vérifiée	50 x 50
Sous-sol	1141,47	2500	4,57	14,16	Vérifiée	50 x 50

Tableau II.18 : Vérification des poteaux a l'ELS (poteau d'angle).

Étages	Ns (KN)	B(cm2)	Ns / 1.15B	σ_{bc} (MPa)	Vérification	Le choix
11ème étages	62,97	900	0,61	15,00	Vérifiée	30 x 30
10ème étages	125,94	1225	0,89	15,00	Vérifiée	35 x 35
9ème étages	188,91	1225	1,34	15,00	Vérifiée	35 x 35
8ème étages	251,88	1225	1,79	15,00	Vérifiée	35 x 35
7ème étages	314,85	1600	1,71	15,00	Vérifiée	40 x 40
6ème étages	377,82	1600	2,05	15,00	Vérifiée	40 x 40
5ème étages	440,79	1600	2,40	15,00	Vérifiée	40 x 40
4ème étages	503,76	2025	2,16	15,00	Vérifiée	45 x 45
3ème étages	566,73	2025	2,43	15,00	Vérifiée	45 x 45
2ème étages	629,70	2025	2,70	15,00	Vérifiée	45 x 45
1er étages	692,67	2500	2,41	15,00	Vérifiée	50 x 50
R.D.C	763,44	2500	2,66	15,00	Vérifiée	50 x 50
Sous-sol	834,54	2500	2,90	15,00	Vérifiée	50 x 50

II.7. Conclusion :

Tableau récapitulatif des résultats de prédimensionnement :

Tableau II.19 : Dimensions des éléments porteurs.

Étages	Section de tous les poteaux	Section de toute les poutres	Epaisseur des voiles
11ème-12ème étage	30 x30	30 x 45	20
8ème-10ème étage	35 x 35	30 x 45	20
5ème-7ème étage	40 x40	30 x 45	20
2ème-4ème étage	45 x45	30 x 45	20
SS-RDC-1er étage	50 x50	30 x 45	20

CHAPITRE III.ETUDE SISMIQUE

III.1. Introduction :

Vu l'activité sismique de nord d'Algérie, les constructions doivent être conçus de manière adéquate pour résister aux secousses sismiques pour éviter la perte des vies humaines et minimiser les dégâts matériels, en respectant les recommandations du règlement parasismique Algérien (RPA99/version2003).

III.2. Méthodes de calcul :

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) le calcul des forces Sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- Par la méthode statique équivalente.
- Par la méthode d'analyse modale spectrale.
- Par la méthode d'analyse dynamique par accélerogramme.

III.2.a. Méthode statique équivalente :

Dans cette méthode les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets considérés équivalents à ceux de l'action sismique. Cette méthode est utilisable sous certaines conditions (4.1.2 du RPA 99/2003)

- **Calcul de la force sismique totale :**

La force sismique V ; appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule [1] :

$$V_{st} = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W$$

Avec :

- A : coefficient d'accélération de zone, il dépend de la zone sismique et de groupe d'usage du bâtiment [1] :
- Groupe d'usage : groupe 1B [1]
- Zone sismique : zone III [1]
- $A = 0.30$

- R : coefficient de comportement global de la structure, il est en fonction du système de contreventement dans notre cas on suppose que :

➤ $R = 3.5$

- Q : facteur de qualité, le facteur de qualité est en fonction de [1] :
 - La redondance et la géométrie des éléments qui constitue la structure.
 - La régularité en plan et en élévation.
 - La qualité des matériaux et du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q=1+\Sigma Pq$ [1]

Pq : est la pénalité à retenir selon le critère de qualité q est satisfait ou non.

Tableau III.1 : Valeurs des pénalités Pq.

Critère q	Observée	Pq /xx	Observée	Pq /yy
Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
Contrôle de qualité des matériaux	Non	0.05	Non	0.05
Contrôles de qualité des d'exécution	Non	0.1	Non	0.1

➤ $Q/xx = 1+(0.05+0+0.05+0.05+0.05+0.1) = 1.30$

➤ $Q/yy = 1+(0.05+0+0.05+0.05+0.05+0.1) = 1.30$

- W : poids total de la structure.

$\sum_{i=L}^n W_i(IV - 2)$ avec $W_i = W_{Gi} + \beta * W_{Qi}$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation [1].

Tableau III.2 : Valeurs du coefficient de pondération β [1].

Cas	Type d'ouvrage	β
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0.20
2	Bâtiments recevant du public temporairement : Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions Avec places debout.	0.3
	Salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec Places assises	0.4
3	Entrepôts, hangars	0.50
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés	1.00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0.60

Notre projet est de la deuxième catégorie donc un coefficient de pondération de 0.3.

- **Différent poids d'étages :**

Le tableau suivant résume le poids des différents niveaux :

Tableau III.3 : Différents poids d'étages.

Niveau	Poids du plancher (KG)	Cumule des poids (KG)
12ème étage	145693,08	145693,08
11ème étage	465192,48	610885,56
10ème étage	465493,72	1076379,28
09ème étage	486012,31	1562391,59
08ème étage	486313,48	2048705,07
07ème étage	486324	2535029,07
06ème étage	486625,24	3021654,31
05ème étage	520178,52	3541832,83
04ème étage	520178,52	4062011,35
03ème étage	520178,52	4582189,87
02ème étage	520178,52	5102368,39
01er étage	549634,58	5652002,97
R.D.C	691886,58	6343889,55

➤ $W = \sum W_i = 63438.89 \text{ KN}$

- D : facteur d'amplification dynamique moyen, il est en fonction de la période fondamentale de la structure (T), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement [1].

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

- T_2 : Période caractéristique du site d'implantation du bâtiment
- Le sol en place est de moyenne qualité, plastique et de compacité moyenne (D'après le rapport de sol).
- Donc du RPA99/version2003 (Tableau3-2) de classification des sites ; on trouve que ces caractéristiques correspondent à un site de catégorie S3 donc on aura :

❖ $T_1 = 0.15 \text{ S}$

❖ $T_2 = 0.50 \text{ S}$

▪ **Calcul de la période fondamentale de la structure :**

Le facteur de correction d'amortissement η est donné par :

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

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages

On prend : $\xi = 7\%$

Donc $\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} = 0,88 > 0,7$

$$T_c = C_T h_n^{3/4}$$

- h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.
- C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage.

Tableau III.4 : Les valeurs du coefficient C_T [1].

Cas N°	Système de contreventement	C_T
01	Portique auto stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie.	0.075
02	Portiques auto stables en acier sans remplissage en maçonnerie	0.085
03	Portiques auto stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie.	0.050
04	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie.	0.050

$$C_T = 0.050$$

$$T = 0.050 * (42.90)^{3/4} = 0.838s$$

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

$$T_{XY} = \frac{0.09 * h_n}{\sqrt{L_{XY}}}$$

L : Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$$L_x = 34.30m, L_y = 17.10m$$

$$\begin{cases} T_x = 0.65s \\ T_y = 0.93s \end{cases}$$

$$T_x = \min(T_x; T_c) = 0.66s$$

$$T_y = \min(T_y; T_c) = 0.84s$$

Remarque : la période de vibration ne doit pas dépasser 130 % de la période calculée par la formule empirique

$$\Rightarrow \begin{cases} 1.3T_x = 0.85s \\ 1.3T_y = 1.09s \end{cases}$$

$$D = 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \quad \text{Car } 0.5 \leq T \leq 3.0 s$$

$$\begin{cases} D_x = 1.834 \\ D_y = 1.562 \end{cases}$$

La force sismique totale à la base de la structure est : $V_{st} = \frac{A * D * Q}{R} \times W$

$$V_{stx} = \frac{0.30 * 1.834 * 1.30}{3.5} * W = 0.204 * W \text{ KN}$$

$$V_{sty} = \frac{0.30 * 1.562 * 1.30}{3.5} * W = 0.174 * W \text{ KN}$$

III.2.b. Méthode dynamique modale spectrale :

L'analyse dynamique se prête probablement mieux à une interprétation réaliste du comportement d'un bâtiment soumis à des charges sismiques que le calcul statique prescrit

par les codes. Elle servira surtout au calcul des structures dont la configuration est complexe ou non courante et pour lesquelles la méthode statique équivalente reste insuffisante ou inacceptable ou autre non-conforme aux conditions exigées par le RPA99/version2003 pour un calcul statique équivalent.

Pour les structures symétriques, il faut envisager l'effet des charges sismiques séparément suivant les deux axes de symétrie, pour les cas non symétriques l'étude doit être menée pour les deux axes principaux séparément.

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul suivant :

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

III.3. Modélisation de la structure a l'aide du logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2020 :

Le logiciel Autodesk ROBOT propose aux ingénieurs structures des fonctionnalités de simulation et d'analyse structurelle évoluées pour des structures vastes et complexes de la construction. Ce logiciel est un logiciel interactif basé sur la méthode des éléments finis. Il est utilisé dans les calculs scientifiques et les problèmes d'ingénierie parce qu'il permet de résoudre des problèmes numériques complexes en moins de temps requis par rapport les calculs manuelles courants, et ce grâce à une multitude de fonctions intégrées et à plusieurs options de calcul testés et regroupés selon usage dans ce logiciel.

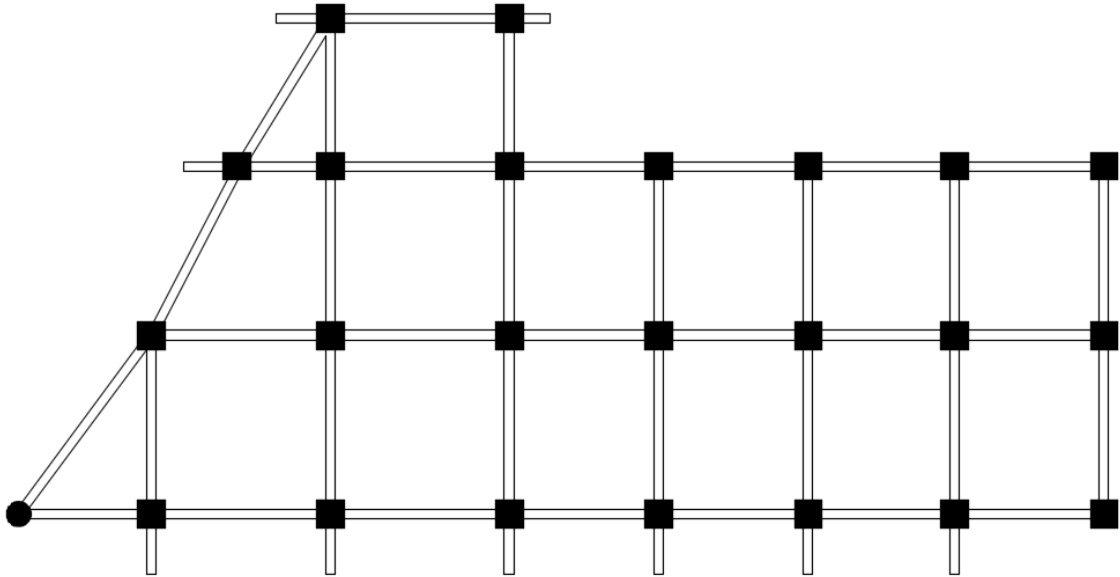
III.4. Disposition des voiles de contreventement :**III.4.a. Modèle initial :**

Figure III.1 : Modelé initial sans voiles.

III.5. Interprétation des résultats de l'étude dynamique :**III.5.a. Périodes de vibration et taux de participation des masses modales :**

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99-2003 doit être supérieur à 90%, le tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode [1] :

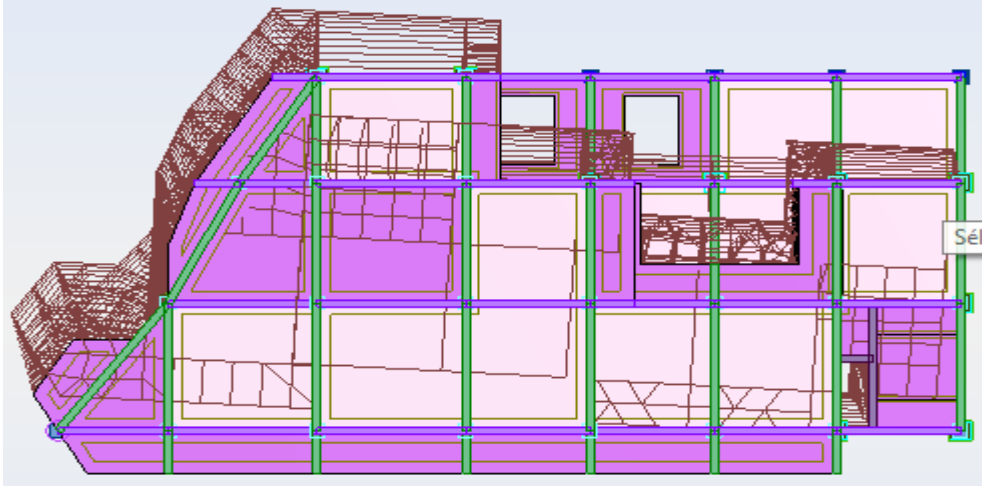
Ces résultats montrent que :

- Le premier mode est un mode de translation selon la direction Y avec un taux de participation massique de 65.99% dans cette direction.
- Le deuxième mode est un mode de translation selon la direction X avec un taux de participation massique de 46.64% dans cette direction.
- Le troisième mode est un mode de rotation.

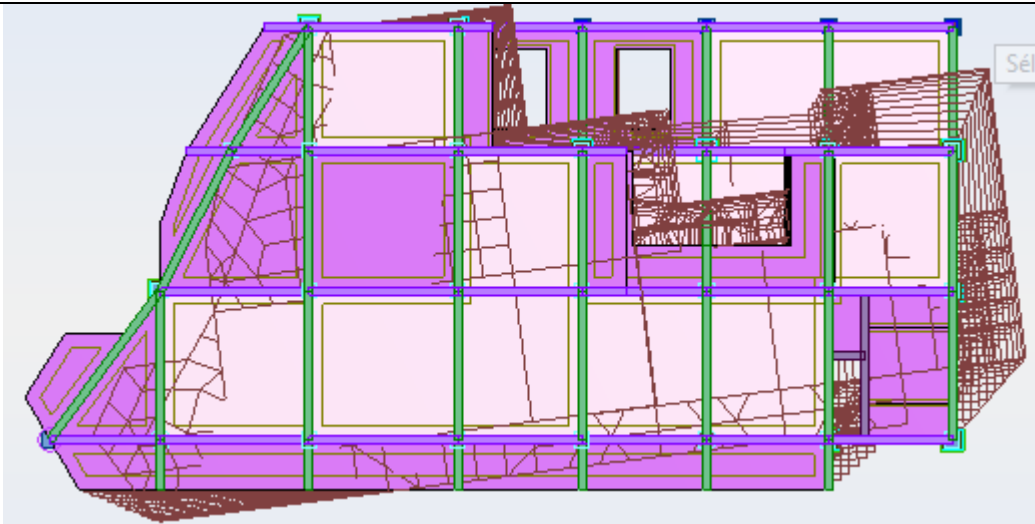
Tableau III.5 : périodes et facteurs de participation massique du modèle initial.

Cas/Mode	Période [sec]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
1	1.54	3.70	65.99	3.70	65.99	5516722.44	5516722.44
2	1.36	46.64	7.75	50.34	73.74	5516722.44	5516722.44
3	1.28	24.46	0.42	74.80	74.16	5516722.44	5516722.44
4	0.51	0.52	10.17	75.31	84.33	5516722.44	5516722.44
5	0.45	8.80	0.94	84.12	85.27	5516722.44	5516722.44
6	0.43	2.11	0.21	86.22	85.48	5516722.44	5516722.44
7	0.28	0.18	4.12	86.41	89.61	5516722.44	5516722.44
8	0.25	3.62	0.38	90.02	89.99	5516722.44	5516722.44
9	0.24	0.63	0.19	90.65	90.18	5516722.44	5516722.44
10	0.19	0.09	2.37	90.74	92.55	5516722.44	5516722.44
11	0.17	2.32	0.14	93.05	92.68	5516722.44	5516722.44
12	0.16	0.14	0.13	93.19	92.81	5516722.44	5516722.44
13	0.13	0.04	1.46	93.23	94.27	5516722.44	5516722.44
14	0.13	1.34	0.04	94.57	94.31	5516722.44	5516722.44
15	0.11	0.00	0.01	94.57	94.32	5516722.44	5516722.44

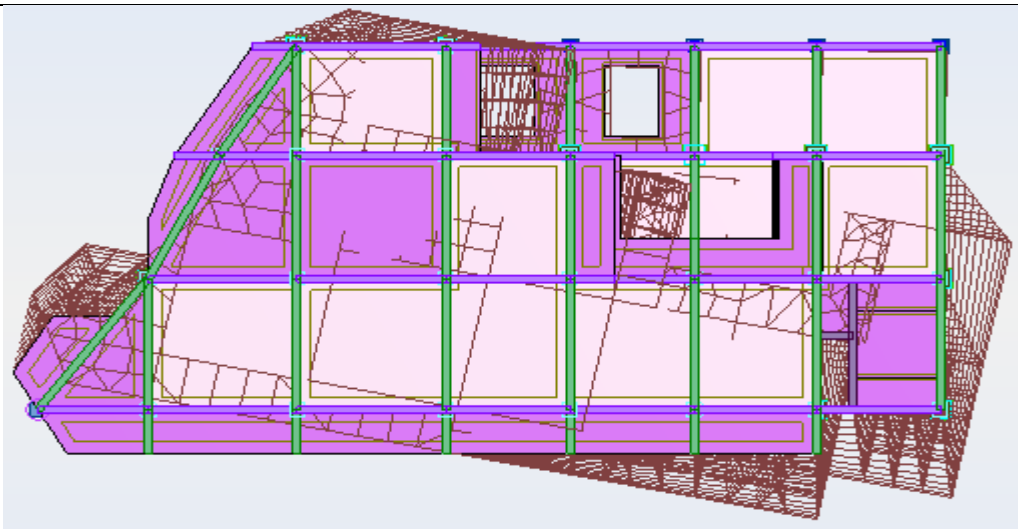
Tableau III.6 : modes de déformations.



1er mode de déformation : translation selon Y



2ème mode de déformation : translation selon X



3ème mode de déformation en rotation

III.5.b. Différents poids d'étages :

Le tableau suivant résume le poids des différents niveaux :

Tableau III.7 : Différents poids d'étages.

Niveau	Poids du plancher (KG)	Cumule des poids (KG)
12ème étage	123024.72	123024,72
11ème étage	400717.32	523742,04
10ème étage	400109.47	923851,51
09ème étage	421241.00	1345092,51
08ème étage	421241.00	1766333,51
07ème étage	421241.00	2187574,51
06ème étage	421853.92	2609428,43
05ème étage	455407.21	3064835,64
04ème étage	455407.21	3520242,85
03ème étage	455407.21	3975650,06
02ème étage	455407.21	4431057,27
01er étage	484863.27	4915920,54
R.D.C	600801.92	5516722,46

$$\text{➤ } W = \sum W_i = 55167.22 \text{ KN}$$

III.5.c. Vérification de la résultante des forces sismique [1] :

En se référant à ce que stipule l'article 4-3-6 du RPA99/version2003, la résultante des forces sismiques à la base V_{dy} , 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 .

Tableau III.8 : Vérifications de la résultante des forces sismiques.

Sens	V dynamique	0.8 x V statique	Observation
Sens X-X	6978.32	9003.29	Non vérifié
Sens Y-Y	6041.96	9599.09	Non vérifié

- Dans le sens X-X pour E_x il faut augmenter tous les paramètres de la réponse sismique de 1.29.

- Dans le sens Y-Y pour Ex il faut augmenter tous les paramètres de la réponse sismique de 1.58.

III.5.d. Vérification de l'interaction voiles-portiques [1] :

L'article (3-4-2) du RPA99/version2003 exige que pour les constructions à Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé, les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

Tableau III.9 : Vérification de l'interaction sous charges verticales.

Niveaux	Charges reprises en (KN)			Pourcentages repris (%)	
	Portiques	Voiles	Total	Portiques	Voiles
R.D.C	-61033,56	-0,02	-61033,58	100,00	0,00
ETAGE 1	-54523,88	674,46	-53849,42	101,25	-1,25
ETAGE 2	-49212,06	530,03	-48682,03	101,09	-1,09
ETAGE 3	-44189,11	530,03	-43659,08	101,21	-1,21
ETAGE 4	-39166,15	530,03	-38636,12	101,37	-1,37
ETAGE 5	-34143,20	530,03	-33613,17	101,58	-1,58
ETAGE 6	-29120,24	387,07	-28733,17	101,35	-1,35
ETAGE 7	-24410,05	387,07	-24022,98	101,61	-1,61
ETAGE 8	-19707,14	387,07	-19320,07	102,00	-2,00
ETAGE 9	-15004,23	387,07	-14617,16	102,65	-2,65
ETAGE 10	-10301,33	283,46	-10017,87	102,83	-2,83
ETAGE 11	-5805,65	283,46	-5522,19	105,13	-5,13
ETAGE 12	-1302,75	106,85	-1195,9	108,93	-8,93
TOTAL	-387919,35	5016,61	-382902,74	101,31	-1,31

III.5.e. Vérification de l'effort normal réduit [1] :

Il est exigé de faire la vérification à l'effort normal réduit pour éviter l'écrasement de la section du béton après modélisation et cela par la formule suivante :

$$N_{rd} = \frac{N}{B \times f_{c28}} \leq 0,3$$

Tel que :

N : L'effort normal maximal.

B : Section du poteau.

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression $f_{c28}=25\text{MPA}$

Tableau III.10 : Vérification de l'effort normal réduit.

Niveaux	La section adoptée (cm ²)			N (KN)	Nrd	Observation
	b (cm)	h (cm)	Aire (cm ²)			
RDC ; 1er	85	85	7225	6038.41	0.33	Non Vérifié
2ème ; 3ème ; 4ème ; 5ème	75	75	5625	4650.05	0.33	Non Vérifié
6ème ; 7ème ; 8ème ; 9ème	65	65	4225	2261.72	0.21	Vérifié
10ème ; 11ème ; 12ème ;	55	55	3025	746.92	0.099	Vérifié

III.5.f. Vérifications des déplacements [1] :

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_K = R \times \delta_{ek}$$

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

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K-1$ est égal à :

$$\Delta_k = \delta_K - \delta_{K-1}$$

Avec: $\Delta_k < 1\% \times h_e$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.11 : Vérification des déplacements relatifs au sens X-X.

Niveaux	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	h_k (cm)	Observation
RDC	0,69	2,40	0,00	2,40	450,00	Vérifié
ETAGE 1	1,57	5,50	2,40	3,10	320,00	Vérifié
ETAGE 2	2,63	9,20	5,50	3,70	320,00	Non Vérifié
ETAGE 3	3,69	12,90	9,20	3,70	320,00	Non Vérifié
ETAGE 4	4,71	16,50	12,90	3,60	320,00	Non Vérifié
ETAGE 5	5,69	19,90	16,50	3,40	320,00	Non Vérifié
ETAGE 6	6,63	23,20	19,90	3,30	320,00	Non Vérifié
ETAGE 7	7,49	26,20	23,20	3,00	320,00	Vérifié
ETAGE 8	8,23	28,80	26,20	2,60	320,00	Vérifié
ETAGE 9	8,89	31,10	28,80	2,30	320,00	Vérifié
ETAGE 10	9,40	32,90	31,10	1,80	320,00	Vérifié
ETAGE 11	9,77	34,20	32,90	1,30	320,00	Vérifié
ETAGE 12	9,83	34,40	34,20	0,20	320,00	Vérifié

Tableau III.12 : Vérification des déplacements relatifs au sens Y-Y.

Niveaux	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	h_k (cm)	Observation
RDC	0,71	2,50	0,00	2,50	450,00	Vérifié
ETAGE 1	1,74	6,10	2,50	3,60	320,00	Non Vérifié
ETAGE 2	2,94	10,30	6,10	4,20	320,00	Non Vérifié
ETAGE 3	4,20	14,70	10,30	4,40	320,00	Non Vérifié
ETAGE 4	5,43	19,00	14,70	4,30	320,00	Non Vérifié
ETAGE 5	6,60	23,10	19,00	4,10	320,00	Non Vérifié
ETAGE 6	7,63	26,70	23,10	3,60	320,00	Non Vérifié
ETAGE 7	8,37	29,30	26,70	2,60	320,00	Vérifié
ETAGE 8	9,31	32,60	29,30	3,30	320,00	Non Vérifié
ETAGE 9	10,11	35,40	32,60	2,80	320,00	Vérifié
ETAGE 10	10,69	37,40	35,40	2,00	320,00	Vérifié
ETAGE 11	11,17	39,10	37,40	1,70	320,00	Vérifié
ETAGE 12	11,49	40,20	39,10	1,10	320,00	Vérifié

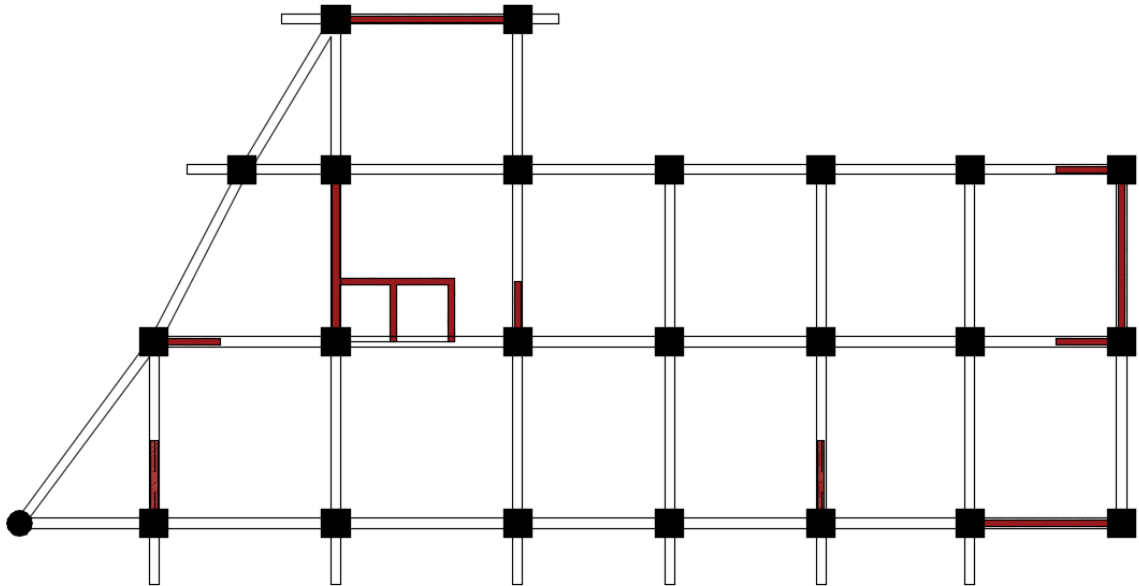
III.5.g. Modelé finale :

Figure III.2 : Modelé avec la disposition des voiles finale.

III.6. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique :**III.6.a. Périodes de vibration et taux de participation des masses modales :**

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99-2003 doit être supérieur à 90%, le tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode [1] :

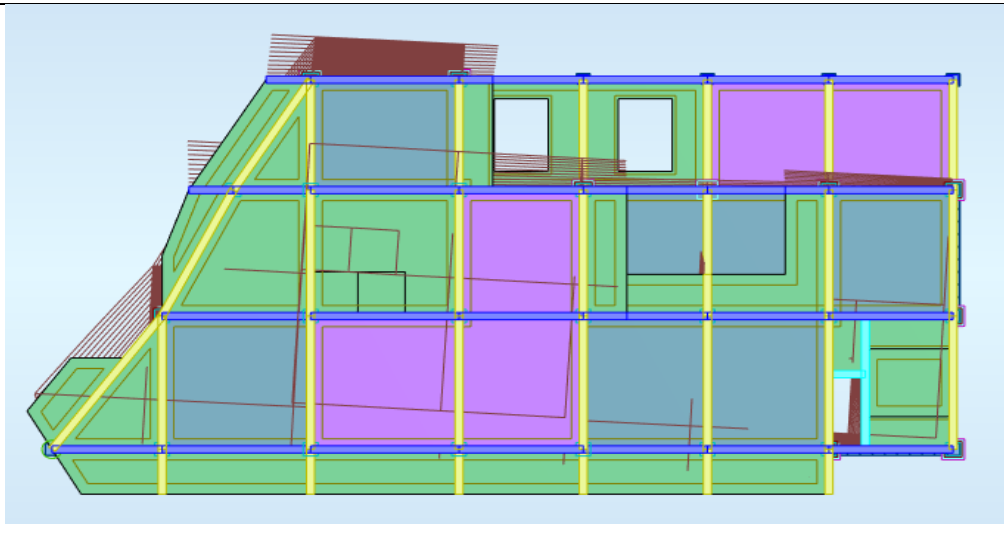
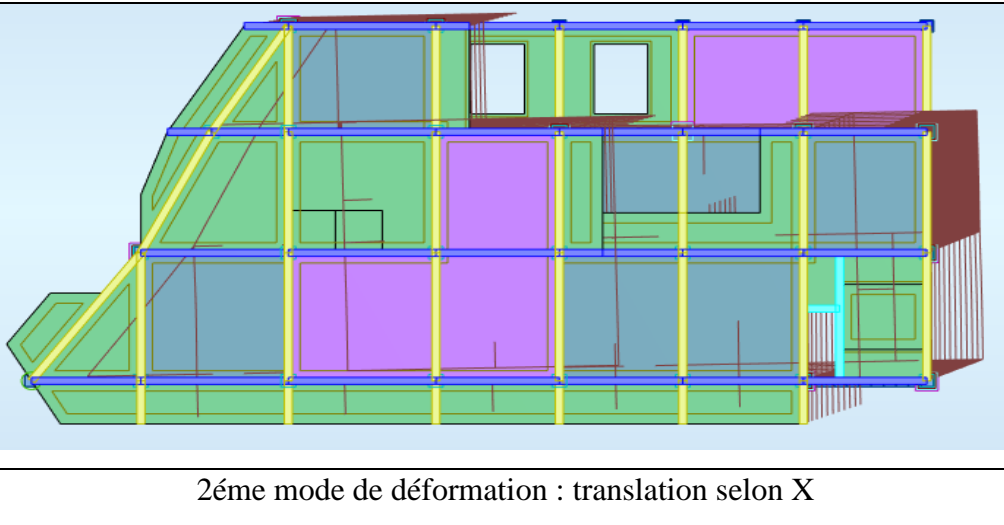

Ces résultats montrent que :

- Le premier mode est un mode de translation selon la direction Y avec un taux de participation massique de 55.60% dans cette direction.
- Le deuxième mode est un mode de translation selon la direction X avec un taux de participation massique de 61.38% dans cette direction.
- Le troisième mode est un mode de rotation.

Tableau III.13 : Périodes et facteurs de participation massique du modèle final.

Cas/Mode	Période [sec]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
1	0,87	2,94	55,6	2,94	55,6	6343889,57	6343889,57
2	0,81	61,38	4,9	64,32	60,5	6343889,57	6343889,57
3	0,61	2,87	6,54	67,19	67,04	6343889,57	6343889,57
4	0,24	0,36	14,48	67,55	81,52	6343889,57	6343889,57
5	0,22	16,64	0,65	84,19	82,18	6343889,57	6343889,57
6	0,15	0,74	2,72	84,93	84,89	6343889,57	6343889,57
7	0,11	0	5,38	84,93	90,27	6343889,57	6343889,57
8	0,11	5,68	0	90,61	90,27	6343889,57	6343889,57
9	0,09	0,82	0,44	91,42	90,71	6343889,57	6343889,57
10	0,08	0,04	0,02	91,46	90,73	6343889,57	6343889,57
11	0,07	0,28	0,28	91,74	91,01	6343889,57	6343889,57
12	0,07	0,72	1,61	92,46	92,61	6343889,57	6343889,57
13	0,07	0,02	0,22	92,48	92,83	6343889,57	6343889,57
14	0,07	0,27	0,06	92,74	92,89	6343889,57	6343889,57
15	0,07	0	0,52	92,74	93,41	6343889,57	6343889,57

Tableau III.14 : Modes de déformation.


<p>1er mode de déformation : translation selon Y</p>

<p>2ème mode de déformation : translation selon X</p>

<p>3ème mode de déformation en rotation</p>

III.6.b. Différents poids d'étages :

Le tableau suivant résume le poids des différents niveaux :

Tableau III.15 : Différents poids d'étages.

Niveau	Poids du plancher (KG)	Cumule des poids (KG)
12ème étage	145693,08	145693,08
11ème étage	465192,48	610885,56
10ème étage	465493,72	1076379,28
09ème étage	486012,31	1562391,59
08ème étage	486313,48	2048705,07
07ème étage	486324	2535029,07
06ème étage	486625,24	3021654,31
05ème étage	520178,52	3541832,83
04ème étage	520178,52	4062011,35
03ème étage	520178,52	4582189,87
02ème étage	520178,52	5102368,39
01er étage	549634,58	5652002,97
R.D.C	691886,58	6343889,55

➤ $W = \sum W_i = 63438.89 \text{ KN}$

III.6.c. Vérification de la résultante des forces sismique [1] :

En se référant à ce que stipule l'article 4-3-6 du RPA99/version2003, la résultante des forces sismiques à la base V_{dy} , 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 .

Tableau III.16 : Vérifications de la résultante des forces sismiques.

Sens	V dynamique	0.8 x V statique	Observation
Sens X-X	9658.79	10369.42	Non vérifié
Sens Y-Y	8762.7	8835.84	Non vérifié

- Dans le sens X-X pour E_x il faut augmenter tous les paramètres de la réponse sismique de 1.08.

- Dans le sens Y-Y pour Ex il faut augmenter tous les paramètres de la réponse sismique de 1.01.
- On obtient les résultats suivant après la majoration :

Tableau III.17 : Vérification de la résultante des forces sismiques.

Sens	V dynamique	0.8 x V statique	Observation
Sens X-X	10431.5	10369.42	Vérifié
Sens Y-Y	8850.33	8835.84	Vérifié

III.6.d. Vérification de l'interaction voiles-portiques [1] :

L'article (3-4-2) du RPA99/version2003 exige que pour les constructions à Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé, les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

Tableau III.18 : Vérification de l'interaction sous charges verticales.

Niveaux	Charges reprises en (KN)			Pourcentages repris (%)	
	Portiques	Voiles	Total	Portiques	Voiles
R.D.C	-68200,86	-26634,00	-94834,86	71,92	28,08
ETAGE 1	-60368,41	-23659,11	-84027,52	71,84	28,16
ETAGE 2	-52784,53	-23223,50	-76008,03	69,45	30,55
ETAGE 3	-46678,41	-21571,78	-68250,19	68,39	31,61
ETAGE 4	-41185,47	-19306,88	-60492,35	68,08	31,92
ETAGE 5	-35690,45	-17044,05	-52734,5	67,68	32,32
ETAGE 6	-29236,64	-15864,93	-45101,57	64,82	35,18
ETAGE 7	-24032,00	-13730,46	-37762,46	63,64	36,36
ETAGE 8	-19297,45	-11131,06	-30428,51	63,42	36,58
ETAGE 9	-14599,94	-8499,57	-23099,51	63,20	36,80
ETAGE 10	-9485,16	-6357,61	-15842,77	59,87	40,13
ETAGE 11	-5100,14	-3688,25	-8788,39	58,03	41,97
ETAGE 12	-1082,63	-847,61	-1930,24	56,09	43,91
TOTAL	-407742,09	-191558,81	-599300,9	68,04	31,96

On constate que les voiles reprennent 31.96% > 20% des sollicitations due aux charges verticales alors la condition est vérifiée, notre structure a un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton arméR = 3.5

III.6.e. Vérification de l’effort normal réduit [1] :

Il est exigé de faire la vérification à l’effort normal réduit pour éviter l’écrasement de la section du béton après modélisation et cela par la formule suivante :

$$N_{rd} = \frac{N}{B \times f_{c28}} \leq 0,3$$

Tel que :

N : L’effort normal maximal.

B : Section du poteau.

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression*f_{c28}*=25MPA

Tableau III.19 : Vérification de l’effort normal réduit.

Niveaux	La section adoptée (cm2)			N (KN)	Nrd	Observation
	b (cm)	h (cm)	Aire (cm2)			
RDC ; 1er	85	85	7225	4965.96	0.275	Vérifié
2ème ; 3ème ; 4ème ; 5ème	75	75	5625	4115.33	0.293	Vérifié
6ème ; 7ème ; 8ème ; 9ème	65	65	4225	2238.00	0.212	Vérifié
10ème ; 11ème ; 12ème ;	55	55	3025	826.93	0.109	Vérifié

III.6.f. Vérifications des déplacements [1] :

Le déplacement horizontal à chaque niveau *K* de la structure est calculé par :

$$\delta_K = R \times \delta_{ek}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces *Fi* (y compris l’effet de torsion).

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau *K* par rapport au niveau *K-1* est égal à :

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

Avec: $\Delta_k < 1\% \times h_e$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.20 : Vérification des déplacements relatifs au sens X-X.

Niveaux	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	h_k (cm)	Observation
RDC	0,23	0,80	0,00	0,80	450,00	Vérifié
ETAGE 1	0,51	1,80	0,80	1,00	320,00	Vérifié
ETAGE 2	0,89	3,10	1,80	1,30	320,00	Vérifié
ETAGE 3	1,34	4,70	3,10	1,60	320,00	Vérifié
ETAGE 4	1,83	6,40	4,70	1,70	320,00	Vérifié
ETAGE 5	2,34	8,20	6,40	1,80	320,00	Vérifié
ETAGE 6	2,86	10,00	8,20	1,80	320,00	Vérifié
ETAGE 7	3,37	11,80	10,00	1,80	320,00	Vérifié
ETAGE 8	3,91	13,70	11,80	1,90	320,00	Vérifié
ETAGE 9	4,43	15,50	13,70	1,80	320,00	Vérifié
ETAGE 10	4,91	17,20	15,50	1,70	320,00	Vérifié
ETAGE 11	5,37	18,80	17,20	1,60	320,00	Vérifié
ETAGE 12	5,54	19,40	18,80	0,60	320,00	Vérifié

Tableau III.21 : Vérification des déplacements relatifs au sens Y-Y.

Niveaux	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	h_k (cm)	Observation
RDC	0,23	0,80	0,00	0,80	450,00	Vérifié
ETAGE 1	0,54	1,90	0,80	1,10	320,00	Vérifié
ETAGE 2	0,94	3,30	1,90	1,40	320,00	Vérifié
ETAGE 3	1,40	4,90	3,30	1,60	320,00	Vérifié
ETAGE 4	1,91	6,70	4,90	1,80	320,00	Vérifié
ETAGE 5	2,43	8,50	6,70	1,80	320,00	Vérifié
ETAGE 6	2,89	10,10	8,50	1,60	320,00	Vérifié
ETAGE 7	3,26	11,40	10,10	1,30	320,00	Vérifié
ETAGE 8	3,83	13,40	11,40	2,00	320,00	Vérifié
ETAGE 9	4,40	15,40	13,40	2,00	320,00	Vérifié
ETAGE 10	4,94	17,30	15,40	1,90	320,00	Vérifié
ETAGE 11	5,40	18,90	17,30	1,60	320,00	Vérifié
ETAGE 12	5,94	20,80	18,90	1,90	320,00	Vérifié

III.6.g. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ [1] :

L'effet du 2^{ème} ordre ou effet (P- Δ) peut être négligé dans le cas des bâtiments, si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux.

$$\Delta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,1 \text{ Avec :}$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau

V_k : effort tranchant d'étage au niveau (k).

h_k : hauteur d'étage (k).

Δ_k : Déplacement relatif du niveau (k).

Tableau III.22 : Vérification des effets P- Δ sens X-X.

Niveaux	h_k (cm)	P_k	Δ_k (cm)	V_k	θ_k	Observation
RDC	450,0	63438,9	0,80	10431,52	0,011	Vérifié
ETAGE 1	320,0	56520,0	1,00	10221,68	0,017	Vérifié
ETAGE 2	320,0	51023,7	1,30	9882,47	0,021	Vérifié
ETAGE 3	320,0	45821,9	1,60	9439,65	0,024	Vérifié
ETAGE 4	320,0	40620,1	1,70	8901,51	0,024	Vérifié
ETAGE 5	320,0	35418,3	1,80	8272,12	0,024	Vérifié
ETAGE 6	320,0	30216,5	1,80	7570,24	0,022	Vérifié
ETAGE 7	320,0	25350,3	1,80	6812,89	0,021	Vérifié
ETAGE 8	320,0	20487,2	1,90	5950,83	0,020	Vérifié
ETAGE 9	320,0	15627,0	1,80	4949,94	0,018	Vérifié
ETAGE 10	320,0	10763,8	1,70	3772,14	0,015	Vérifié
ETAGE 11	320,0	6111,9	1,60	2353,82	0,013	Vérifié
ETAGE 12	320,0	1456,9	0,60	651,39	0,004	Vérifié

Tableau III.23 : Vérification des effets P- Δ sens Y-Y.

Niveaux	h_k (cm)	P_k	Δ_k (cm)	V_k	θ_k	Observation
RDC	450,0	63438,9	0,80	8850,33	0,013	Vérifié
ETAGE 1	320,0	56520,0	1,10	8666,33	0,022	Vérifié
ETAGE 2	320,0	51023,7	1,40	8370,5	0,027	Vérifié
ETAGE 3	320,0	45821,9	1,60	7993,49	0,029	Vérifié
ETAGE 4	320,0	40620,1	1,80	7538,89	0,030	Vérifié
ETAGE 5	320,0	35418,3	1,80	7004,32	0,028	Vérifié
ETAGE 6	320,0	30216,5	1,60	6410,13	0,024	Vérifié
ETAGE 7	320,0	25350,3	1,30	5773,67	0,018	Vérifié
ETAGE 8	320,0	20487,2	2,00	5047,1	0,025	Vérifié
ETAGE 9	320,0	15627,0	2,00	4199,95	0,023	Vérifié
ETAGE 10	320,0	10763,8	1,90	3210,22	0,020	Vérifié
ETAGE 11	320,0	6111,9	1,60	2026,11	0,015	Vérifié
ETAGE 12	320,0	1456,9	1,90	597,98	0,014	Vérifié

III.7. Conclusion :

L'étude dynamique nous a permis de constater une difficulté particulière dans le choix de la disposition des voiles, cette dernière était un véritable obstacle vu la non symétrie, les décrochements que présente la structure et les contraintes architecturales. Après plusieurs essais, La variante retenue a donné des résultats acceptables en termes de périodes, déplacements et efforts.

CHAPITRE IV.ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES :**IV.1. Introduction :**

Les éléments secondaires sont des éléments porteurs qui ne font pas partie du système de contreventement, c'est-à-dire des éléments structuraux n'apportant pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques.

Durant ce chapitre le calcul va concerner les éléments suivants :

- L'acrotère.
- Les escaliers.
- Les poutrelles.
- Les dalles pleines.

IV.2. Étude de l'acrotère :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi contre toute chute, il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre (G), à une surcharge horizontale due à la main courante (Q) et à une force sismique (F_p). Le calcul se fera en flexion composée au niveau de la section d'encastrement pour une bande de 1 mètre linéaire.

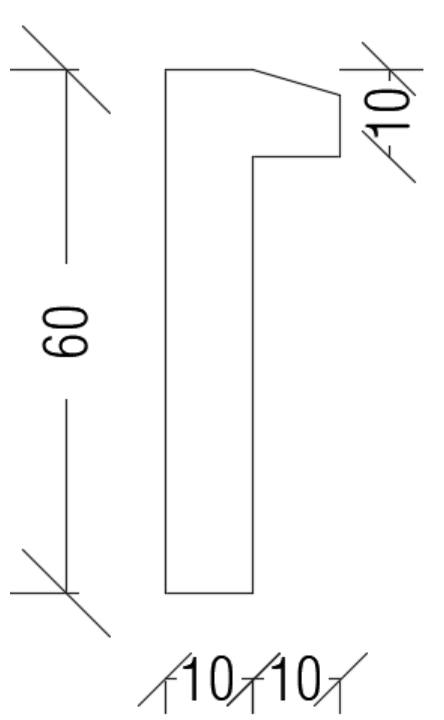


Figure IV.1 : Dimension de l'acrotère.

IV.2.a. Hypothèses de calcul :

- Le calcul se fera pour une bande de 1 mètre linéaire.
- La fissuration est considérée préjudiciable.
- L'acrotère sera calculé en flexion composée.

IV.2.b. Évaluation des charges et surcharges :**IV.2.b.i. Charges permanentes :**

Le poids propre de l'acrotère pour 1 ml est de $G_1 = \rho_b \times S$ avec :

- ρ_b : Le poids volumique du béton tel que $\rho_b = 25 \text{ KN/m}^3$
- S : la surface transversale totale.

$$S = (0.1 \times 0.60) + (0.07 \times 0.10) + 0.1 \times \frac{0.03}{2} = 0.069 \text{ m}^2$$

D'où le poids propre de l'acrotère : $G_1 = 25 \times 0.069 = 1.725 \text{ KN/m}$

Le poids des enduits en ciment ($e_p = 2\text{cm}$) :

$$G_2 = 0.02 \times 2 \times 0.6 \times 14 = 0.336 \text{ KN/m}$$

Le poids total de l'acrotère :

$$G = G_1 + G_2 = 1.725 + 0.336 = 2.061 \text{ KN/m}$$

IV.2.b.ii. Charge d'exploitation :

La charge d'exploitation de l'acrotère due à la main courante est :

$$Q = 1.0 \text{ KN/m}$$

L'action des forces horizontales Q_h (F_p) [1] :

D'après le RPA99 version 2003, les forces horizontales de calcul F_p agissant sur les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculées suivant la formule : $F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$ avec :

A : coefficient d'accélération de zone [$A = 0.3$].

C_p : Facteur de la force horizontale [$C_p = 0.8$].

W_p : Poids de l'acrotère [$W_p = 2.061 \text{ KN/m}$].

$$F_p = 4 \times 0.3 \times 0.8 \times 2.061 = 1.98 \text{ KN/m}$$

$$Q_h = \max(1.5Q ; F_p) = \max(1.5 ; 1.98) = 1.98 \text{ KN/m}$$

Donc pour une bande de 1m de largeur : $G = 2.061 \text{ KN/m}$; $Q_h = 1.98 \text{ KN/m}$

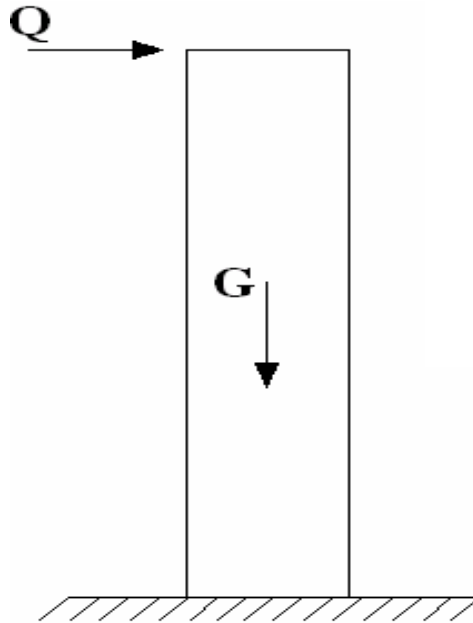


Figure IV.2 : Charges et surcharges agissent sur l'acrotère.

IV.2.b.iii. Calcul des sollicitations :

L'acrotère est soumis à :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU} \\ N_u = 1.35 \times G = 2.782 \text{ KN} \\ M_u = 1.5 \times Q_h \times h = 1.78 \text{ KN.m} \\ T_u = 1.5 \times Q_h = 2.97 \text{ KN} \end{array} \right\} ; \left\{ \begin{array}{l} \text{ELS} \\ N_s = G = 2.061 \text{ KN} \\ M_s = Q_h \times h = 1.19 \text{ KN.m} \\ T_s = Q_h = 1.98 \text{ KN} \end{array} \right\}$$

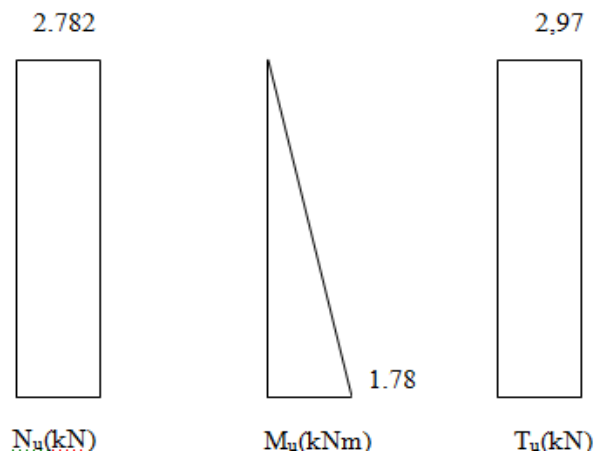


Figure IV.3 : Diagrammes des efforts à l'ELU.

IV.2.c. Ferrailage de l'acrotère :

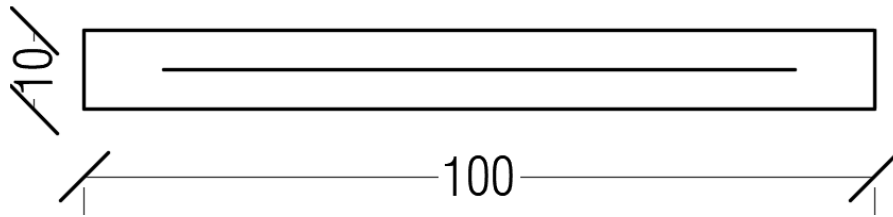


Figure IV.4 : Section calculée de l'acrotère.

- Calcul de l'excentricité :

$$\left. \begin{aligned} e_0 &= \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.78}{2.782} = 63.98 \text{ cm} \\ \frac{h}{2} - c' &= \frac{h}{2} - 2 = 3 \text{ cm} \end{aligned} \right\} e_0 > \frac{h}{2} - 2 \rightarrow \text{SPC}$$

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

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

- Calcul du moment fictif M_f :

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - 2 \right) = 1.78 + 2.78(0.3) = 2.614 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{2.614 \times 10^6}{1000 \times 90^2 \times 14.17} = 0.022 \quad \mu < \mu_R = 0.371$$

Donc $A'_s = 0$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.02$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha_u) = 8.93 \text{ cm}$$

$$A_{s \text{ réel}} = A'_{s \text{ fictif}}$$

$$A_{sf} = \frac{M_f}{Z \times \sigma_s} = \frac{2.614 \times 10^6}{89.3 \times 435} = 67.29 \text{ mm}^2$$

$$A_{s1} = A'_s \quad A_{s1} = 0 \text{ cm}^2$$

$$A_{s2} = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} \quad A_{s2} = 0.60 \text{ cm}^2$$

- **Versification de la section d'acier selon le BAEL91 modifié 99 [2] :**

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

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

$$A_s^{min} \geq \max(1; 0.86) = 1 \text{ cm}^2$$

Donc on opte finalement pour 5T8=1.41 cm² avec un espacement $S_t = 100/5=20\text{cm}$

- **Armatures de répartition :**

$$A_T \geq \frac{A_s}{4} \rightarrow A_T \geq 0.352 \text{ cm}^2$$

On choisit 4T8 = 1.13 cm² avec un espacement $S_t=55/3=18\text{cm}$

IV.2.d. Versification a l'ELS [2] :

- **Vérification des contraintes du béton :**

Soit « y » la distance du centre de gravité de la section homogène (par lequel passe l'axe neutre) a la fibre la plus comprimé, la section étant soumise à un moment M_{ser} , la contrainte à une distance « y » de l'axe neutre :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{calcul de } y : \frac{by^2}{2} + 15 \times (A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$\text{calcul de } I : I = \frac{by^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y) + A'_s \times (y - d)]$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.1 : Vérification de la contrainte du béton.

M_{ser} (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
1.19	2.41	15	Vérifié

• **Vérification des contraintes d’aciers :**

Soit « y » la distance du centre de gravité de la section homogène (par lequel passe l’axe neutre) a la fibre la plus comprimé, la section étant soumise à un moment Mser , la contrainte à une distance « y » de l’axe neutre :

$$\sigma_s = \frac{\eta \times M_{ser}}{I \times (d - y)} \leq \bar{\sigma}_s = 250 \text{ MPa}$$

$$\text{calcul de } y : \frac{by^2}{2} + 15 \times (A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$\text{calcul de } I : I = \frac{by^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y) + A'_s \times (y - d)]$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.2 : Vérification des contraintes des aciers.

Acier	$M_{ser} (KN.m)$	$\sigma_s (MPa)$	$\bar{\sigma}_s (MPa)$	Observation
Tendu	1.19	130	250	Vérifié
Comprimé	1.19	161	250	Vérifié

IV.2.e. Vérification de l’effort tranchant [2] :

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min(0.1f_{c28} ; 4MPa) = 2.5MPa$$

$$\tau_u = \frac{2.97 \times 10^3}{90 \times 10^3} = 0.033MPa \leq \bar{\tau}_u = 2.5MPa \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

NOTE : le plan de ferrailage de l’acrotère est présenté dans l’ANNEXE 02

IV.3. Étude des escaliers :

IV.3.a. Introduction :

Les escaliers sont des éléments constitués d’une succession de gradins, ils permettent le passage à pied entre différents niveaux du bâtiment, Notre bâtiment comporte un seul type d’escalier.

IV.3.b. 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 contre marche.

g : Largeur de la marche (giron).

L : Longueur horizontale de la paillasse.

H : Hauteur de volée.

e : épaisseur d'escalier.

α : d'inclinaison de la paillasse.

$n-1$: Nombre de contre marche.

n : Nombre de marche.

L_0 : Longueur projetée de la paillasse.

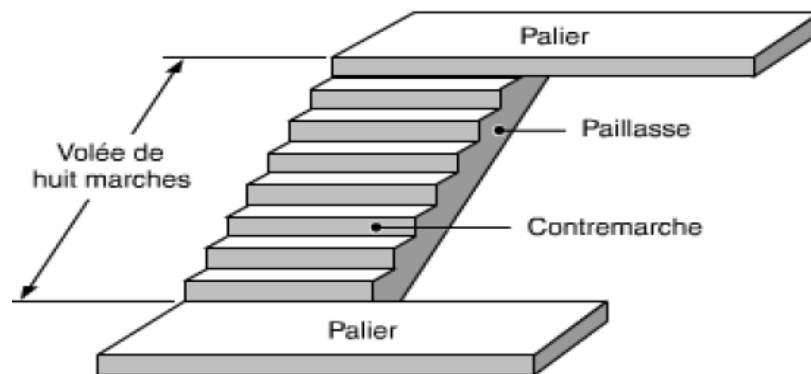


Figure IV.5 : Escaliers droites.

Afin de déterminer les dimensions des contres marches et des marches, on utilise la

formule de BLONDEL qui suit : $59\text{cm} \leq 2h+g \leq 65\text{cm}$; $g = \frac{L}{n-1}$ et $h = \frac{H}{n}$

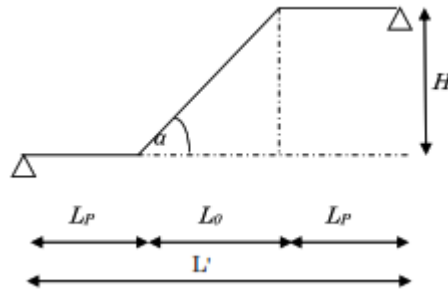


Figure IV.6 : Schéma statique.

IV.3.c. Evaluation des charges [3] :

IV.3.c.i. Palier :

- **Charges permanentes :**

Carrelage (e=2cm; ρ=22kN/m³).....0,44kN/m²

Mortier de pose (e=2cm ; ρ=20kN/m³).....0,40kN/m²

Lit de sable (e=3cm ; ρ=15kN/m³).....0,45kN/m²

Dalle pleine (e=15cm) 3,75kN/m²

Enduit en ciment (e=2cm ; ρ=18kN/m³).....0,36kN/m²

G_p=5,4kN/m²

- **Charges d'exploitation :**

Q_p=2.50kN/m²

IV.3.c.ii. Paillasse :

- **Charges permanentes :**

Poids propre de la paillasse ((25×0,15))/0,874,31 kN/m²

Carrelage (e=2cm ; ρ=22kN/m³).....0,44 kN/m²

Mortier de pose (e=2cm ; ρ=20kN/m³).....1 kN/m²

Poids propre de la marche ((22×17))/2..... 1,87 kN/m²

Garde-corps1,00 KN/m²

Enduit en ciment (e=2cm)0,36 KN/m²

$$G_v=8.98\text{KN/m}^2$$

- Charges d'exploitation :

$$Q_v=2.50\text{KN/m}^2$$

Tableau IV.3 : Charges a l'ELU et l'ELS.

	ELU	ELS
Palier	11.04 KN/m ²	7.9 KN/m ²
Volée	15.87 KN/m ²	11.48 KN/m ²

IV.3.d. Dimensionnement des escaliers :

H_{étage}=3,20m ; H=1,6m ; L₀=2,64m

$$\tan \alpha = \frac{H}{L_0} = \frac{1,6}{2,64} = 0,606 \rightarrow \alpha = 31,22^\circ$$

$$l = 1,2 + \frac{1,6}{\sin \alpha} \rightarrow l = 4,286\text{m}$$

- Condition de fléché [2] :

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \rightarrow \frac{428,6}{30} \leq e \leq \frac{428,6}{20} \rightarrow 14,28 \leq e \leq 21,43\text{cm}$$

On prend donc l'épaisseur e = 20cm.

- Calcul du nombre de contre marches en utilisant la formule de BLONDEL :

$$2h + g = 64\text{cm} \Rightarrow \frac{L}{n-1} + 2 \times \frac{H}{n} \approx 64$$

$$2H \times (n-1) + L_0 \times n \approx 64 \times n \times (n-1) \Rightarrow 0,64n^2 - (0,64 + 2h + L_0) \times n + 2H :$$

$$64n^2 - 648n + 320 = 0 ; \text{ Qui a pour solution : } n=10$$

Ce qui nous donne au final : n=10 ; n-1=9 ; h=17cm ; g=30cm.

IV.3.e. Calcul des sollicitations :

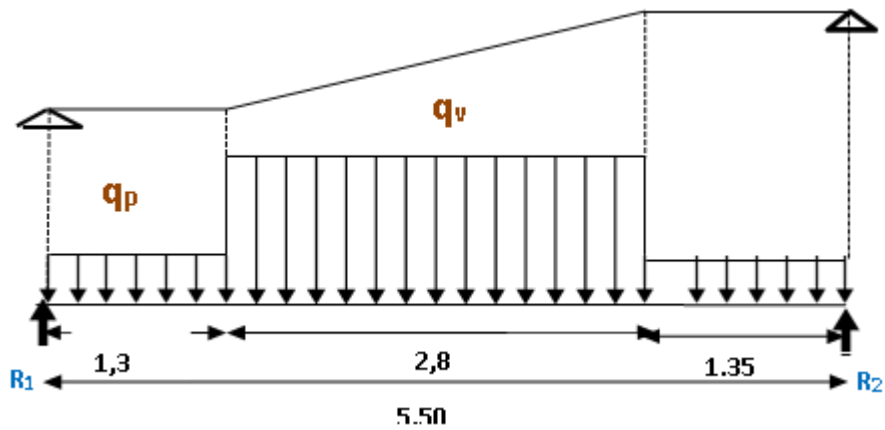


Figure IV.7 : Schéma statique.

IV.3.e.i. ELU :

- Réactions des appuis :

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (q_p \times 1,35) + (q_v \times 2,8) + (q_p \times 1,35)$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 73,76 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow R_A = 36,88 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow R_B = 36,88 \text{ KN}$$

- Effort tranchant et moment fléchissant :

$$0 \leq x \leq 1,35$$

$$T(x) = R_A - q_p x$$

$$M(x) = R_A x - q_p \frac{x^2}{2}$$

$$M(0) = 0 \text{ KN.m} \quad T(0) = 36,88 \text{ kn}$$

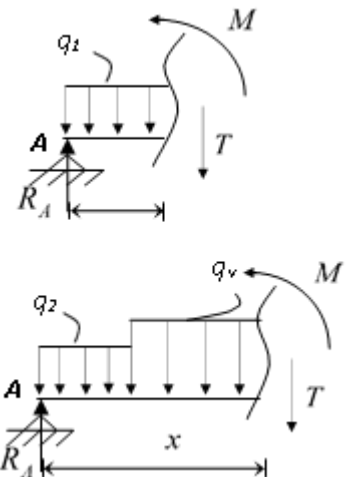
$$M(1,35) = 35,32 \text{ KN.m} \quad T(1,35) = 15,45 \text{ kn}$$

$$1,35 \leq x \leq 4,15$$

$$T(x) = R_A - 1,35q_p - q_v (x - 1,35)$$

$$M(x) = R_A x - 1,35q_p \left(x - \frac{1,35}{2}\right) - \frac{(x - 1,35)^2}{2} q_v$$

$$M(1,35) = 35,32 \text{ KN.m} \quad T(1,35) = 15,45 \text{ kn}$$



$M(4,15)=35,32 \text{ KN.m}$ $T(4,15)=-15,45 \text{ kn}$

$T=0 \rightarrow x=2,97$ et $M(2,79)=43,09 \text{ KN.m}$

$0 \leq x \leq 1,35$

$T(x) = R_B + q_p x$

$M(x) = R_B x + q_p \frac{x^2}{2}$

$M(0)=0 \text{ KN.m}$ $T(0)=-36,88 \text{ kn}$

$M(1,35)= 35,32 \text{ KN.m}$ $T(1,35)=-15,45 \text{ kn}$

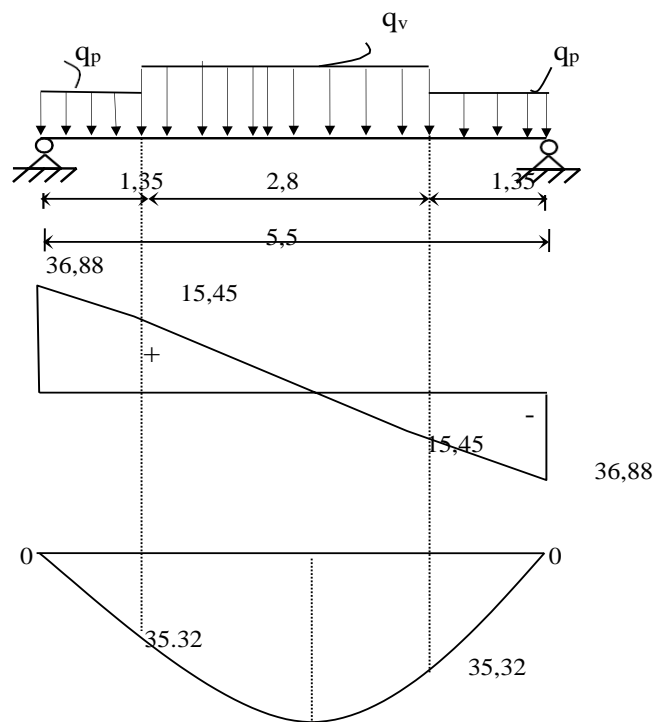
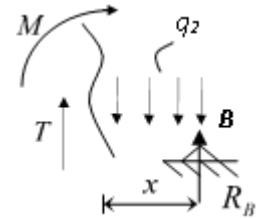


Figure IV.8 : Diagrammes des sollicitations a l'ELU.

IV.3.e.ii. ELS :

- Réactions des appuis :

$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (q_p \times 1,35) + (q_v \times 2,8) + (q_p \times 1,35)$

$\Rightarrow R_A + R_B = 53.12 \text{ KN}$

$\Rightarrow R_A = 26,55 \text{ KN}$

$\Rightarrow R_B = 26,55 \text{ KN}$

- Efforts tranchant et moment fléchissant :

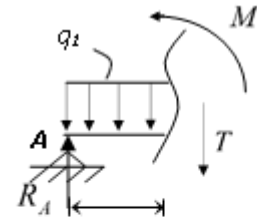
$0 \leq x \leq 1,35$

$T(x) = R_A - qp \cdot x$

$M(x) = R_A \cdot x - qp \cdot x^2/2$

$M(0) = 0 \text{ KN.m} \quad T(0) = 26,55 \text{ kn}$

$M(1,35) = 25,38 \text{ KN.m} \quad T(1,35) = 11,05 \text{ kn}$



$1,35 \leq x \leq 4,15$

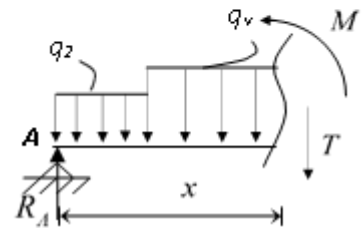
$T(x) = R_A - 1,35qp - qv \cdot (x - 1,35)$

$M(x) = R_A \cdot x - 1,35qp \cdot (x - 1,35/2) - (x - 1,35)^2/2 \cdot qv$

$M(1,35) = 25,38 \text{ KN.m} \quad T(1,35) = 11,05 \text{ kn}$

$M(4,15) = 25,38 \text{ KN.m} \quad T(4,15) = -11,05 \text{ kn}$

$T=0 \rightarrow x=2,97 \text{ et } M(2,79) = 33,10 \text{ KN.m}$



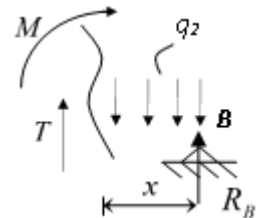
$0 \leq x \leq 1,35$

$T(x) = -R_B - qp \cdot x$

$M(x) = -R_B \cdot x + qp \cdot x^2/2$

$M(0) = 0 \text{ KN.m} \quad T(0) = -26,55 \text{ kn}$

$M(1,35) = 25,38 \text{ KN.m} \quad T(1,35) = -11,05 \text{ kn}$



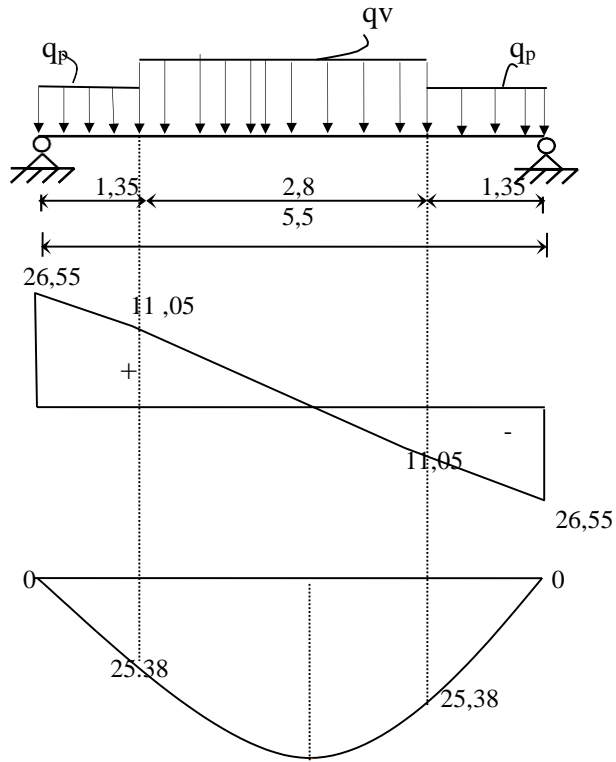


Figure IV.9 : Diagrammes des sollicitations a l'ELS.

Tableau IV.4 : Effort tranchant et moment fléchissant a l'ELU.

x (m)	Réaction (KN)	Effort tranchant (KN)	Moment fléchissant (KN.m)	T max (KN)	M max (KN.m)	Moment sur appuis (Ma=0.3M0)	Moment en travée (Mt=0.8M0)
0	36,88	36,88	0	36,88	43,09	15,21	40,56
1,35		15,45	35,22				
2,79		0	43,09				
4,15		-15,45	35,22				
5,5	36,88	-36,88	0				

Tableau IV.5 : Effort tranchant et moment fléchissant a l'ELS.

x (m)	Réaction (KN)	Effort tranchant (KN)	Moment fléchissant (KN.m)	T max (KN)	M max (KN.m)	Moment sur appuis (Ma=0.3M0)	Moment en travée (Mt=0.8M0)
0	26,55	26,55	0	36.88	33.10	10.94	29.18
1,35		11,05	25,38				
2,79		0	33,10				
4,15		-11,05	35,22				
5,5	26,55	-26,55	0				

IV.3.f. Calcul du ferrailage :**IV.3.f.i. Les armatures principales :**

- Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension (b x h) tel que b=100 ; h=20cm
- Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur

$$f_{c28} = 25MPa ; f_{bc} = 14,17MPa ; f_{t28} = 2,10MPa ; \gamma_b = 1,5 ; d=0,9h=18 ; \gamma_s = 1,15 ;$$

$$f_e=500MPa ; \sigma_s = 435 MPa$$

Tableau IV.6 : Calcul du ferrailage.

	M _U [kNm]	μ	α	Z [cm]	A _s ' [cm ²]	A _s [cm ²]	A _s choisit [cm ²]	A _s adopté [cm ²]
Travée	40,56	0,088	0,12	17,14	0	5,43	5 T12	5,65
Appui	15,21	0,033	0,042	17,69	0	2,03	5 T10	3,93

IV.3.f.ii. Espacement :

- **En travée :** $esp \leq \frac{100}{5} = 20cm$ on prend $esp = 20cm$.
- **En appui :** $esp \leq \frac{100}{5} = 20cm$ on prend $esp = 20cm$.

IV.3.f.iii. Armature de répartition :

- **En travée :** $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,41 \leq A_r \leq 2,82$

Le choix est de 5T10=3,93cm² avec St=20cm

- **En appui :** $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 0,94 \leq A_r \leq 1,96$

Le choix est de 5T10=3,93cm² avec St=20cm

IV.3.g. Vérifications :

IV.3.g.i. Condition de non fragilité [2] :

$$A_s \geq A_{min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 1,73 \text{ cm}^2$$

En appui : $A_s = 5,65 \text{ cm}^2 > 1,73 \text{ cm}^2$ condition vérifié.

En travée : $A_s = 3,93 \text{ cm}^2 > 1,73 \text{ cm}^2$ condition vérifié.

IV.3.g.ii. Effort tranchant [2] :

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

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} = 0,02 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ vérifiée}$$

IV.3.g.iii. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (vérification de l'ancrage) :

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

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

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

$\tau_u - \frac{M_u}{0,9d} = 36,88 \cdot 10^3 - \frac{28,25 \times 10^6}{0,9 \times 180} = -213490,87 < 0$ Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

IV.3.h. Vérification a l'ELS [2] :

- **Vérifications des contraintes du béton :**

Soit « y » la distance du centre de gravité de la section homogène (par lequel passe l'axe neutre) a la fibre la plus comprimé, la section étant soumise à un moment Mser , la contrainte à une distance « y » de l'axe neutre :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{calcul de } y : \frac{by^2}{2} + 15 \times (A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$\text{calcul de } I : I = \frac{by^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y) + A'_s \times (y - d)]$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.7 : Vérification des contraintes de béton.

	M _{ser} (KN.m)	As (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	Condition
Travée	29.18	5.65	4.74	18451.27	7.49	Vérifiée
Appui	10.94	3.93	4.05	13686.15	3.23	Vérifiée

IV.3.i. Vérification de la flèche :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} \frac{20}{5.5} = 0.036 < 0.0625 \dots C.N.V \\ \frac{5.65}{100 \times 18} + 0.0031 < 0.0084 \dots C.V \\ \frac{20}{5.5} = 0.036 < \frac{29.18}{10 \times 36.48} = 0.07 \dots C.N.V \end{array} \right.$$

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

Flèche totale : Δ_{fT} = f_v - f_i ≤ f̄ avec :

$$\left\{ f_i = \frac{M_{ser}L^2}{10E_iI_{fi}} ; f_v = \frac{M_{ser}L^2}{10E_vI_{fv}} ; \bar{f} = \frac{L}{500} \right\}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau IV.8 : Vérification de la flèche de l'escalier.

Mser (KNm)	As (cm ²)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I0 (cm ⁴)	I _{fi} (cm ⁴)	I _{fv} (cm ⁴)
29,18	5,65	0,0031	286,96	6,77	2,70	0,35	68785,42	22455,54	35365,25
f _i (cm)		f _v (cm)		Δf (cm)		\bar{f} (cm ²)		Condition	
0,12		0,23		0,11		1,1		Vérifié	

NOTE : le plan de ferrailage de l'escalier est présenté dans l'ANNEXE 02

IV.4. Etude des planchers :

IV.4.a. Introduction :

Les planchers sont des éléments plans horizontaux, qui ont un rôle très important dans la structure. Ils supportent les charges verticales puis les transmettent aux éléments porteurs. Ils isolent, aussi, les différents étages du point de vue thermique et acoustique tout en assurant la compatibilité des déplacements horizontaux.

On a deux types de planchers dans notre structure :

- Plancher en corps creux d'une épaisseur de 25cm.
- Plancher en dalle pleine.

IV.4.b. Etude des planchers en corps creux :

Notre bâtiment comporte des planchers constitués d'éléments porteurs (poutrelles) et d'éléments de remplissage (corps creux) de dimension (20x25x65) cm³, avec une dalle de compression de 4cm d'épaisseur.

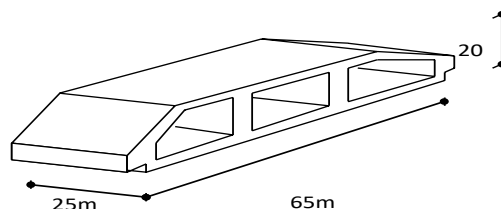


Figure IV.10 : Corps creux.

IV.4.b.i. Prédimensionnement des poutrelles [2] :

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués de section en (Té) en béton armé, elles servent à transmettre les charges réparties ou concentrées, vers les poutres principales. Elles sont disposées suivant le plus grand nombre d'appuis.

Leur calcul est associé à une poutre continue semi encastrée aux poutres de rives.

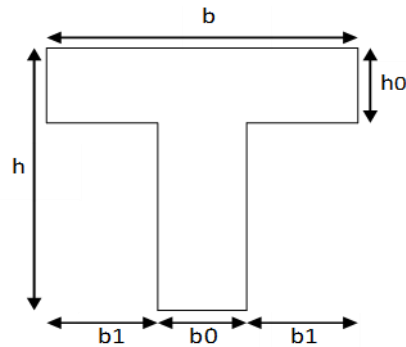


Figure IV.11 : Dimension des poutrelles.

$$b_0 = (0.4 ; 0.6) \times h_t$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{L_x}{2} ; \frac{L_y}{10}\right)$$

Avec :

L_x : distance entre nus d'appuis des poutrelles.

L_y : distance entre nus d'appuis des poutres secondaires.

$$b_0 = 2 \times b_1 + b_0$$

Soit : $b_0 = 15\text{cm}$

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}, \frac{L_y}{10}\right) \Rightarrow b \leq 2 \cdot \min\left(\frac{L_x}{2}, \frac{L_y}{10}\right) + b_0$$

$$L_x = 65 - 15 = 50\text{cm.}$$

$$L_y = 550 - 50 = 500\text{ cm.}$$

$$b_1 = \min\left(\frac{50}{2} ; \frac{550}{10}\right) = 25\text{cm} \rightarrow b = 2 \times 25 + 15 = 65\text{cm}$$

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

IV.4.b.ii. Evaluation des charges et surcharges revenants aux poutrelles :

- **ELU :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q \text{ et } P_u = 0.6 \times q_u$$

- **ELS :**

$$q_s = G + Q \text{ et } P_s = 0.6 \times q_s$$

Tableau IV.9 : Charges et surcharges sur les poutrelles.

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			q _u (KN/m ²)	P _u (KN/ml)	q _s (KN/m ²)	P _s (KN/ml)
Terrasse accessible	5.32	1.50	9.43	6.13	6.82	4.43
Etages d'habitation	4.49	1.50	8.31	5.40	5.99	3.89

IV.4.b.iii. Les différents types de poutrelles :

- a) **Type 01 : Poutrelles à 4 travées**

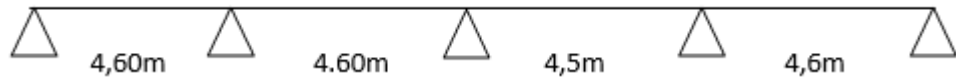


Figure IV.12 : Schéma statique de la poutrelle a 4 travées.

- b) **Type 02 : poutrelles à 2 travées**

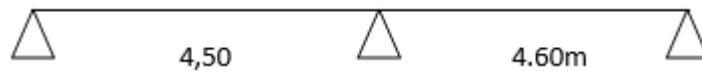


Figure IV.13 : Schéma statique de la poutrelle a 2 travées.

- c) **Type 03 : poutrelles à 5 travées**

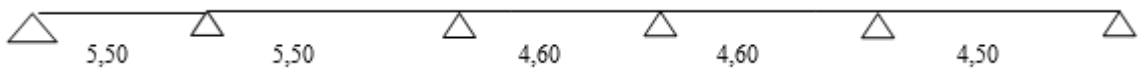


Figure IV.14 : Schéma statique de la poutrelle a 5 travées.

IV.4.b.iv. Méthode de calcul :

Il existe trois méthodes de calcul manuel en béton armé pour calculer les moments : La méthode forfaitaire, méthode de Caquot et la méthode de RDM, ou bien en utilisant le logiciel SAP2000 qui se base sur les théories des Eléments finies. Puisque les poutrelles étudiées sont considérées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, alors leur étude se fera selon l'une des méthodes suivantes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de CAQUOT.
- Méthode des éléments finis.

a) Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

- **Condition 01 :**

La valeur de la surcharge d'exploitation des constructions courantes doit être égale au plus à deux fois la charge permanente où $5 \text{ (KN/m}^2\text{)}$ $Q \leq (2G \text{ ou } 5 \text{ KN/m}^2)$

$$\left\{ \begin{array}{l} Q = 1,50 \text{ KN/m}^2 < (2 \times 5,32 \text{ KN/m}^2 \text{ ou } \text{KN/m}^2) \\ Q = 1,50 \text{ KN/m}^2 < (2 \times 4,49 \text{ KN/m}^2 \text{ ou } \text{KN/m}^2) \end{array} \right\} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Condition 02 :**

Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes pour les différentes Travées → condition vérifiée

- **Condition 03 :**

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

$$\left\{ 0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{5,5}{4,6} = 1,19 \leq 1,25 \right\} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Condition 04 :**

La fissuration est non préjudiciable → condition vérifiée

Conclusion : la méthode forfaitaire est applicable dans ce cas.

b) Méthode de CAQUOT :

Cette méthode est appliquée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée, cette méthode est basée sur la méthode des poutres continues.

IV.4.b.v. Calcul des poutrelles :

Le calcul des poutrelles se fait en deux Etapes :

- Avant le coulage de la dalle de compression.
- Après le coulage de la dalle de compression.

1) Avant le coulage :

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

- Son propre poids.
- Le corps creux.
- La charge d'exploitation due à l'ouvrier qui travaille $Q=1\text{KN/m}^2$.

a) Evaluation des charges et surcharges :

• **Charges permanentes :**

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

Poids du corps creux..... $0,65 \times 0,25 \times 14 = 2,28 \text{ kN/ml}$

$G = 2.4 \text{ KN/ml}$

• **Charges d'exploitation :**

$Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ KN/ml}$

b) Combinaisons des charges :

Tableau IV.10 : Evaluation des charges de la poutrelle avant le coulage.

	q (KN/ml)
ELU	4.22
ELS	3.05

c) Calcul des moments (poutrelle 5 travées L=5.50m) :

Tableau IV.11 : Moments et efforts tranchants sur les poutrelles.

	ELU	ELS
M (KN.m)	15.95	11.53
T (KN)	11.61	8.38

d) Ferrailage des poutrelles :

La poutre est sollicitée à la flexion simple à l'E.L.U. $M_u=15,95$ kNm ; $b=15$ cm ; $d=4,5$ cm ; $\sigma_{bc}=14,17$ Mpa D'après l'organigramme de la flexion simple ; on a :

$$\mu = \frac{Mu}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = 3,70 > 0,371 \rightarrow A'_s \neq 0$$

Donc, les armatures de compression sont nécessaires, mais il est impossible de les placer du point de vue pratique car la section du béton est trop faible. On prévoit donc des étaitements pour aider la poutrelle à supporter les charges qui lui reviennent avant et lors du coulage sans qu'elle fléchisse.

2) Après le coulage :

Après le coulage et durcissement du béton de la dalle de compression, la poutrelle travaillera comme une poutre continue.

a) Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants :

N.B : les diagrammes sont pour la poutrelle a 5 travées et sont tirées à partir du logiciel SAP2000.

• ELU :

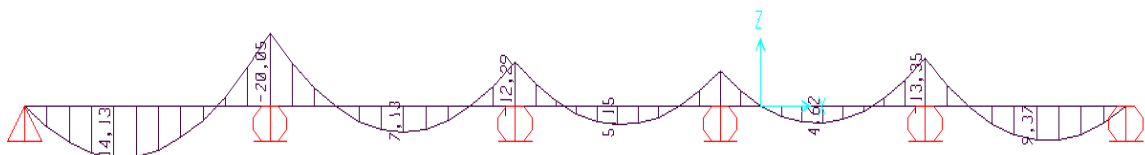


Figure IV.15 : Moment fléchissant de la poutrelle a 5 travées.

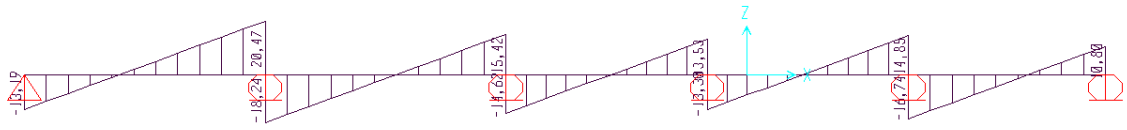


Figure IV.16 : Efforts tranchant de la poutre a 5 travées.

- ELS :

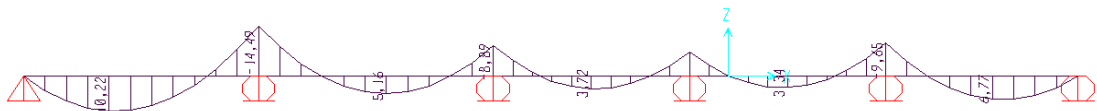


Figure IV.17 : Moment fléchissant de la poutre a 5 travées.

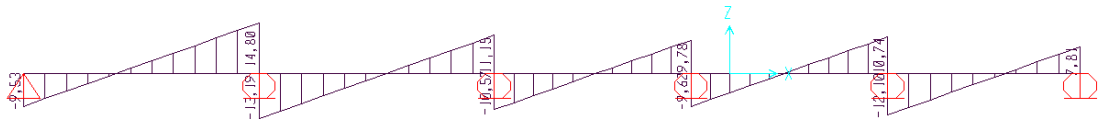


Figure IV.18 : Efforts tranchant de la poutre a 5 travées.

b) Calcul du ferrailage :

On considère pour le ferrailage le type de poutre 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 travées sont :

- ELU :

$$M_{tu}^{\max} = 14,13 \text{ kN.m}$$

$$M_{au}^{\max} = -20,05 \text{ kN.m}$$

$$T_u^{\max} = 20,47 \text{ kN}$$

- ELS :

$$M_{tser}^{\max} = 10,21 \text{ kN.m}$$

$$M_{aser}^{\max} = -14,49 \text{ kN.m}$$

$$h = 25 \text{ cm} ; h_0 = 5 \text{ cm} ; b = 65 \text{ cm} ; b_0 = 15 \text{ cm} ; d = 0,9h = 22,5 \text{ cm} ; \sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa} ; f_e = 500 \text{ MPa} ;$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,4 \text{ MPa}$$

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

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

$$M_{tab} = bh_0 (d - \frac{h_0}{2}) = 92,10 \text{ KN.m} \quad \text{On a : } M_u < M_{tab}$$

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

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

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

D’après l’organigramme donnant le ferrailage d’une section soumise à la flexion,

On aura :

Tableau IV.12 : Calcul du ferrailage.

	Mu (KN.m)	μ	α	Z	As'	As (cm ²)	Le choix	As adopté
Travée	14,13	0.03	0.038	22,15	0	1,47	2T12	2,26
Appui	20,05	0.04	0.051	22,04	0	2,1	2T12	2,26

IV.4.b.vi. Vérifications :

a) Condition de non fragilité [2] :

$$A_s \geq A_{min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 1.41 \text{ cm}^2$$

En appui : $A_s = 2.26 \text{ cm}^2 > 1.41 \text{ cm}^2$ condition vérifié.

En travée : $A_s = 2.26 \text{ cm}^2 > 1.41 \text{ cm}^2$ condition vérifié.

b) Effort tranchant [2] :

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

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPa} \right) = 3,33 \text{MPa} \quad (\text{Fissuration très préjudiciable})$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} = 0,13 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \quad \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

c) **Vérification a l'ELS [2] :**

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

• **Vérifications des contraintes du béton :**

Soit « y » la distance du centre de gravité de la section homogène (par lequel passe l'axe neutre) a la fibre la plus comprimé, la section étant soumise à un moment Mser , la contrainte à une distance « y » de l'axe neutre :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{calcul de } y : \frac{by^2}{2} + 15 \times (A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$\text{calcul de } I : I = \frac{by^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y) + A'_s \times (y - d)]$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.13 : Vérification des contraintes de béton.

	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	Condition
Travée	10.21	2.26	4.33	12951.01	3.41	Vérifiée
Appui	14.49	2.26	4.33	12951.01	4.84	Vérifiée

• **Vérification des contraintes d'aciers :**

Soit « y » la distance du centre de gravité de la section homogène (par lequel passe l'axe neutre) a la fibre la plus comprimé, la section étant soumise à un moment Mser , la contrainte à une distance « y » de l'axe neutre :

$$\sigma_s = \frac{\eta \times M_{ser}}{I \times (d - y)} \leq \bar{\sigma}_s = 250 \text{ MPa}$$

$$\text{calcul de } y : \frac{by^2}{2} + 15 \times (A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$\text{calcul de } I : I = \frac{by^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y) + A'_s \times (y - d)]$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.14 : Vérification des contraintes des aciers.

Position	M_{ser} (KN.m)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Observation
Appui	14.49	304.93	333.33	Vérifié

IV.4.c. Vérification de la flèche :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right\} \begin{array}{l} 0.04 < 0.0625 \dots C.N.V \\ 6.69 < 8.4 \dots C.V \\ 0.062 < 0.064 \dots C.N.V \end{array}$$

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

Flèche totale : $\Delta_{fT} = f_v - f_i \leq \bar{f}$ avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_i = \frac{M_{ser}L^2}{10E_iI_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser}L^2}{10E_vI_{fv}} \\ \bar{f} = \frac{L}{500} \end{array} \right.$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau IV.15 : Vérification de la flèche de l'escalier.

Mser (KNm)	As (cm ²)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I0 (cm ⁴)	I _{fi} (cm ⁴)	I _{fv} (cm ⁴)
10.21	2.26	0.066	200.78	0.59	0.23	0.93	41102.32	29193.87	37245.69
f _i (cm)	f _v (cm)		Δf (cm)		\bar{f} (cm ²)		Condition		
0.77	0.33		0.44		1.1		Vérifié		

IV.4.d. Calcul des armatures transversales et l'espacement :

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

Avec : $\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10}\right)$

$\phi_t = \text{Min} (0,7 ; 1,2 ; 1,5) \rightarrow \phi_t = 0,7 \text{ cm}$

Donc on adopte : $\phi_t = 8\text{mm}$

Selon le « RPA 99 version 2003 » $\left. \begin{array}{l} \frac{A_s}{S_t} \geq 0,045 \\ S_t \leq 6 \text{ cm} \\ S_t \leq 12 \text{ cm} \end{array} \right\}$

➤ **Choix des armatures :**

On adopte : $A_t=2\phi 8=1,01 \text{ cm}^2$

• **Choix des espacements :**

$\frac{A_s}{S_t} \geq 0,045 \rightarrow S_t \leq 22,44 \text{ cm}$

Donc : $\left\{ \begin{array}{l} S_t = 10\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone } \textit{nodale} \\ S_t = 15\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone } \textit{courante} \end{array} \right.$

NOTE : le plan de ferrailage des poutrelles est présenté dans l'ANNEXE 02

IV.4.e. Etude des planchers en dalle pleine :

IV.4.e.i. Introduction :

Le bâtiment étudié comporte un seul type de balcon, il est en porte a faux, et se calcule comme une console en dalle pleine encastree a une extremité et libre a l'autre, de portée de 1.80m.

• **Épaisseur de balcon :**

$e \geq \frac{L}{10} [2] = \frac{180}{10} = 18\text{cm}$ On prend $e = 18\text{cm}$.

Le balcon se calcul comme une console soumise à :

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

Le calcul se fait pour une bande de 1 mètre linéaire.

IV.4.e.ii. Évaluation des charges et surcharges [3] :

Charges permanente : $G = 2.4 \text{ KN/m}^2$

Charges d'exploitation : $Q = 3.50 \text{ KN/m}^2$

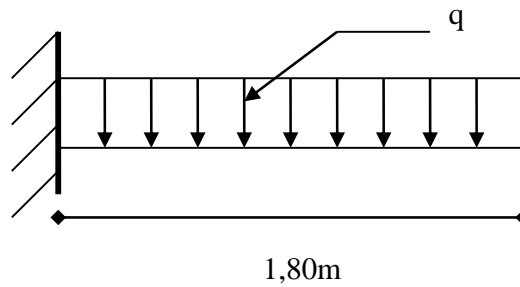


Figure IV.19 : Schéma statique du balcon.

IV.4.e.iii. Combinaison des charges :

$$E.L.U : q_u = 1.35G + 1.5Q ; q_u = 8.49 \text{ KN/ml}$$

$$E.L.S : q_s = G + Q ; q_s = 5.9 \text{ KN/ml}$$

IV.4.e.iv. Calcul des efforts internes [2] :

La section dangereuse est au niveau de l'encastrement.

Moment fléchissant : $M(x) = -\left(\frac{q}{2} x^2\right)$

Effort tranchant : $T(x) = qx$

Tableau IV.16 : Moments et efforts tranchant sur les balcons.

	M (KN.m)	T (KN)
ELU	-13.75	18.28
ELS	-9.55	10.62

IV.4.e.v. Calcul de ferrailage :

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

$$f_{c28}=25MPa ; f_{t28}=2,1MPa ; \sigma_{bc}=14,17MPa ; b=100cm ; h=18cm ; d=16,2cm ; f_e=500MPa.$$

Tableau IV.17 : Ferrailage du balcon.

Mu (KNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A's (cm ²)	α	Z (cm)	A _{cal} (cm ²)	Choix	A _{adp} (cm ²)	Esp(cm)
13,75	0,036	Oui	0	0,045	15,90	1,98	5T10	3,93	20

IV.4.e.vi. Espacement :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{3h}{33cm} \right\} \Rightarrow \left\{ \frac{54cm}{33cm} \right\} \Rightarrow S_t = 20cm \Rightarrow \text{vérifiée}$$

IV.4.e.vii. Armatures de répartitions :

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 0,94 \leq A_r \leq 1,96$$

Le choix est de 5T10=3,93cm² avec S_t=20cm

IV.4.e.viii. Vérifications :

a) Condition de non fragilité [2] :

$$A_s \geq A_{min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 1.73 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3.93 \text{ cm}^2 > 1.73 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots\text{condition vérifié.}$$

b) Effort tranchant [2] :

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

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} = 0,10 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

c) Vérification a l'ELS [2] :

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

- **Vérifications des contraintes du béton :**

Soit « y » la distance du centre de gravité de la section homogène (par lequel passe l'axe neutre) à la fibre la plus comprimé, la section étant soumise à un moment M_{ser} , la contrainte à une distance « y » de l'axe neutre :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{calcul de } y : \frac{by^2}{2} + 15 \times (A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$\text{calcul de } I : I = \frac{by^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y) + A'_s \times (y - d)]$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.18 : Vérification des contraintes de béton.

M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	Condition
9.55	3.93	3.82	10893.08	3.349	Vérifiée

- **Vérification des contraintes d'aciers :**

Soit « y » la distance du centre de gravité de la section homogène (par lequel passe l'axe neutre) à la fibre la plus comprimé, la section étant soumise à un moment M_{ser} , la contrainte à une distance « y » de l'axe neutre :

$$\sigma_s = \frac{\eta \times M_{ser}}{I \times (d - y)} \leq \bar{\sigma}_s = 250 \text{ MPa}$$

$$\text{calcul de } y : \frac{by^2}{2} + 15 \times (A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$\text{calcul de } I : I = \frac{by^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y) + A'_s \times (y - d)]$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.19 : Vérification des contraintes des aciers.

M_{ser} (KN.m)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Observation
9.55	162.80	333.33	Vérifié

IV.4.f. Vérification de la flèche [2] :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right\} \begin{array}{l} 0.04 < 0.0625 \dots C.N.V \\ 6.69 < 8.4 \dots C.V \\ 0.062 < 0.064 \dots C.N.V \end{array}$$

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

Flèche totale : $\Delta_{fT} = f_v - f_i \leq \bar{f}$ avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_i = \frac{M_{ser}L^2}{10E_iI_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser}L^2}{10E_vI_{fv}} \\ \bar{f} = \frac{L}{500} \end{array} \right.$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau IV.20 : Vérification de la flèche de l'escalier.

Mser (KNm)	As (cm ²)	δ	σs (MPa)	λi	λv	μ	I0 (cm ⁴)	Ifi (cm ⁴)	Ifv (cm ⁴)
9.55	3.93	0.0024	162.80	8.75	3.5	0.0033	51655.9	55368.15	51066.16
fi (cm)		fv (cm)		Δf (cm)		f̄ (cm ²)		Condition	
0.16		0.05		-0.11		1.1		Vérifié	

CHAPITRE V.FERRAILLAGE DES ELEMENTS PRINCIPAUX

V.1. Introduction :

Notre structure est un ensemble de poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales (ossature auto stable). Le ferrailage des éléments principaux sera fait conformément aux « BAEL 91 modif 99 » et « RPA 99 modif 2003 ». Pour cela, on utilise l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures (ROBOT), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments, pour les différentes combinaisons de calcul.

V.2. Ferrailage des poteaux :

V.2.a. Introduction :

Les poteaux sont des éléments verticaux assurant la continuité et la transmission des charges des planchers/poutres jusqu'aux fondations.

Les poteaux sont soumis à une flexion composée due à un effort normal « N » (chargements verticaux), qui génère un moment à cause de son excentricité, ajouté à cela un moment fléchissant « M » dans les deux plans longitudinaux (forces horizontales).

Une section soumise à la flexion composée peut être à la fois soit :

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

Les sections d'armatures sont obtenues aux états limites de résistance sous les sollicitations les plus défavorables selon les situations suivantes :

Tableau V.1 : Contraintes du béton et de l'acier.

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28}	σ_{bc}	γ_s	f_e	σ_s
Durable	1.5	25	14.16	1.15	500	434.78
Accidentelle	1.15		18.47	1		500

V.2.b. Combinaisons d'actions [1] :

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- Situation durable :
 - ELU1.35G+1.5Q
 - ELSG+Q
- Situation accidentelle :
 - ELUG+Q+E
 - ELU0,8G+E

Avec :

G : charges permanentes.

Q : surcharges d'exploitations.

E : actions sismiques.

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

- N^{\max} ; $M^{\text{correspondant}}$.
- N^{\min} ; $M^{\text{correspondant}}$.
- M^{\max} ; $N^{\text{correspondant}}$.

V.2.c. Recommandations du « BAEL91 modif 99 » [2] :

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

$$A_s = \max \left\{ \begin{array}{l} A_s = 4 \times U \text{ (} U: \text{perimètre en mètre avec } A_s \text{ en cm}^2 \text{)} \\ 0.2 \% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5 \% \end{array} \right.$$

B : section brute du béton.

V.2.d. Recommandations du « RPA 99 modif 2003 » [1] :

Pour les poteaux d'une structure en zone sismique III :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence (H.A), droites et sans crochet.
- Le pourcentage d’armature dans chaque section :
 - $0.9\% \leq A_s / B \leq 4\%$ zone courante (Z.C).
 - $0.9\% \leq A_s / B \leq 6\%$ zone de recouvrement (Z.R).
- Avec :
 - A_s : la section d’acier.
 - B : la section brute du béton.
- Le diamètre minimal est de $\varnothing_1 = 12$ mm.
- La longueur de recouvrement minimale de $l_R = 50 \times \varnothing_1$.
- L’espacement entre barres longitudinales dans une face des poteaux ne doit pas dépasser 20 cm et ne doit pas être inférieur à 3.75 cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l’intérieur des zones nodales.
- Pour la zone nodale dans les poteaux, les longueurs « h' » à prendre en compte pour chaque barre est définie comme suit :

$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60cm \right)$$

- h_e : la hauteur d’étage.
- b_1 et h_1 : dimensions du poteau.

V.2.e. Méthode de calcul :

On divise les poteaux de notre bâtiment en chaque section afin qu’on puisse vérifier si on aura un gain d’armature ou on généralise le ferrailage si la différence d’armature est petite.

On fait le calcul pour le poteau le plus sollicité avec la combinaison la plus défavorable et on généralise le ferrailage pour les sections similaires seulement si la différence d’armature n’est pas trop élevée.

Le calcul du ferrailage est obtenu par le logiciel SOCOTEC V1.02.

V.2.f. Calcul des sections de ferrailage [2] :

V.2.f.i. Situation durable :

Tableau V.2 : Ferrailage des poteaux suivant cas 01: N^{\max} ; M^{corr} (situation durable).

Section (cm ²)	N (KN)	M (KN.m)	As calculé / face (cm ²)	A's calculé / face (cm ²)	As RPA (cm ²)
85 x 85	-4513.7	10.60	0	0	65.02
75 x75	3679.36	15.69	0	0	50.63
65 x65	2183.15	16.63	0	0	38.03
55 x 55	-826.93	18.07	0	0	27.23
40 x 40	144.91	12.31	0	0	14.4
CIRCU 85	-3054.2	1.79	0	0	51.04

Tableau V.3 : Ferrailage des poteaux suivant cas 02: N^{\min} ; M^{corr} (situation durable).

Section (cm ²)	N (KN)	M (KN.m)	As calculé / face (cm ²)	A's calculé / face (cm ²)	As RPA (cm ²)
85 x 85	748.48	41.32	0	0	65.02
75 x75	-122.8	84.75	1.29	0	50.63
65 x65	301.57	51.83	0	0	38.03
55 x 55	58.87	9.29	0.17	0	27.23
40 x 40	-41.80	13.50	0.34	0	14.4
CIRCU 85	134.02	-75.46	1.45	0	51.04

Tableau V.4 : Ferrailage des poteaux suivant cas 03: M^{\max} ; N^{corr} (situation durable).

Section (cm ²)	N (KN)	M (KN.m)	As calculé / face (cm ²)	A's calculé / face (cm ²)	As RPA (cm ²)
85 x 85	-1025.9	57.17	0	0	65.02
75 x75	-169.15	117.14	1.81	0	50.63
65 x65	415.60	71.88	0	0	38.03
55 x 55	-235.17	103.24	2.01	0	27.23
40 x 40	106.21	31.68	0.76	0	14.4
CIRCU 85	185.72	-104.58	2.11	0	51.04

V.2.f.ii. Situation accidentelle :**Tableau V.5 : Ferrailage des poteaux suivant cas 01: N^{\max} ; M^{corr} (situation accidentel).**

Section (cm ²)	N (KN)	M (KN.m)	As calculé / face (cm ²)	A's calculé / face (cm ²)	As RPA (cm ²)
85 x 85	4965.96	412.17	0	0	65.02
75 x75	4115.33	251.28	0	0	50.63
65 x65	2238.00	219.84	0	0	38.03
55 x 55	-796.61	69.94	0	0	27.23
40 x 40	149.34	29.64	0.08	0	14.4
CIRCU 85	-3988.4	-282.09	0	0	51.04

Tableau V.6 : Ferrailage des poteaux suivant cas 01 : N^{\min} ; M^{corr} (situation accidentel).

Section (cm ²)	N (KN)	M (KN.m)	As calculé / face (cm ²)	A's calculé / face (cm ²)	As RPA (cm ²)
85 x 85	-16.81	66.23	1.45	0	65.02
75 x75	-4.76	314.32	8.89	0	50.63
65 x65	0.54	318.88	10.68	0	38.03
55 x 55	0.73	157.12	6.22	0	27.23

40 x 40	2.83	24.56	1.31	0	14.4
CIRCU 85	-11.40	125.28	7.52	0	51.04

Tableau V.7 : Ferrailage des poteaux suivant cas 03 : M^{\max} ; N^{corr} (situation accidentel).

Section (cm ²)	N (KN)	M (KN.m)	As calculé / face (cm ²)	A's calculé / face (cm ²)	As RPA (cm ²)
85 x 85	-564.35	538.65	8.03	0	65.02
75 x75	58.06	385.93	10.46	0	50.63
65 x65	-137.82	413.19	12.71	0	38.03
55 x 55	71.74	387.29	15.54	0	27.23
40 x 40	131.68	57.37	1.87	0	14.4
CIRCU 85	-1579.1	-388.37	0	0	51.04

V.2.g. Choix des armatures :

Tableau V.8 : Choix d'armatures verticales des poteaux.

Section (cm ²)	As cal (cm2)	Choix d'un coté	As adopté (cm2)	Choix de la section	As min (cm2)	As total (cm2)
85 x 85	8.03	2T25 + 4T20	22.39	4T25 + 16T20	65.02	69.91
75 x75	10.46	6T20	18.85	20T20	50.63	62.83
65 x65	12.71	5T20	15.71	16T20	38.03	50.27
55 x 55	15.54	5T20	15.71	16T20	27.23	50.27
40 x 40	1.87	3T16	6.03	8T16	14.4	16.08
CIRCU 85	7.52	/	/	18T20	51.04	56.57

V.2.h. Vérification vis-à-vis de l'état limite de service [2] :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser} , N_{ser}), puis elles sont comparées aux contraintes admissible données par :

$$\text{Béton : } \sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

Acier : - Fissuration peu nuisible : Pas de vérification.

- Fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \xi = \text{Min} \{2/3 f_e ; \text{Max} (0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}})\}$
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = 0,8 \times \xi$

Avec : $\eta = 1,6$ pour les aciers H.A.

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\sigma_s = 250$ MPa.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau V.9 : Vérifications des contraintes de béton a l'ELS.

Section (cm ²)	N (KN)	M (KN.m)	Choix de la section	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Observation
85 x 85	3269.99	7.68	4T25 + 16T20	4.01	15	OK
75 x 75	2664.68	11.35	20T20	4.17	15	OK
65 x 65	1581.62	11.62	16T20	3.35	15	OK
55 x 55	599.92	12.65	16T20	1.87	15	OK
40 x 40	106.16	8.98	8T16	1.21	15	OK
CIRCU 85	2219.85	1.32	18T20	3.44	15	OK

Tableau V.10 : Vérifications des contraintes des aciers a l'ELS.

Section (cm ²)	N (KN)	M (KN.m)	Choix de la section	σ_s	$\bar{\sigma}_s$	Observation
85 x 85	3269.99	7.68	4T25 + 16T20	60	250	OK
75 x 75	2664.68	11.35	20T20	62.4	250	OK
65 x 65	1581.62	11.62	16T20	50	250	OK
55 x 55	599.92	12.65	16T20	27.6	250	OK
40 x 40	106.16	8.98	8T16	16.8	250	OK
CIRCU 85	2219.85	1.32	18T20	51.56	250	OK

V.2.i. Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \text{MIN} \{0.1 \times f_{c28} ; 4\text{MPa}\} = 2.5 \text{MPa}$$

Avec :

- T_u : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.
- b : Largeur de la section du poteau.
- d : Hauteur utile de la section du poteau.
- τ_u : Contrainte de cisaillement.
- $\bar{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement du béton.

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

- **Selon le « BAEL91 modif 99 » [2] :**
 - $\bar{\tau}_u = \text{Min} \{0,13 \times f_{c28} ; 5 \text{ MPa}\}$ Fissuration peu nuisible.
 - $\bar{\tau}_u = \text{Min} \{0,1 \times f_{c28} ; 4 \text{ MPa}\}$ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.
- **Selon le « RPA99 modif 2003 » [1] :**
 - $\tau_u = \rho d \times f_{c28}$
 - $\rho d = 0,075$ si l'élançement $\lambda g \geq 5$
 - $\rho d = 0,040$ si l'élançement $\lambda g < 5$
 - λg : L'élançement du poteau $\lambda g = L_f / a$
 - L_f : Longueur de flambement.
 - a : Coté du poteau dans le sens de calcul.

Tableau V.11 : Vérification des contraintes de cisaillement des poteaux.

Section (cm ²)	T_u (KN)	τ_u (MPa)	λg	ρd	$\bar{\tau}_u$ RPA (MPa)	$\bar{\tau}_u$ BAEL (MPa)	Observation
85 x 85	162.11	0.24	3.70	0.040	1	2.5	OK
75 x 75	148.47	0.29	2.98	0.040	1	2.5	OK
65 x 65	122.86	0.32	3.44	0.040	1	2.5	OK
55 x 55	120.15	0.44	4.07	0.040	1	2.5	OK
40 x 40	10.43	0.07	7.87	0.075	1.875	2.5	OK

CIRCU 85	53.33	0.082	5.41	0.075	1.875	2.5	OK
----------	-------	-------	------	-------	-------	-----	----

V.2.j. Ferrailage transversale des poteaux [1] :

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules suivantes :

$$\begin{cases} S_t \leq \text{MIN} (0.9d ; 40\text{cm}) \\ \phi_t \leq \text{MIN} \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_l \right) \\ \frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \text{MAX} \left(\frac{\tau_u}{2} ; 0.4\text{MPa} \right) \end{cases}$$

Avec :

- A_t : Section d'armatures transversales.
- b : Largeur de la section droite.
- h : Hauteur de la section droite.
- S_t : Espacement des armatures transversales.
- ϕ_t : Diamètre des armatures transversales.
- ϕ_l : Diamètre des armatures longitudinales.

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

Avec :

- 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 : L'élancement géométrique.

L'espaceur des armatures transversales est déterminé comme suit :

- $St \leq 10\text{cm}$ Zone nodale (zone III).
- $St \leq \text{Min} (b/2 ; h /2 ; 10\phi_l)$ Zone courante (zone III).

Le pourcentage d'armatures transversales minimal $A_t / St \times b$ est donné par :

- 0.3% si l'élancement $\lambda_g \geq 5$
- 0.8% si l'élancement $\lambda_g < 5$

Sinon on procède à une interpolation entre 0.8% et 0.3%.

Tableau V.12 : Espacement des cadres des poteaux.

Section (cm ²)	Ferrailage longitudinal	ϕ_l	St (cm)	
			Z.N	Z.C
85 x 85	4T25 + 16T20	25 ; 20	10	15
75 x75	20T20	20	10	15
65 x65	16T20	20	10	15
55 x 55	16T20	20	10	15
40 x 40	8T16	16	10	15
CIRCU 85	18T20	20	10	15

Tableau V.13 : Choix d'armatures transversales des poteaux.

Section (cm ²)	Zone	St (cm)	Tu (KN)	λ_g	A_t^{cal} (cm ²)	A_t^{min} (cm ²)	Choix	A_t^{adp} (cm ²)
85 x 85	Z.N	10	162.11	3.70	1.43	6.8	6T8	3.02
	Z.C	15			2.14	10.2	6T8	
75 x75	Z.N	10	148.47	2.98	1.48	6	6T8	3.02
	Z.C	15			2.22	9	6T8	
65 x65	Z.N	10	122.86	3.44	1.41	5.2	6T8	3.02
	Z.C	15			2.12	7.8	6T8	
55 x 55	Z.N	10	120.15	4.07	1.63	4.4	6T8	3.02
	Z.C	15			2.45	6.6	6T8	
40 x 40	Z.N	10	10.43	7.87	0.19	1.2	6T8	3.02

	Z.C	15			0.29	1.8	6T8	3.02
CIRCU 85	Z.N	10	53.33	7.87	1.45	6.8	T8	0.50
	Z.C	15			2.03	10.2	T8	0.50

V.2.k. Longueur de recouvrement [1] :

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r = 50 \times \varnothing l$ (zone III)

T25 : $L_r = 125\text{cm}$.

T20 : $L_r = 100\text{cm}$.

T16 : $L_r = 80\text{cm}$.

NOTE : les plans de ferrillages des poteaux sont présentés dans l'ANNEXE 02

V.3. Ferraillage des poutres :**V.3.a. Introduction :**

Les poutres sont des éléments horizontaux qui ont pour rôle la reprise des charges leurs revenant des dalles et planchers et de les transmettre aux poteaux.

V.3.b. Les combinaisons d'actions :

Mêmes combinaisons que celles énoncées en IV.2. b.

V.3.c. Recommandations des règlements [1] :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5 % en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux des poteaux est de :
 - 4 % en zone courante.
 - 6 % en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de $50 \varnothing$ en zone III.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .
- La quantité d'armatures transversales " A_t ", est donnée par : $A_t = 0,003 \times S_t \times L$ avec :
 - L : longueur de la poutre.
 - S_t : espacement de deux cadres consécutifs, il est donné par :
 - h : hauteur de la poutre.
 - \varnothing : diamètre maximale des barres d'acier longitudinales.

$$\begin{cases} S_t \leq \text{MIN} \left(\frac{h}{4}; 12\varnothing \right) \dots \dots \dots Z. N \\ S_t \leq \frac{h}{4} \dots \dots \dots Z. C \end{cases}$$

V.3.d. Calcul du ferraillage [2] :

La structure comporte trois types de poutres :

- Poutre principale 30 x 50.

- Poutre secondaire 30 x 50.
- Poutre de chaînage 30 x 30.

Les poutres travaillent en flexion simple, on note :

- A_s : section d'armatures tendus.
- A'_s : section d'armatures comprimés.

Les tableaux qui regroupent tous les résultats des efforts ainsi que les sections et le choix d'armatures calculées par SOCOTEC pour chaque type de poutres sous les différentes combinaisons de charge

Tableau V.14 : Ferrailage des différentes sections de poutres.

Section	Situation	Position	M _{max} (KN.m)	As (cm ²)	A's (cm ²)	As min (cm ²)	As max (Z.N)	As max (Z.C)
PP 30x50	S.D.T	Appui	194.21	0	10.2	7.5	90	60
		Travée	70.17	3.52	0	7.5		
	S.A	Appui	196.82	0	9.21	7.5		
		Travée	169.77	7.83	0	7.5		
PP 30x50 (file 4)	S.D.T	Appui	100.11	0	5.07	7.5	90	60
		Travée	75.12	3.77	0	7.5		
	S.A	Appui	303.14	0	15.17	7.5		
		Travée	286.14	14.15	0	7.5		
PS 30x50	S.D.T	Appui	93.49	0	4.72	7.5	90	60
		Travée	82.16	4.14	0	7.5		
	S.A	Appui	269.83	0	13.2	7.5		
		Travée	273.33	13.4	0	7.5		
PS 30x50 (file C)	S.D.T	Appui	89.33	0	4.51	7.5	90	60
		Travée	86.98	4.39	0	7.5		
	S.A	Appui	360.33	0	18.83	7.5		
		Travée	358.05	18.68	0	7.5		
Chainage 30x30	S.D.T	Appui	62.72	0	6.06	4.5	54	36
		Travée	26.18	2.34	0	4.5		
	S.A	Appui	66.77	0	5.46	4.5		
		Travée	27.32	2.1	0	4.5		

Tableau V.15 : Choix d'armatures longitudinales des poutres.

Section	Position	Choix	As adopté (cm ²)
PP 30x50	Appui	6T16	12.06
	Travée	5T16	10.05
PP 30x50 (file 4)	Appui	5T20	15.71
	Travée	5T20	15.71
PS 30x50	Appui	5T20	15.71
	Travée	5T20	15.71
PS 30x50 (file C)	Appui	6T20	18.85
	Travée	6T20	18.85
Chainage 30x30	Appui	5T14	7.70
	Travée	3T12	3.39

NOTE : les différents types de poutres sont représentés dans l'ANNEXE 01

V.3.e. Vérification de la condition de non-fragilité [2] :

V.3.e.i. Poutre principale :

$$As \geq Amin = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 1.3 \text{ cm}^2$$

En appui : $As = 12.06 \text{ cm}^2 > 1.3 \text{ cm}^2$ condition vérifié.

En travée : $As = 10.05 \text{ cm}^2 > 1.3 \text{ cm}^2$ condition vérifié.

V.3.e.ii. Poutre secondaire :

$$As \geq Amin = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 1.3 \text{ cm}^2$$

En appui : $As = 15.71 \text{ cm}^2 > 1.3 \text{ cm}^2$ condition vérifié.

En travée : $As = 15.71 \text{ cm}^2 > 1.3 \text{ cm}^2$ condition vérifié.

V.3.e.iii. Poutre du fil vertical 04 :

$$As \geq Amin = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 1.3 \text{ cm}^2$$

En appui : $As = 15.71 \text{ cm}^2 > 1.3 \text{ cm}^2$ condition vérifié.

En travée : $As = 15.71 \text{ cm}^2 > 1.3 \text{ cm}^2$ condition vérifié.

V.3.e.iv. Poutre du fil horizontale C :

$$As \geq Amin = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 1.3 \text{ cm}^2$$

En appui : $A_s = 18.85 \text{ cm}^2 > 1.3 \text{ cm}^2$ condition vérifié.

En travée : $A_s = 18.85 \text{ cm}^2 > 1.3 \text{ cm}^2$ condition vérifié.

V.3.e.v. Poutre de chaînage :

$$A_s \geq A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 0.78 \text{ cm}^2$$

En appui : $A_s = 7.70 \text{ cm}^2 > 0.78 \text{ cm}^2$ condition vérifié.

En travée : $A_s = 3.39 \text{ cm}^2 > 0.78 \text{ cm}^2$ condition vérifié.

V.3.f. Vérification des espacements des armatures [2] :

V.3.f.i. Poutre principale :

En appui : $e_h = 9.6 \text{ cm} > \text{Max}(\emptyset; 1.5 \times c_g) = \text{Max}(2 \text{ cm}; 3.75 \text{ cm}) = 3.75 \text{ cm}$ condition vérifié.

En travée : $e_h = 9.6 \text{ cm} > \text{Max}(\emptyset; 1.5 \times c_g) = \text{Max}(2 \text{ cm}; 3.75 \text{ cm}) = 3.75 \text{ cm}$ condition vérifié.

V.3.f.ii. Poutre secondaire :

En appui : $e_h = 7.4 \text{ cm} > \text{Max}(\emptyset; 1.5 \times c_g) = \text{Max}(2 \text{ cm}; 3.75 \text{ cm}) = 3.75 \text{ cm}$ condition vérifié.

En travée : $e_h = 7.4 \text{ cm} > \text{Max}(\emptyset; 1.5 \times c_g) = \text{Max}(2 \text{ cm}; 3.75 \text{ cm}) = 3.75 \text{ cm}$ condition vérifié.

V.3.f.iii. Poutre du fil vertical 04 :

En appui : $e_h = 7.4 \text{ cm} > \text{Max}(\emptyset; 1.5 \times c_g) = \text{Max}(2 \text{ cm}; 3.75 \text{ cm}) = 3.75 \text{ cm}$ condition vérifié.

En travée : $e_h = 7.4 \text{ cm} > \text{Max}(\emptyset; 1.5 \times c_g) = \text{Max}(2 \text{ cm}; 3.75 \text{ cm}) = 3.75 \text{ cm}$ condition vérifié.

V.3.f.iv. Poutre du fil horizontale C :

En appui : $e_h = 7.4 \text{ cm} > \text{Max}(\emptyset; 1.5 \times c_g) = \text{Max}(2 \text{ cm}; 3.75 \text{ cm}) = 3.75 \text{ cm}$ condition vérifié.

En travée : $e_h = 7.4 \text{ cm} > \text{Max}(\emptyset; 1.5 \times c_g) = \text{Max}(2 \text{ cm}; 3.75 \text{ cm}) = 3.75 \text{ cm}$ condition vérifié.

V.3.f.v. Poutre de chaînage :

En appui : $e_h = 9.9 \text{ cm} > \text{Max}(\emptyset; 1.5 \times c_g) = \text{Max}(2 \text{ cm}; 3.75 \text{ cm}) = 3.75 \text{ cm}$ condition vérifié.

En travée : $e_h = 10 \text{ cm} > \text{Max}(\emptyset; 1.5 \times c_g) = \text{Max}(2 \text{ cm}; 3.75 \text{ cm}) = 3.75 \text{ cm}$ condition vérifié.

V.3.g. Vérifications vis-à-vis de l'état limite de service [2] :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser}), puis elles sont comparées aux contraintes admissible données par :

Béton : $\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$; Acier : Fissuration peu nuisible : Pas de vérification.

- Fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \xi = \text{Min} \{ 2/3 f_e ; \text{Max} (0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}) \}$

– Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = 0,8 \times \xi$

Avec : $\eta = 1,6$ pour les aciers H.A.

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\sigma_s = 250$ MPa.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau V.16 : Vérifications des contraintes de béton a l'ELS.

Section	Position	M (KN.m)	Choix de la section	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Observation
PP 30x50	Appui	112.04	6T16	9.87	15	OK
	Travée	92.48	5T16	8.65		OK
PP 30x50 (file 4)	Appui	109.68	5T20	8.91		OK
	Travée	99.53	5T20	8.08		OK
PS 30x50	Appui	46.39	5T20	3.77		OK
	Travée	50.94	5T20	4.14		OK
PS 30x50 (file C)	Appui	56.38	6T20	4.34		OK
	Travée	31.06	6T20	2.39		OK
Chainage 30x30	Appui	16.79	5T14	4.34		OK
	Travée	7.64	3T12	2.61		OK

Tableau V.17 : Vérifications des contraintes des aciers a l'ELS.

Section	Position	M (KN.m)	Choix de la section	σ_s	$\bar{\sigma}_s$	Observation
PP 30x50	Appui	112.04	6T16	227.6	250	OK
	Travée	92.48	5T16	223.1		OK
PP 30x50 (file 4)	Appui	109.68	5T20	173.7		OK
	Travée	99.53	5T20	157.6		OK
PS 30x50	Appui	46.39	5T20	73.5		OK
	Travée	50.94	5T20	80.7		OK
PS 30x50 (file C)	Appui	56.38	6T20	75.3		OK
	Travée	31.06	6T20	41.5		OK
Chainage 30x30	Appui	16.79	5T14	93.5		OK
	Travée	7.64	3T12	92.6		OK

V.3.h. Vérification de l'effort tranchant (contrainte de cisaillement) :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \text{MIN} \{0.1 \times f_{c28} ; 4\text{MPa}\} = 2.5 \text{ MPa}$$

Avec :

- T_u : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.
- b : Largeur de la section de la poutre.
- d : Hauteur utile de la section de la poutre.
- τ_u : Contrainte de cisaillement.
- $\bar{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement du béton.

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

- Selon le « BAEL91 modif 99 » [2] :
 - $\bar{\tau}_u = \text{Min} \{0,13 \times f_{c28} ; 5 \text{ MPa}\}$ Fissuration peu nuisible.
 - $\bar{\tau}_u = \text{Min} \{0,1 \times f_{c28} ; 4 \text{ MPa}\}$ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

Tableau V.18 : Vérification de l'effort tranchant dans les poutres.

Section (cm ²)	Tu (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ BAEL (MPa)	Observation
PP 30x50	153.75	1.13	2.5	OK
PP 30x50 (file 4)	151.82	1.12	2.5	OK
PS 30x50	73.10	0.54	2.5	OK
PS 30x50 (file C)	78.61	0.58	2.5	OK
Chainage 30x30	23.05	0.28	2.5	OK

V.3.i. Calcul des armatures transversales :

- Selon le BAEL91 modifié 99 :

$$\begin{cases} S_t = MIN(0,9d ; 40 \text{ cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3ft_{28k}}{0.8fe} \\ \frac{A_t fe}{bS_t} \geq MAX\left(\frac{\tau_u}{2}; 0.4MPa\right) \end{cases}$$

- Selon le RPA 99 version 2003 :

$$\begin{cases} A_t = 0.003 S_t b \\ S_t \leq MIN\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \dots \dots \dots \text{zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots \dots \dots \text{zone courante} \end{cases}$$

Avec :

$$\phi_t \leq MIN\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 1.42\text{cm} \dots \text{on prend: } \phi_t = 8\text{mm}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.19 : Calcul des armatures transversales.

Section (cm ²)	Tu (KN)	τ _u (MPa)	BAEL91	S _t RPA		S _t ^{adp} (cm)		A _t ^{max} (cm ²)	Choix
			S _t (cm)	Z.N	Z.C	Z.N	Z.C		
PP 30x50	153.75	1.13	40	12.5	25	10	15	0.9	4T8
PP 30x50 (file 4)	151.82	1.12	40	12.5	25	10	15	0.9	4T8
PS 30x50	73.10	0.54	40	12.5	25	10	15	0.9	4T8
PS 30x50 (file C)	78.61	0.58	40	12.5	25	10	15	0.9	4T8
Chainage 30x30	23.05	0.28	27	7.5	15	8	10	0.72	4T8

V.3.j. Longueur de recouvrement [1] :

La longueur minimale de recouvrement est de : L_r = 50×Øl (zone III)

T14 : L_r = 70cm..... T20 : L_r = 100cm.

T16 : L_r = 80cm..... T12 : L_r = 60cm.

V.3.k. Vérification de la flèche [1] :

Flèche totale : $\Delta_{ft} = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \leq f$

f_{gv} : Flèche de longue durée due à l'ensemble des charges permanentes.

f_{gi} : Flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes.

f_{ji} : Flèche instantanée due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en oeuvre des cloisons (nulle).

f_{pi} : Flèche instantanée due à l'ensemble des charges (G+Q).

Moment d'inerte de la section rectangulaire homogène I_0 :

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Calcul des moments d'inertie fictifs :

$$I_{fi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu}$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu}$$

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \times (2 + 3 \times \frac{b_0}{b})} \dots \dots \dots \text{coefficient pour la deformation instantanée}$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\rho \times (2 + 3 \times \frac{b_0}{b})} \dots \dots \dots \text{coefficient pour la deformation différée}$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d} \dots \dots \dots \text{pourcentage des armatures}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}}$$

- Calcul de la flèche instantanée due à l'ensemble des charges (G+Q) :

$$f_{pi} = \frac{M_s \times L^2}{10 \times E_{ij} \times I_{fi}}$$

- Calcul de la flèche instantanée du a l'ensemble des charges permanentes (G) :

$$f_{gi} = \frac{M_G \times L^2}{10 \times E_{ij} \times I_{fi}}$$

- Calcul de la flèche de longue durée du a l'ensemble des charges permanentes (G) :

$$f_{gv} = \frac{M_G \times L^2}{10 \times E_{vj} \times I_{fv}}$$

Avec :

$$E_{ij} = 32164.195MPa$$

$$E_{vj} = 10818.865MPa$$

$$\bar{f} = 5 + \frac{L}{1000}$$

V.3.k.i. Poutre principale :

Tableau V.20 : Vérification de la flèche de la poutre principale.

L ₀ (m)	M _{ser} (KN.m)	M _G (KN.m)	A _s (cm ²)	ρ
4.95	92.48	72.20	10.1	0.0071
σ _s	λ _i	μ	I ₀ (cm ⁴)	f _{pi}
223.1	2.95	0.57	378799.9	4.7
f _{gi}	f _{gv}	Δ _{ft}	\bar{f}	Observation
3.3	6.4	7.7	9.9	OK

V.3.k.ii. Poutre verticale du fil (04) :

Tableau V.21 : Vérification de la flèche de la poutre verticale du fil (04).

L ₀ (m)	M _{ser} (KN.m)	M _G (KN.m)	A _s (cm ²)	ρ
4.95	99.53	67.18	15.71	0.0111
σ _s	λ _i	μ	I ₀ (cm ⁴)	f _{pi}
157.6	1.89	0.60	411015.1	3.6
f _{gi}	f _{gv}	Δ _{ft}	\bar{f}	Observation
2.2	4.6	6.1	9.9	OK

V.3.k.iii. Poutre secondaire :**Tableau V.22 : Vérification de la flèche de la poutre secondaire.**

L_0 (m)	M_{ser} (KN.m)	M_G (KN.m)	A_s (cm ²)	ρ
4.95	50.94	18.87	15.71	0.0111
σ_s	λ_i	μ	I_0 (cm ⁴)	f_{pi}
80.7	1.89	0.35	411015.1	1.5
f_{gi}	f_{gv}	Δ_{ft}	\bar{f}	Observation
0.3	1.0	2.1	9.9	OK

V.3.k.iv. Poutre horizontale du fil C :**Tableau V.23 : Vérification de la flèche de poutre horizontale du fil C.**

L_0 (m)	M_{ser} (KN.m)	M_G (KN.m)	A_s (cm ²)	ρ
4.95	31.06	11.09	18.85	0.0135
σ_s	λ_i	μ	I_0 (cm ⁴)	f_{pi}
41.5	1.57	0.15	427646.0	0.6
f_{gi}	f_{gv}	Δ_{ft}	\bar{f}	Observation
0.2	0.5	1.0	9.9	OK

V.3.k.v. Poutre de chaînage :**Tableau V.24 : Vérification de la flèche de la poutre de chaînage.**

L_0 (m)	M_{ser} (KN.m)	M_G (KN.m)	A_s (cm ²)	ρ
4.95	7.64	2.38	3.39	0.0042
σ_s	λ_i	μ	I_0 (cm ⁴)	f_{pi}
17.4	5.02	0	74430.8	0.7
f_{gi}	f_{gv}	Δ_{ft}	\bar{f}	Observation
0.2	0.7	1.2	9.9	OK

NOTE : les plans de ferrailages des poutres sont présentés dans l'ANNEXE 02

V.4. Ferraillage des voiles avec la méthode des contrainte (efforts N ; M) :**V.4.a. Introduction :**

Le ferraillage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 modifié 99 et les vérifications selon le règlement parasismique algérien RPA99 version 2003, sous l'action des forces horizontales (séisme) ainsi que les forces due 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 du a la combinaison des charges permanentes, d'exploitation et la charge sismique.

V.4.b. Stabilité des constructions vis-à-vis les charges latérales :

Du point de vue de la stabilité sous charge horizontales (séisme), on distingue différents types des structures en béton armé :

- Structures auto stables.
- Structure contreventée par des voiles.

Dans notre projet, la structure est contreventée par des voiles et portiques appelés contreventement, dont le but est d'assurer la stabilité (et la rigidité) de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales.

V.4.c. Rôle de contreventement :

Le contreventement a donc principalement pour objet :

- Assurer la stabilité des constructions non auto-stable vis à vis des charges horizontales et de les transmettre jusqu'au sol.
- De raidir les constructions, car les déformations excessives de la structure sont source de dommages aux éléments non structuraux et à l'équipement.

V.4.d. Ferraillage des voiles :

Les voiles seront calculés en flexion composée sous l'effet des sollicitations qui les Engendrent, le moment fléchissant et l'effort normal sont déterminés selon les combinaisons Comprenant la charge permanente, d'exploitation ainsi que les charges sismiques.

V.4.e. Combinaison [1] :

Selon le règlement parasismique algérien (RPA 99 VERSION 2003) les combinaisons a considéré dans notre cas sont les suivantes :

- $G + Q + E$
- $G + Q - E$
- $0.8G + E$
- $0.8G - E$

V.4.f. Prescriptions imposées par RPA99/2003 [1] :**V.4.f.i. Aciers verticaux :**

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il puisse reprendre les contraintes induites par la flexion composée, en tenant compte des prescriptions composées par le RPA 99 version 2003 et décrites ci-dessous :

- a) 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 section horizontale du béton tendu.
- b) A chaque extrémité de voile, l'espacement des barres doit être réduit du dixième de la longueur de voile ($L/10$), cet espacement doit être inférieur ou égal à 20 cm ($st < 20cm$).
- c) Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur des voiles.

Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux. Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

V.4.f.ii. Aciers horizontaux :

Comme dans le cas des aciers verticaux, les aciers horizontaux doivent respecter certaines prescriptions présentées ci-après :

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi du coffrage et doivent être munie de crochets à (135°) ayant une longueur de 10Φ .

V.4.f.iii. Aciers transversaux :

Seuls les aciers verticaux (de diamètre Φ_1) pris en compte dans le calcul de Nu_{lim} sont à maintenir par des armatures transversales (de diamètre Φ_t).

Tableau V.25 : Aciers transversaux.

	Nombres d'armatures transversales	Diamètre Φ_t
$\Phi_t \leq 12\text{mm}$	4 épingles par m^2 de voile	8mm
$12\text{mm} \leq \Phi_t \leq 20\text{mm}$	Reprendre toute les barres verticales espacement $\leq 15 \Phi_1$	8mm
$20\text{mm} < \Phi_t$		8mm

V.4.g. Règles générales :

Les armatures doivent respecter les dispositions suivantes :

- a) L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite valeur de deux valeurs suivantes.

$$S_t \leq 1.5 \times e \rightarrow S_t \leq 1.5 \times 20 \rightarrow S_t \leq 30\text{cm avec : } e : \text{épaisseur du voile.}$$

- b) 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'extérieure.
- c) Les diamètres des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- d) Les longueurs de recouvrement doivent être égales a :
- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts sont possibles.
 - 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons des charges possibles.

V.4.h. La méthode de calcul :

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M) :

$$\sigma_{T.C} = \frac{N}{B} \pm \frac{M.V}{I} \leq \bar{\sigma} = \frac{0.85f_{c28}}{1.15} = 18.47MPa$$

Avec :

- N : effort normal appliqué.
- M : moment fléchissant appliqué.
- B : section du voile.
- V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.
- I : moment d'inertie.

On distingue 3 cas :

- a) 1^{er} cas : si $(\sigma_t \text{ et } \sigma_c) > 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée c'est-à-dire pas de zone tendue, la zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A99 (version 2003) $A_{\min}=0.15\% \cdot e \cdot L$
- b) 2^{eme} cas : si $(\sigma_t \text{ et } \sigma_c) < 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement tendue c'est-à-dire pas de zone comprimée, on calcule le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticale : $A_v = Ft/f_e$, on compare A_v par la section minimale exigée par le R.P.A 99(version2003).
 - Si : $A_v < A_{\min} = 0.15\%e.L$, on ferraille avec la section minimale.
 - Si : $A_v > A_{\min}$, on ferraille avec A_v .
- c) 3^{eme} cas : si $(\sigma_t \text{ et } \sigma_c)$ sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcul le volume des contraintes pour la zone tendue.

V.4.i. Ferrailage :**V.4.i.i. Ferrailage vertical :**

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

$$d \leq \min \left(h_e ; \frac{2L}{3} \right) ; \text{ avec } L : \text{ est la longueur de la zone tendue.}$$

Pour déterminer les armatures verticales, on utilise la méthode des contraintes par des efforts (N, M).

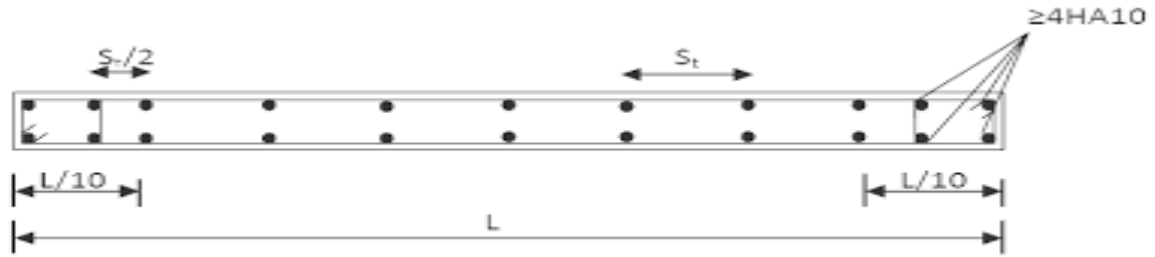


Figure V.1 : Disposition des armatures verticales dans le voile [1].

V.4.i.ii. Ferrailrages horizontaux :

Ces armatures doivent reprendre les efforts de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{\bar{V}}{e \cdot d} \leq \bar{\tau} = 0.2 f_{c28} = 5MPa$$

Avec : $\bar{V} = 1.4 V_{cal}$ l'effort tranchant de calcul majoré de 40%.

e : épaisseur du voile.

d = 0.9h avec h : hauteur d'étage brute ($h_{\text{étage}} - h_{\text{poutre}}$)

Armature de joint de bétonnage (aciers de couture) :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e} \text{ avec } \bar{V} = 1.4 V_u^{cal} ; f_e = 400MPa$$

$$A_{h1} = \left(\frac{2}{3}\right) \times A_v \dots \dots \dots A_{h2} = \frac{1.4 \times \tau_u \times S_t \times e}{0.8 \times f_e} \times 1.25 \dots \dots A_h^{min} = 0.15\% \times B$$

Pour le ferrailage on découpe l'ouvrage en quatre zones :

Tableau V.26 : Zone de calcul pour le ferrailage des voiles.

Zone	Niveaux
1	R.D.C ; 1 ^{er}
2	2 ^{eme} ; 3 ^{eme} ; 4 ^{eme} ; 5 ^{eme}
3	6 ^{eme} ; 7 ^{eme} ; 8 ^{eme} ; 9 ^{eme}
4	10 ^{eme} ; 11 ^{eme} ; 12 ^{eme}

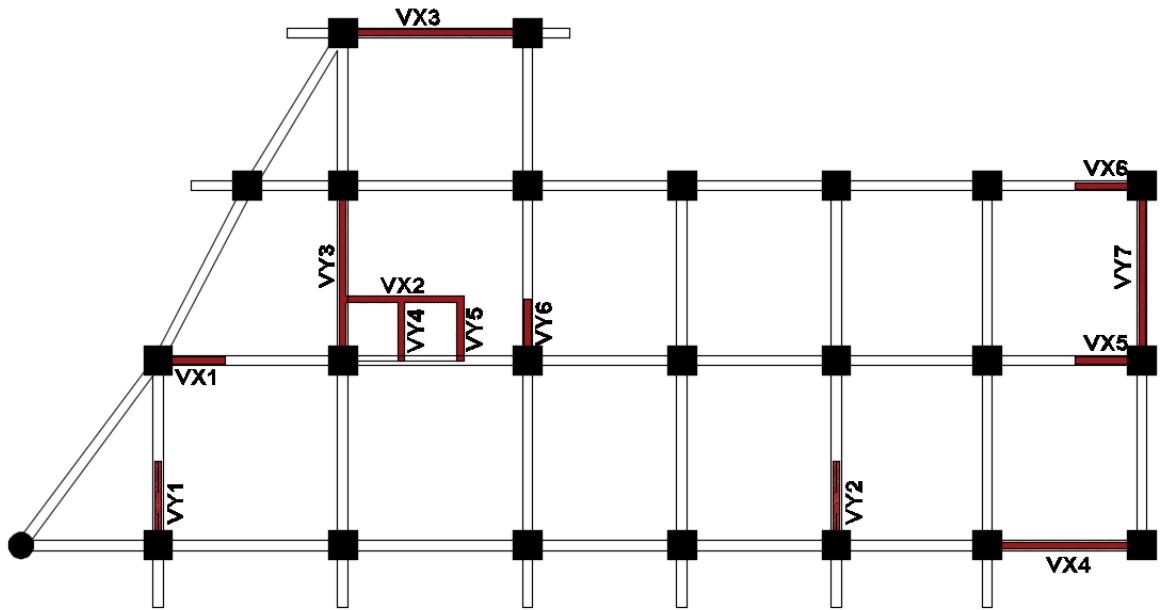


Figure V.2 : Disposition et nomination des voiles de contreventement.

V.4.j. Exemple d’application du voile VX3 dans la zone 3 :

On détermine les sollicitations à partir du logiciel de calcul ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2020 :

Tableau V.27 : Les sollicitations du voile VX3.

Voile	Zone	N ^{max} ; M ^{corresp}		N ^{min} ; M ^{corresp}		M ^{max} ; N ^{corresp}	
		N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)
VX3	03	-2594.99	-857.70	2.73	889.30	-1049.28	2586.11

V.4.j.i. Ferrailage vertical :

On choisit la combinaison la plus défavorables à partir du tableau au-dessus :

M = 2586.11 KN.m ; N = -1049.28 KN ; L = 5.50m ; I = 2.77m⁴ ; B = 1.10m² ; v = 2.75m

$$\sigma_T = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot v}{I} = \frac{-1049.28}{1.10} + \frac{2586.11 \times 2.75}{2.77} = 1610.85 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_C = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot v}{I} = \frac{-1049.28}{1.10} - \frac{2586.11 \times 2.75}{2.77} = -3518.63 \text{KN/m}^2$$

- Calcul de L_T et L_C :

$$L_T = \frac{L}{\left(1 + \frac{\sigma_c}{\sigma_t}\right)} = \frac{5.50}{\left(1 + \frac{3518.63}{1610.85}\right)} = 1.73m$$

$$L_C = L - L_T = 5.50 - 1.73 = 3.77m$$

- Calcul de la force de traction :

$$F_t = \frac{\sigma_t \times L_T \times e}{2} = \frac{1610.85 \times 1.73 \times 0.20}{2} = 278.23KN$$

- Calcul de la section d'armature vertical :

$$A_{vt} = \frac{F_t}{\sigma_s} = \frac{278.23 \times 10^3}{500} \times 10^{-2} = 5.56cm^2$$

Donc : $A_s^{tot} = \frac{A_s \times L}{L_T} = \frac{5.56 \times 5.50}{1.73} = 17.67cm^2$ choix : 16T12 = 18.10cm²

- **Armature minimale du RPA99 version 2003 :**

a) Dans la zone tendue : $A_{RPA} = 0.20\% \times e \times L_T = 0.20 \times 0.20 \times 1.84 = 7.36cm^2$

b) Dans la zone courante : $A_{ZC} = 0.10\% \times e \times L = 0.10\% \times 0.20 \times 5.50 = 11cm^2$

c) Le pourcentage minimal sur toute la section du voile : $A_{min} = 0.15\% \times e \times L = 0.15\% \times 0.20 \times 5.50 = 16.5cm^2$

- **Armature de couture :**

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e} = 1.1 \frac{1.4 \times 1161.87}{500} = 35.72cm^2$$

- **Espacement :**

$S_t \leq (1.5e; 30)cm$; soit : $S_t = 15cm$ dans la zone courante ; $S_a = S_t/2 = 10cm$ dans la zone d'about.

- **Choix finals :**

Choix des barres vertical : 16T12

Choix des barres de couture : 12T20

V.4.j.ii. Ferrailage horizontale :

$L = 5.50m$; $L_t = 1.73m$; $h_{brute} = 2.7m$; $V = 1161.87KN$

$$\tau_u = \frac{\bar{V}}{e \cdot d} = \frac{1.4 \times 1161.87 \times 10^3}{200 \times 2430} = 3.34MPa < 5MPa \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Le pourcentage minimal d'armatures est :

- $A_{h1} = \left(\frac{2}{3}\right) \times A_v = \frac{2 \times 35.72}{3} = 23.81 \text{ cm}^2$
- $A_{h2} = \frac{1.4 \times \tau_u \times S_t \times e}{0.8 \times f_e} \times 1.25 = \frac{1.4 \times 3.34 \times 150 \times 200}{0.8 \times 500} \times 1.25 \times 10^{-2} = 4.38 \text{ cm}^2$
- $A_h^{min} = 0.15\% \times B = 0.15\% \times 20 \times 550 = 16.5 \text{ cm}^2$
- $A_h \geq (A_{h1}; A_{h2}; A_h^{min}) \geq (23.81; 4.38; 16.5)$

On choisit 12T16 = 24.13 cm²

L'espacement ; $S_t \leq \min(1.5e ; 30 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq (30 \text{ cm} ; 30)$

On adopte un espacement de $S_t = 15 \text{ cm}$

Les résultats de tous les voiles sont résumés dans les tableaux suivants :

NOTE : les plans de ferrailages du voiles VX3 sont présentés dans l'ANNEXE 02

Tableau V.28 : Ferrailage des voiles VX1 ; VX2 ; VX3 ; VX4.

V _{ij}	Z	N	M	L	e	B	I	v	σ_t	σ_c	L _T	L _C	F _T	A _{vt}	A _s ^{tot}
		(KN)	(KN.m)	(m)	(m)	(m ²)	(m ⁴)	(m)	(KN/m ²)		(m)	(m)	(KN)	(cm ²)	(cm ²)
VX1	1	163,57	978,29	2,0	0,2	0,13	0,40	1,00	7 746,10	-6 928,25	1,06	0,94	817,78	16,36	30,98
	2	-895,77	633,1	2,0	0,2	0,40	0,13	1,00	2 508,83	-6 987,68	0,53	1,47	132,56	2,65	10,04
	3	-402,6	474,8	2,0	0,2	0,40	0,13	1,00	2 554,50	-4 567,50	0,72	1,28	183,25	3,66	10,22
	4	-87	266,17	2,0	0,2	0,40	0,13	1,00	1 778,78	-2 213,78	0,89	1,11	158,50	3,17	7,12
VX2	1	299,9	3565,31	3,5	0,2	0,70	0,71	1,75	9 159,80	-8 302,94	1,84	1,66	1 681,62	33,63	64,12
	2	-290,31	1970,57	3,5	0,2	0,70	0,71	1,75	4 411,16	-5 240,61	1,60	1,90	705,61	14,11	30,88
	3	-750,4	767,1	3,5	0,2	0,70	0,71	1,75	806,61	-2 950,61	0,75	2,75	60,61	1,21	5,65
	4	-395,54	532,76	3,5	0,2	0,70	0,71	1,75	739,66	-1 869,78	0,99	2,51	73,38	1,47	5,18
VX3	1	-1764	9911,61	5,5	0,2	1,10	2,77	2,75	8 226,10	-11 433,30	2,30	3,20	1 893,13	37,86	90,49
	2	-1558,8	7383,18	5,5	0,2	1,10	2,77	2,75	5 905,08	-8 739,24	2,22	3,28	1 309,62	26,19	64,96
	3	-1049,3	2586,11	5,5	0,2	1,10	2,77	2,75	1 610,85	-3 518,63	1,73	3,77	278,23	5,56	17,72
	4	-431,64	-1135,46	5,5	0,2	1,10	2,77	2,75	733,68	-1 518,48	1,79	3,71	131,45	2,63	8,07
VX4	1	-1516,7	7921,21	4,6	0,2	0,92	1,62	2,30	9 581,91	-12 878,99	1,96	2,64	1 880,33	37,61	88,15
	2	-1374,7	5585,46	4,6	0,2	0,92	1,62	2,30	6 424,61	-9 413,18	1,87	2,73	1 198,83	23,98	59,11
	3	-805,82	1910,3	4,6	0,2	0,92	1,62	2,30	1 832,47	-3 584,26	1,56	3,04	285,16	5,70	16,86
	4	-216,74	1118,04	4,6	0,2	0,92	1,62	2,30	1 349,54	-1 820,71	1,96	2,64	264,26	5,29	12,42

Tableau V.29 : Ferrailage des voiles VX5 ; VX6 ; VY1 ; VY2.

V _{ij}	Z	N	M	L	e	B	I	v	σ_t	σ_c	L _T	L _C	F _T	A _{vt}	A _s ^{tot}
		(KN)	(KN.m)	(m)		(m ²)	(m ⁴)	(m)	(KN/m ²)		(m)	(m)	(KN)	(cm ²)	(cm ²)
VX5	1	2047,3	980,91	2,00	0,20	0,40	0,13	1,00	12 474,98	-2 238,68	1,70	0,30	2 115,38	42,31	49,90
	2	52,44	455,79	2,00	0,20	0,40	0,13	1,00	3 549,53	-3 287,33	1,04	0,96	368,57	7,37	14,20
	3	10,56	420,95	2,00	0,20	0,40	0,13	1,00	3 183,53	-3 130,73	1,01	0,99	321,01	6,42	12,73
	4	-487,23	-271,51	2,00	0,20	0,40	0,13	1,00	818,25	-3 254,40	0,40	1,60	32,88	0,66	3,27
VX6	1	2047,3	980,91	2,00	0,20	0,40	0,13	1,00	12 474,98	-2 238,68	1,70	0,30	2 115,38	42,31	49,90
	2	52,44	455,79	2,00	0,20	0,40	0,13	1,00	3 549,53	-3 287,33	1,04	0,96	368,57	7,37	14,20
	3	10,56	420,95	2,00	0,20	0,40	0,13	1,00	3 183,53	-3 130,73	1,01	0,99	321,01	6,42	12,73
	4	-487,23	-271,51	2,00	0,20	0,40	0,13	1,00	818,25	-3 254,40	0,40	1,60	32,88	0,66	3,27
VY1	1	230,11	2328	2,50	0,20	0,50	0,26	1,25	11 634,62	-10 714,18	1,30	1,20	1 514,22	30,28	58,17
	2	-235,96	751,69	2,50	0,20	0,50	0,26	1,25	3 136,19	-4 080,03	1,09	1,41	340,75	6,81	15,68
	3	-468,49	739,43	2,50	0,20	0,50	0,26	1,25	2 612,28	-4 486,24	0,92	1,58	240,33	4,81	13,06
	4	0,3	253,06	2,50	0,20	0,50	0,26	1,25	1 215,29	-1 214,09	1,25	1,25	151,99	3,04	6,08
VY2	1	238,15	1341,03	2,50	0,20	0,50	0,26	1,25	6 913,24	-5 960,64	1,34	1,16	928,10	18,56	34,57
	2	-1199	795,96	2,50	0,20	0,50	0,26	1,25	1 422,53	-6 218,69	0,47	2,03	66,21	1,32	7,11
	3	-113,5	176,72	2,50	0,20	0,50	0,26	1,25	621,26	-1 075,26	0,92	1,58	56,88	1,14	3,11
	4	8,37	81,3	2,50	0,20	0,50	0,26	1,25	406,98	-373,50	1,30	1,20	53,05	1,06	2,03

Tableau V.30 : Ferrailage des voiles VY3 ; VY4 ; VY5 ; VY6 ; VY7.

V _{ij}	Z	N	M	L	e	B	I	v	σ_t	σ_c	L _T	L _C	F _T	A _{vt}	A _s ^{tot}
		(KN)	(KN.m)	(m)		(m ²)	(m ⁴)	(m)	(KN/m ²)		(m)	(m)	(KN)	(cm ²)	(cm ²)
VY3	1	-1118,4	11304,3	5,20	0,20	1,04	2,34	2,60	11 466,42	-13 617,09	2,38	2,82	2 725,65	54,51	119,25
	2	-1364,9	8238,99	5,20	0,20	1,04	2,34	2,60	7 828,54	-10 453,25	2,23	2,97	1 743,19	34,86	81,42
	3	-1401,1	2727,83	5,20	0,20	1,04	2,34	2,60	1 679,19	-4 373,69	1,44	3,76	242,24	4,84	17,46
	4	-474,71	1914,27	5,20	0,20	1,04	2,34	2,60	1 667,37	-2 580,27	2,04	3,16	340,34	6,81	17,34
VY4-5	1	45,44	742,7	1,82	0,20	0,36	0,10	0,91	6 851,38	-6 601,71	0,93	0,89	635,05	12,70	24,94
	2	252,52	111,81	1,82	0,20	0,36	0,10	0,91	1 706,39	-318,91	1,53	0,29	261,66	5,23	6,21
	3	-464,86	362,64	1,82	0,20	0,36	0,10	0,91	2 007,30	-4 561,47	0,56	1,26	111,64	2,23	7,31
	4	-3,19	152,86	1,82	0,20	0,36	0,10	0,91	1 375,67	-1 393,20	0,90	0,92	124,39	2,49	5,01
VY6	1	45,44	742,7	1,82	0,20	0,36	0,10	0,91	6 851,38	-6 601,71	0,93	0,89	635,05	12,70	24,94
	2	252,52	111,81	1,82	0,20	0,36	0,10	0,91	1 706,39	-318,91	1,53	0,29	261,66	5,23	6,21
	3	-464,86	362,64	1,82	0,20	0,36	0,10	0,91	2 007,30	-4 561,47	0,56	1,26	111,64	2,23	7,31
	4	-3,19	152,86	1,82	0,20	0,36	0,10	0,91	1 375,67	-1 393,20	0,90	0,92	124,39	2,49	5,01
VY7	1	-1110,8	5844,49	5,20	0,20	1,04	2,34	2,60	5 416,18	-7 552,36	2,17	3,03	1 176,25	23,52	56,33
	2	-983,95	4599,03	5,20	0,20	1,04	2,34	2,60	4 156,37	-6 048,58	2,12	3,08	880,28	17,61	43,23
	3	-679	1834,84	5,20	0,20	1,04	2,34	2,60	1 382,81	-2 688,58	1,77	3,43	244,22	4,88	14,38
	4	-2,37	498,08	5,20	0,20	1,04	2,34	2,60	550,32	-554,88	2,59	2,61	142,49	2,85	5,72

Tableau V.31 : Choix d'armature des voiles du sens X-X.

Voile	Zone	$A_v^{cal}(cm^2)$	$A_s^{min}(cm^2)$	Choix	$A_s^{adop}(cm^2)$
VX1	1	30,98	8	2X12T14	36.94
	2	10,04	8	2X10T12	22.62
	3	10,22	8	2X10T12	22.62
	4	7,12	8	2X8T12	18.1
VX2	1	64,12	14	2X21T14	64.66
	2	30,88	14	2X14T12	31.66
	3	5,65	14	2X7T12	15.83
	4	5,18	14	2X7T12	15.83
VX3	1	90,49	22	2X30T14	92.36
	2	64,96	22	2X21T14	64.65
	3	17,72	22	2X14T12	31.67
	4	8,07	22	2X12T12	27.14
VX4	1	88,15	18,4	2X28T14	86.20
	2	59,11	18,4	2X25T12	56.55
	3	16,86	18,4	2X14T12	31.67
	4	12,42	18,4	2X10T12	22.62
VX5	1	49,90	8	2X12T14	36.95
	2	14,20	8	2X10T12	22.62
	3	12,73	8	2X10T12	22.62
	4	3,27	8	2X8T12	18.10
VX6	1	49,90	8	2X12T14	36.95
	2	14,20	8	2X10T12	22.62
	3	12,73	8	2X10T12	22.62
	4	3,27	8	2X8T12	18.10

Tableau V.32 : Choix d'armature des voiles du sens Y-Y.

Voile	Zone	$A_v^{cal}(cm^2)$	$A_s^{min}(cm^2)$	Choix	$A_s^{adop}(cm^2)$
VY1	1	58,17	10	2X25T12	56.55
	2	15,68	10	2X12T12	27.14
	3	13,06	10	2X12T12	27.14
	4	6,08	10	2X8T12	18.10
VY2	1	34,57	10	2X25T12	56.55
	2	7,11	10	2X12T12	27.14
	3	3,11	10	2X12T12	27.14
	4	2,03	10	2X8T12	18.10
VY3	1	119,25	20,8	2X35T14	107.76
	2	81,42	20,8	2X30T12	67.86
	3	17,46	20,8	2X14T12	31.67
	4	17,34	20,8	2X10T12	22.62
VY4-5	1	24,94	7,28	2X12T12	27.14
	2	6,21	7,28	2X10T12	22.62
	3	7,31	7,28	2X8T12	18.10
	4	5,01	7,28	2X8T12	18.10
VY6	1	24,94	7,28	2X12T12	27.14
	2	6,21	7,28	2X10T12	22.62
	3	7,31	7,28	2X8T12	18.10
	4	5,01	7,28	2X8T12	18.10
VY7	1	56,33	20,8	2X25T12	56.55
	2	43,23	20,8	2X20T12	45.24
	3	14,38	20,8	2X12T12	27.14
	4	5,72	20,8	2X12T12	27.14

Tableau V.33 : Choix des armatures de couture ; armature horizontale ; vérification de la contrainte de cisaillement.

V_{ij}	Z	T_u	\bar{V}	A_{vc}	Choix	e	d	τ	$\bar{\tau}$	Condition	S_t	A_{h1}	A_{h1}	A_h^{min}	A_h^{max}	Choix
		(KN)	(KN)	(cm ²)		(m)	(m)	(MPa)	(MPa)		(mm)	(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)	
VX1	1	205,99	288,39	6,34	12T12	0,20	3,60	0,40	5,00	Vérifié	150,00	4,23	0,53	6,00	6,00	12T12
	2	109,01	152,61	3,36	12T12	0,20	2,43	0,31	5,00	Vérifié	150,00	2,24	0,41	6,00	6,00	12T12
	3	100,02	140,03	3,08	12T12	0,20	2,43	0,29	5,00	Vérifié	150,00	2,05	0,38	6,00	6,00	12T12
	4	60,75	85,05	1,87	12T12	0,20	2,43	0,18	5,00	Vérifié	150,00	1,25	0,23	6,00	6,00	12T12
VX2	1	1264,55	1770,37	38,95	26T14	0,20	3,60	2,46	5,00	Vérifié	150,00	25,97	3,23	10,50	25,97	24T12
	2	1410,36	1974,50	43,44	28T14	0,20	2,43	4,06	5,00	Vérifié	150,00	28,96	5,33	10,50	28,96	24T12
	3	1070,77	1499,08	32,98	26T14	0,20	2,43	3,08	5,00	Vérifié	150,00	21,99	4,05	10,50	21,99	24T12
	4	372,61	521,65	11,48	12T12	0,20	2,43	1,07	5,00	Vérifié	150,00	7,65	1,41	10,50	10,50	12T12
VX3	1	1180,91	1653,27	36,37	26T14	0,20	3,60	2,30	5,00	Vérifié	150,00	24,25	3,01	16,50	24,25	24T12
	2	2250,16	3150,22	69,30	30T16	0,20	2,43	4,90	5,00	Vérifié	150,00	46,20	8,51	16,50	46,20	30T14
	3	1161,87	1626,62	35,79	26T14	0,20	2,43	3,35	5,00	Vérifié	150,00	23,86	4,39	16,50	23,86	24T12
	4	379,35	531,09	11,68	12T12	0,20	2,43	1,09	5,00	Vérifié	150,00	7,79	1,43	16,50	16,50	14T12
VX4	1	1086,68	1521,35	33,47	26T14	0,20	3,60	2,11	5,00	Vérifié	150,00	22,31	2,77	13,80	22,31	24T12
	2	1865,08	2611,11	57,44	30T16	0,20	2,43	4,59	5,00	Vérifié	150,00	38,30	7,05	13,80	38,30	24T14
	3	939,37	1315,12	28,93	20T14	0,20	2,43	2,71	5,00	Vérifié	150,00	19,29	3,55	13,80	19,29	24T12
	4	326,54	457,16	10,06	12T12	0,20	2,43	0,94	5,00	Vérifié	150,00	6,70	1,23	13,80	13,80	12T12

Tableau V.34 : Choix des armatures de couture ; armature horizontale ; vérification de la contrainte de cisaillement.

V_{ij}	Z	T_u	\bar{V}	A_{vc}	Choix	e	d	τ	$\bar{\tau}$	Condition	S_t	A_{h1}	A_{h1}	A_h^{min}	A_h^{max}	Choix
		(KN)	(KN)	(cm ²)		(m)	(m)	(MPa)	(MPa)		(mm)	(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)	
VX5	1	216,49	303,09	6,67	12T12	0,20	3,60	0,42	5,00	Vérifié	150,00	4,45	0,55	6,00	6,00	12T12
	2	200,04	280,06	6,16	12T12	0,20	2,43	0,58	5,00	Vérifié	150,00	4,11	0,76	6,00	6,00	12T12
	3	216,78	303,49	6,68	12T12	0,20	2,43	0,62	5,00	Vérifié	150,00	4,45	0,82	6,00	6,00	12T12
	4	93,60	131,04	2,88	12T12	0,20	2,43	0,27	5,00	Vérifié	150,00	1,92	0,35	6,00	6,00	12T12
VX6	1	216,49	303,09	6,67	12T12	0,20	3,60	0,42	5,00	Vérifié	150,00	4,45	0,55	6,00	6,00	12T12
	2	200,04	280,06	6,16	12T12	0,20	2,43	0,58	5,00	Vérifié	150,00	4,11	0,76	6,00	6,00	12T12
	3	216,78	303,49	6,68	12T12	0,20	2,43	0,62	5,00	Vérifié	150,00	4,45	0,82	6,00	6,00	12T12
	4	93,60	131,04	2,88	12T12	0,20	2,43	0,27	5,00	Vérifié	150,00	1,92	0,35	6,00	6,00	12T12
VY1	1	303,23	424,52	9,34	12T12	0,20	3,60	0,59	5,00	Vérifié	150,00	6,23	0,77	7,50	7,50	12T12
	2	394,06	551,68	12,14	12T12	0,20	2,43	1,14	5,00	Vérifié	150,00	8,09	1,49	7,50	8,09	12T12
	3	418,24	585,54	12,88	12T12	0,20	2,43	1,20	5,00	Vérifié	150,00	8,59	1,58	7,50	8,59	12T12
	4	296,30	414,82	9,13	12T12	0,20	2,43	0,85	5,00	Vérifié	150,00	6,08	1,12	7,50	7,50	12T12
VY2	1	173,32	242,65	5,34	12T12	0,20	3,60	0,34	5,00	Vérifié	150,00	3,56	0,44	7,50	7,50	12T12
	2	240,15	336,21	7,40	12T12	0,20	2,43	0,69	5,00	Vérifié	150,00	4,93	0,91	7,50	7,50	12T12
	3	160,60	224,84	4,95	12T12	0,20	2,43	0,46	5,00	Vérifié	150,00	3,30	0,61	7,50	7,50	12T12
	4	103,78	145,29	3,20	12T12	0,20	2,43	0,30	5,00	Vérifié	150,00	2,13	0,39	7,50	7,50	12T12

Tableau V.35 : Choix des armatures de couture ; armature horizontale ; vérification de la contrainte de cisaillement.

V_{ij}	Z	T_u	\bar{V}	A_{vc}	Choix	e	d	τ	$\bar{\tau}$	Condition	S_t	A_{h1}	A_{h1}	A_h^{min}	A_h^{max}	Choix
		(KN)	(KN)	(cm ²)		(m)	(m)	(MPa)	(MPa)		(mm)	(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)	
VY3	1	1474,23	2063,92	45,41	30T16	0,20	3,60	2,87	5,00	Vérifié	150,00	30,27	3,76	15,60	30,27	30T14
	2	2950,06	4130,08	90,86	30T20	0,20	2,43	4,90	5,00	Vérifié	150,00	60,57	11,15	15,60	60,57	30T16
	3	1766,31	2472,83	54,40	30T16	0,20	2,43	4,85	5,00	Vérifié	150,00	36,27	6,68	15,60	36,27	30T14
	4	662,16	927,02	20,39	20T14	0,20	2,43	1,91	5,00	Vérifié	150,00	13,60	2,50	15,60	15,60	20T12
VY4- 5	1	72,42	101,39	2,23	12T12	0,20	3,60	0,14	5,00	Vérifié	150,00	1,49	0,18	5,46	5,46	12T12
	2	84,08	117,71	2,59	12T12	0,20	2,43	0,24	5,00	Vérifié	150,00	1,73	0,32	5,46	5,46	12T12
	3	181,66	254,32	5,60	12T12	0,20	2,43	0,52	5,00	Vérifié	150,00	3,73	0,69	5,46	5,46	12T12
	4	112,34	157,28	3,46	12T12	0,20	2,43	0,32	5,00	Vérifié	150,00	2,31	0,42	5,46	5,46	12T12
VY6	1	72,42	101,39	2,23	12T12	0,20	3,60	0,14	5,00	Vérifié	150,00	1,49	0,18	5,46	5,46	12T12
	2	84,08	117,71	2,59	12T12	0,20	2,43	0,24	5,00	Vérifié	150,00	1,73	0,32	5,46	5,46	12T12
	3	181,66	254,32	5,60	12T12	0,20	2,43	0,52	5,00	Vérifié	150,00	3,73	0,69	5,46	5,46	12T12
	4	112,34	157,28	3,46	12T12	0,20	2,43	0,32	5,00	Vérifié	150,00	2,31	0,42	5,46	5,46	12T12
VY7	1	827,20	1158,08	25,48	20T14	0,20	3,60	1,61	5,00	Vérifié	150,00	16,99	2,11	15,60	16,99	20T12
	2	1692,62	2369,67	52,13	30T16	0,20	2,43	4,88	5,00	Vérifié	150,00	34,76	6,40	15,60	34,76	24T14
	3	1079,88	1511,83	33,26	30T16	0,20	2,43	3,11	5,00	Vérifié	150,00	22,17	4,08	15,60	22,17	20T12
	4	274,56	384,38	8,46	12T12	0,20	2,43	0,79	5,00	Vérifié	150,00	5,64	1,04	15,60	15,60	20T12

CHAPITRE VI.ETUDE DES FONDATIONS

VI.1. Introduction :

L'infrastructure est l'une des parties essentielles d'un bâtiment, car elle est en contact direct avec le sol d'assise Elle assure la transmission des charges apportées par la superstructure vers le sol, et avec sa bonne stabilité et sa bonne résistance elle assure :

- Un bon encastrement de la structure dans le sol.
- Une bonne transmission des efforts apportés par la superstructure au sol d'assise.
- Une bonne limitation des tassements différentiels.

VI.2. Choix du type de fondations :

Le choix de types de fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol d'assise.
- L'importance de l'ouvrage.
- La distance entre axe des poteaux.
- La profondeur du bon sol.

Afin de déterminer le choix de fondations à adopter pour notre structure, on procède tout d'abord à la vérification des semelles isolées puis les semelles filantes. Si ces deux fondations ne sont pas adéquates, on passera au radier général.

D'après le rapport géotechnique, on a une contrainte admissible du sol : $\overline{\sigma}_{sol} = 2.00 \text{ bars}$

Les fondations sont calculées par les combinaisons d'actions suivantes :

- $1.35G + 1.5Q$
- $G + Q$
- $G + Q + E$
- $0.8G + E$

VI.2.a. Vérification des semelles isolées :

Les poteaux de notre structure sont carrés à la base de section ($a*a$) d'où les semelles sont carrées, soit :

- N : l'effort normal transmis par la semelle au sol.

Le poteau le plus sollicité dans notre structure donne un effort normal de l'ordre :

$$N = 3338.91 \text{ KN}$$

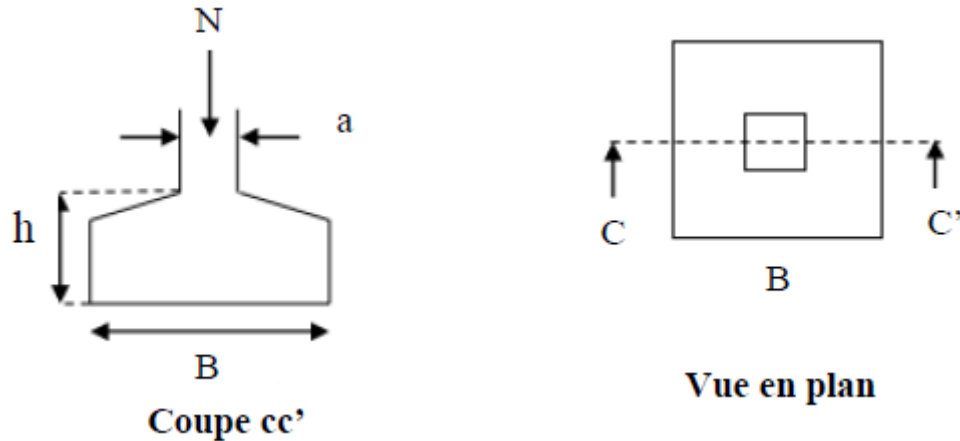


Figure VI.1 : Schéma de la semelle isolée.

$$B^2 \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma_{sol}}} \geq \sqrt{\frac{3338.91}{200}} \geq 4.08m$$

Pour vérifier s'il Ya une intersection entre deux semelles voisines, la condition suivante doit être vérifié : $1.5 \times B \leq L_{min}$ [2]

Avec L_{min} représente la valeur minimale entre axe de deux poteaux ($L_{min} = 2.90m$) et $B = 4.1m$.

$$1.5 \times B = 1.5 \times 4.2 = 6.15m > L_{min} = 2.90m \dots\dots\dots \text{(condition non vérifiée)}$$

Conclusion : on remarque qu'il y a un chevauchement des semelles donc on passe à l'étude des semelles filantes (continus).

VI.2.b. Vérification des semelles filantes :

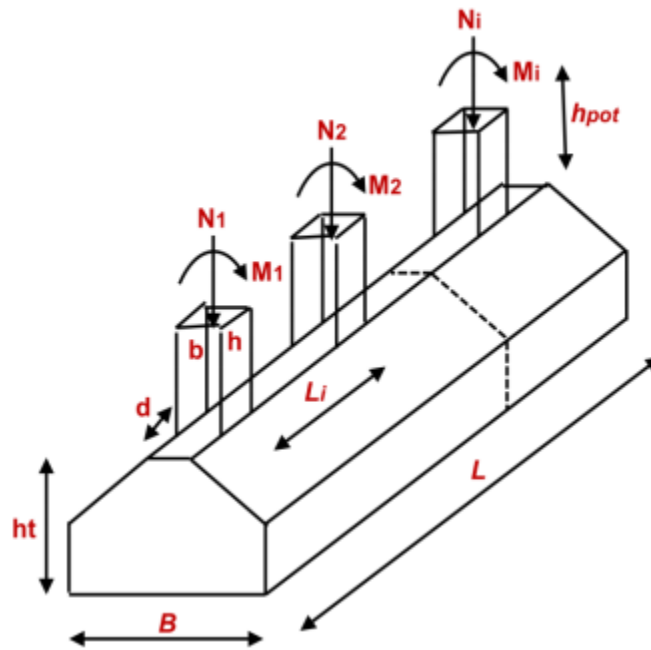


Figure VI.2 : Semelles filantes sous poteaux.

On doit vérifier que : $\overline{\sigma}_{sol} \geq \frac{N_s}{S}$

Tel que :

$$N_s = \sum N_{si}$$

N_{si} : Effort de chaque poteau a l'ELS.

$$S = B \times L$$

Avec :

- S : surface de chaque semelle.
- B : largeur de la semelle filante continue.
- L : longueur du fil considérée.

Les résultats obtenus pour la structure sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau VI.1 : Section des semelles filantes continue.

Files	Nser (KN)	L (m)	B (m)	B choix (m)	S (m ²)
A	354.49	33.38	0,05	0,50	16,94
B	21007.99	33.38	3,15	3,20	117
C	17308.54	33.38	2,59	2,60	86,79
D	13547.60	29.30	2,31	2,40	70,32
E	3871.48	29.30	2,30	2,40	20,16
1	2395.57	8.40	0,66	0,70	12,71
2	5671.14	18.15	4,10	4,20	0,00
3	2369.17	0	0,65	0,70	12,71
4	9966.74	18.15	2,75	2,80	50,82
5	9732.23	18.15	2,68	2,70	49,01
6	8130.74	18.15	2,24	2,30	41,75
7	6483.95	18.15	1,79	1,80	32,67
8	6250.92	18.15	1,72	1,80	32,67
9	5089.64	18.15	1,40	1,50	27,23

Vérification :

- 1) Pour vérifier s'il y a une intersection entre deux semelles voisines, la condition suivante doit être vérifiée : $2 \times B \leq L_{min}$ Avec L_{min} représente la valeur minimale entre axe de deux poteaux [4].

Tableau VI.2 : Vérification de l'intersection entre les semelles filante.

Sens	B (m)	L_{min} (m)	2 x B	Condition
X-X	0,50	2.90	1	Vérifiée
	3,20		6.4	Non vérifiée
	2,60		5.2	Non vérifiée
	2,40		4.8	Non vérifiée
	2,40		4.8	Non vérifiée
Y-Y	0,70	4.08	1.4	Vérifiée
	4,20		8.4	Non vérifiée
	0,70		1.4	Vérifiée
	2,80		5.6	Non vérifiée
	2,70		5.4	Non vérifiée
	2,30		4.6	Non vérifiée
	1,80		3.6	Vérifiée
	1,80		3.6	Vérifiée
	1,50		3	Vérifiée

2) Il faut vérifier que $\frac{S_{semelle}}{S_{bat}} \leq 50\%$

Tableau VI.3 : Vérification du rapport entre la surface du bâtiment et la surface totale des semelles.

Sens	$S_{semelle}(cm^2)$	$S_{bat}(cm^2)$	$\frac{S_{semelle}}{S_{bat}}$	Condition
X-X	379.70	566.06	67.07 %	Non vérifiée
Y-Y	364.01		64.30 %	Non vérifiée

VI.2.c. Vérification d'un radier général :

VI.2.c.i. Introduction :

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction, cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée, dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées de grande hauteur, dans notre cas on optera pour un radier

nervuré (plus économique que pratique) renversé, l'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

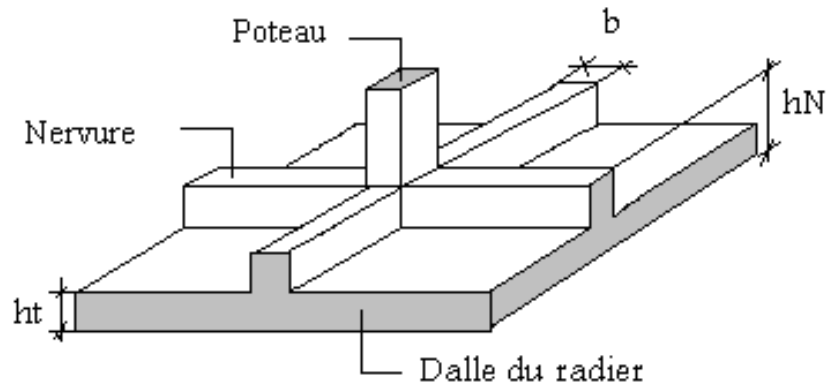


Figure VI.3 : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.

VI.2.c.ii. Surface nécessaire :

Pour déterminer la surface du radier il faut que : $\sigma_{max} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de superstructure et de sous-sol, tirés à partir du fichier du logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2020.

$$\text{Pour } \begin{cases} N = 73673.09 \text{ KN} \\ \sigma_{sol} = 2.00 \text{ bars} \end{cases}$$

$$\text{On trouve : } S_{nec} \geq 368.36 \text{ m}^2$$

$$\text{La surface du bâtiment : } S_{bat} = 566.06 \text{ m}^2$$

$$S_{nec} = 368.36 \text{ m}^2 < S_{bat} = 566.06 \text{ m}^2$$

Conclusion : le choix de type de fondation pour notre construction est un radier général nervuré.

VI.3. Prédimensionnement du radier :

VI.3.a. La dalle du radier :

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

VI.3.a.i. Condition forfaitaire [2] :

$$\text{On doit vérifier que : } h_1 \geq \frac{L_{max}}{20}$$

Avec :

L_{max} : la longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{max} = 5.50m \rightarrow h_1 \geq 27.5cm$$

VI.3.a.ii. Condition de cisaillement [2] :

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0.1f_{c28}; 3MPa) = 2.5MPa$

Avec : $T_u = \frac{qL}{2}$ et $q = \frac{N_u}{S_{rad}}$

$$N_u = 73673.09 \text{ KN} ; L = 5.50m ; b = 1m$$

$$\tau_u = \frac{qL}{2bd} = \frac{N_u L}{2S_{rad}bd} = \frac{N_u L}{2S_{rad}b(0.9h)} \leq \bar{\tau}$$

$$h_2 \geq \frac{N_u L}{2S_{rad}b(0.9\bar{\tau})} = \frac{73673.09 \times 5.50}{2 * 566.06 \times 1 \times 0.9 \times 2500} = 0.159m = 15.9cm$$

$$h_2 \geq 15.9cm$$

Conclusion : $h \geq \text{MAX}(h_1 ; h_2) = 50cm$

VI.3.b. Les nervures :

VI.3.b.i. Largeur de la nervure [2] :

$b \geq \frac{L_{max}}{10} \geq \frac{550}{10} \geq 55cm$ Donc on opte pour $b = 55cm$.

VI.3.b.ii. La hauteur de la nervure :

a) Condition de la flèche [2] :

La hauteur des nervures se calcule par la formule de la flèche :

$h_N \leq \frac{L_{max}}{10} \leq \frac{550}{10} \leq 55cm$ On prend $h_{N1} = 50cm$

b) Condition de la raideur [2] :

Pour étudier la raideur d'une nervure on utilise la théorie de la poutre sur sol élastique

définie par l'expression suivante : $L_{max} \leq \left(\frac{\pi}{2}\right)L_e + b$ avec : $L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}}$

I : inertie de la section transversale (section en T).

E : module d'élasticité du béton (20000MPa)

K : coefficient de raideur du sol ($0.5\text{Kg/cm}^3 \leq K \leq 12\text{Kg/cm}^3$)

- $K = 0.5 \text{ Kg/cm}^3$ pour un très mauvais sol.
- $K = 4 \text{ Kg/cm}^3$ pour un sol de densité moyenne.
- $K = 12 \text{ Kg/cm}^3$ pour un très bon sol.

Pour notre cas on prend $K = 4 \text{ Kg/cm}^3$

b : la distance maximal en deux nervure.

$$h_2 \geq \sqrt[3]{\frac{3k\left(\frac{2b}{\pi}\right)^4}{E}}$$

$$h_2 \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times 4 \times 0.01 \times \left(\frac{2 \times 5500}{3.14}\right)^4}{20000}} \geq 966.7\text{mm} \geq 96.67\text{cm}$$

Donc on prend $h_2 = 100\text{cm}$

VI.4. Le choix final :

- Epaisseur de la dalle : $h_{rad} = 50\text{cm}$
- Les dimensions de la nervure : $\begin{cases} h_N = 100\text{cm} \\ b = 55\text{cm} \end{cases}$

VI.5. Caractéristiques géométriques du radier :

VI.5.a. Position du centre de gravité :

$$\begin{cases} X_G = 17.72\text{m} \\ Y_G = 8.78\text{m} \end{cases}$$

VI.5.b. Moment d'inertie :

$$\begin{cases} I_{XX} = 15565.5\text{m}^4 \\ I_{YY} = 47061.3\text{m}^4 \end{cases}$$

VI.6. Vérifications nécessaires :

VI.6.a. Vérification de la stabilité du radier :

Selon RPA99/version 2003 quel que soit le type de fondation (Superficielle ou profonde) nous devons vérifier que l'excentrement des forces verticales Gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié de la centrale de la base des Éléments de fondation résistant au reversement.

$$e_0 = \frac{M_R}{N_r} \leq \frac{B}{4}$$

Avec :

- e_0 : La plus grande valeur de l'excentricité due aux charges sismiques.
- M_R : Moment de renversement dû aux forces sismique.
- $M_R = \Sigma M_0 + V_0 h$
- N_r : effort normal de la structure.
- M_0 : moment à la base de la structure
- V_0 : effort tranchant à la base de la structure
- B : la largeur du radier.

M_0, V_0 sont tirés à partir du fichier ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2020

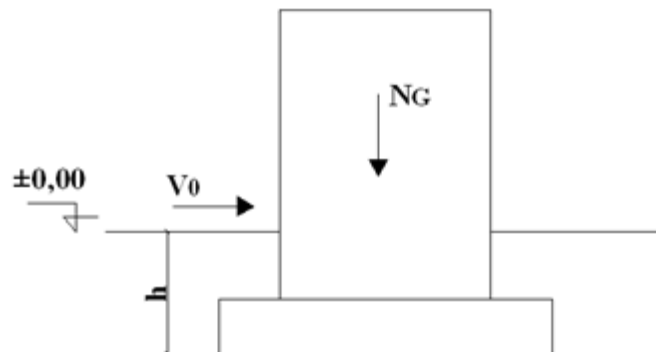


Figure VI.4 : Schéma statique du bâtiment.

- **Suivant le sens X-X :**

$$B_X = 33.38m \rightarrow \frac{B_X}{4} = 8.34m$$

- **Suivant le sens Y-Y :**

$$B_Y = 18.15m \rightarrow \frac{B_Y}{4} = 4.53m$$

h : ancrage de l'ouvrage ; avec :

$$h = h_{ss} + h_{nervure} = 3.75 + 1 = 4.75\text{m}$$

VI.6.a.i. Le sens X-X :

$$M_0 = 51473.53\text{KN.m} ; V_0 = 10431.50\text{KN} ; h = 4.75\text{m} ; N_{ser} = 73673.09\text{KN}$$

$$\text{Donc : } M_R = 101023.15\text{KN.m}$$

$$e_0 = \frac{M_R}{N_r} = \frac{101023.15}{73673.09} = 1.37\text{m} \leq \frac{B}{4} = 8.34\text{m} \dots \dots \dots \text{(condition verifier)}$$

VI.6.a.ii. Le sens Y-Y :

$$M_0 = 48510.14\text{KN.m} ; V_0 = 8850.33\text{KN} ; h = 4.75\text{m} ; N_{ser} = 73673.09\text{KN}$$

$$\text{Donc : } M_R = 90549.20\text{KN.m}$$

$$e_0 = \frac{M_R}{N_r} = \frac{90549.20}{73673.09} = 1.22\text{m} \leq \frac{B}{4} = 4.53\text{m} \dots \dots \dots \text{(condition verifier)}$$

Conclusion : la condition est vérifiée donc le radier est stable aux renversements.

VI.6.b. Vérifications des contraintes sous le radier :

Le rapport du sol nous offre la contrainte de sol, déterminée par les différents essais in-situ et au laboratoire : $\sigma_{sol} = 2.00$ bars

Les contraintes de sol sont données par :

VI.6.b.i. Sollicitation du premier genre :

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{73673.09}{566.06} = 130.15 \text{ KN/m}^2 \leq \overline{\sigma_{sol}} = 200 \text{ KN/m}^2 \dots \text{(condition verifier)}$$

VI.6.b.ii. Sollicitation du second genre :

On doit vérifier les contraintes sous le radier ($\sigma_1 ; \sigma_2$), avec :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I}V$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I}V$$

On doit vérifier que :

σ_1 : ne doit pas dépasser $1.5\sigma_{sol}$

σ_2 : reste toujours positif pour éviter des tractions sous le radier.

$$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \text{ Reste toujours inférieur à } 1.33\sigma_{sol}$$

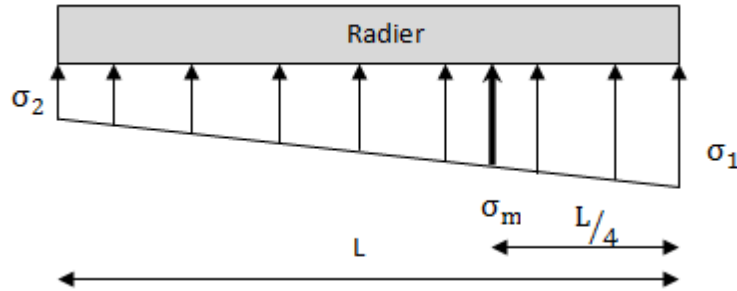


Figure VI.5 : Contraintes sous le radier.

a) ELU :

$N_u = N_u \text{ (structure)} + 1.35 \times \text{poids propre de radier nervuré.}$

$$N_u = 115737.29 \text{ KN}$$

M : le moment de renversement.

$$M_x = 101023.15 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 90549.2 \text{ KN.m}$$

S_{rad} : surface du radier.

$$S_{rad} = 566.06 \text{ m}^2$$

I : moment d'inertie du radier.

$$I_{xx} = 15565.5 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 47061.3 \text{ m}^4$$

G : centre de gravité du radier.

$$G_x = 17.72 \text{ m.}$$

$$G_y = 8.78 \text{ m.}$$

$$\overline{\sigma_{sol}} = 200 \text{ KN / m}^2$$

Tableau VI.4 : Contraintes sous le radier a l'ELU.

	$\sigma_1(KN/m^2)$	$\sigma_2(KN/m^2)$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right)(KN/m^2)$
SENS X-X	319.467	89.455	261.964
SENS Y-Y	221.354	187.568	212.908
Vérification	$\sigma_1^{max} < 1.5\sigma_{sol} = 300$	$\sigma_2^{min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1.33\sigma_{sol} = 266$

Conclusion : les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

b) ELS :

$N_s = N_s$ (structure) + 1.0 x poids propre de radier nervuré.

$$N_s = 84584.97 \text{ KN}$$

M : le moment de renversement.

$$M_x = 101023.15 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 90549.2 \text{ KN.m}$$

S_{rad} : surface du radier.

$$S_{rad} = 566.06 \text{ m}^2$$

I : moment d'inertie du radier.

$$I_{xx} = 15565.5 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 47061.3 \text{ m}^4$$

G : centre de gravité du radier.

$$G_x = 17.72 \text{ m.}$$

$$G_y = 8.78 \text{ m.}$$

$$\overline{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Tableau VI.5 : Contraintes sous le radier a l'ELS.

	$\sigma_1(KN/m^2)$	$\sigma_2(KN/m^2)$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right)(KN/m^2)$
SENS X-X	264.434	34.421	206.931
SENS Y-Y	166.321	132.534	157.874
Vérification	$\sigma_1^{max} < 1.5\sigma_{sol} = 300$	$\sigma_2^{min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1.33\sigma_{sol} = 266$

Conclusion : les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

VI.6.b.iii. Détermination des sollicitations les plus défavorables :

Le radier se calcule sous l'effet des sollicitations suivantes :

$$\text{ELU} : \sigma_u = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 261.96 (KN/m^2)$$

$$\text{ELS} : \sigma_{ser} = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 206.93 (KN/m^2)$$

VI.7. Ferraillage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumises à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges, la fissuration est considérée préjudiciable.

VI.7.a. Ferraillage de la dalle du radier :

VI.7.a.i. Valeurs de la pression sous radier :

$$\text{ELU} : q_u = \sigma_u^{max} \cdot 1m = 261.96 (KN/m)$$

$$\text{ELS} : q_{ser} = \sigma_{ser}^{max} \cdot 1m = 206.93 (KN/m)$$

VI.7.a.ii. Calcul des efforts :

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposant sur 04 cotés.

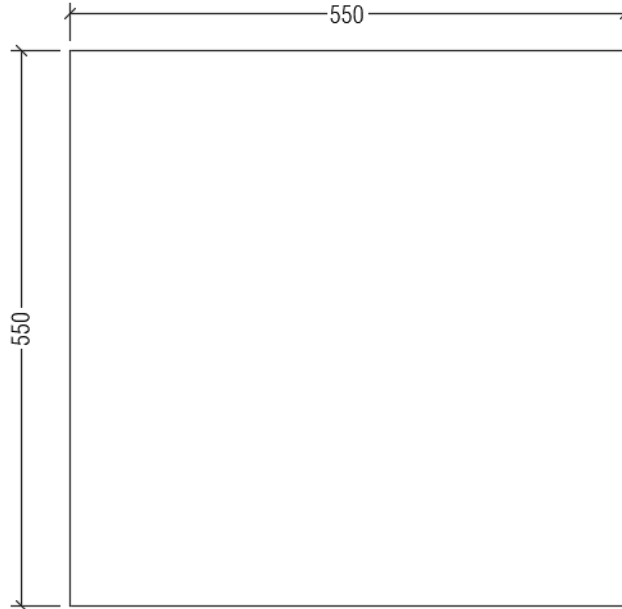


Figure VI.6 : Panneau de la dalle du radier.

VI.7.a.iii. Calcul des moments [2] :

Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x q_u L_x^2$

Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y M_x$

Les coefficients μ_x et μ_y sont en fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et de ν

ν : coefficient de poisson $\begin{cases} 0 \text{ a l'ELU} \\ 0.2 \text{ a l'ELS} \end{cases}$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires dans « BAEL91 modifié 99 ».

$$\rho = 1 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0368 \\ \mu_y = 1.0000 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 0.0368 \times 261.96 \times 5.50^2 = 291.61 \text{ KN.m} \\ M_y = \mu_y M_x = 1.0000 \times 284.24 = 291.61 \text{ KN.m} \end{cases}$$

– Moments en travées :

$$\begin{aligned} M_{tx} &= 0.85 M_x = 247.86 \text{ KN.m} \\ M_{ty} &= 0.85 M_y = 247.86 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

– Moments sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.3M_x = 87.48 \text{ KN.m (appui de rive)}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_x = 145.80 \text{ KN.m (appui intermediaire)}$$

VI.7.a.iv. Ferrailage de la dalle :

$$b = 100\text{cm} ; h = 50\text{cm} ; d = 45\text{cm} ; f_e = 500\text{MPa} ; f_{c28} = 25\text{MPa} ; f_{t28} = 2.1\text{MPa} ; \sigma_s = 435\text{MPa}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.6 : Ferrailage des panneaux du radier.

	Sens	$M_u(\text{KN.m})$	$A_s^{cal}(\text{cm}^2)$	$A_s^{min}(\text{cm}^2)$	choix	$A_s^{adp}(\text{cm}^2)$
Travée	X-X	247.86	13.29	4.80	8T20	25.13
	Y-Y	247.86	13.29		8T20	25.13
Appui	Rive	87.48	4.54		3T20	9.42
	Intermédiaire	145.80	7.66		5T20	15.71

VI.7.a.v. Vérifications nécessaires :

a. Espacement :

$$Esp \leq \text{Min}(3h ; 33\text{cm}) \rightarrow S_t \leq \text{Min}(90\text{cm} ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

- Sens X-X : $S_t = \frac{100}{8} = 12.5\text{cm} < 33\text{cm}$ on opte pour $S_t = 12\text{cm}$
- Sens Y-Y : $S_t = \frac{100}{8} = 12.5\text{cm} < 33\text{cm}$ on opte pour $S_t = 12\text{cm}$

b. Condition de non fragilité [2] :

$$A_s \geq A_{min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 4.34 \text{ cm}^2$$

En appui : $A_s = 9.42 \text{ cm}^2 > 4.34 \text{ cm}^2$ condition vérifié.

En travée : $A_s = 25.13 \text{ cm}^2 > 4.34 \text{ cm}^2$ condition vérifié.

c. Vérification des contraintes à l'ELS [2] :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser}), puis elles sont comparées aux contraintes admissible données par : Béton : $\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$, Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\sigma_{s} = 250 \text{ MPa}$.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau VI.7 : Vérification des contraintes de béton a l'ELS.

	Sens	M (KN.m)	Choix de la section	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Observation
Travée	X-X	234.63	8T20	7.81	15	Vérifié
	Y-Y	234.63	8T20	7.81		Vérifié
Appui	Rive	82.81	3T20	3.99		Vérifié
	Intermédiaire	138.02	5T20	5.45		Vérifié

Tableau VI.8 : Vérification des contraintes d'acier a l'ELS.

	Sens	M (KN.m)	Choix de la section	σ_s	$\bar{\sigma}_s$	Observation
Travée	X-X	234.63	8T20	233.5	250	Vérifié
	Y-Y	234.63	8T20	233.5		Vérifié
Appui	Rive	82.81	3T20	210.9		Vérifié
	Intermédiaire	138.02	5T20	215		Vérifié

d. Vérification de la contrainte tangentielle du béton [2] :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0.1f_{c28} ; 4MPa) = 2.5MPa$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \text{ Avec : } T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{261.96 \times 5.50}{2} = 720.39 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{720.39 \times 10^3}{1000 \times 450} = 1.600MPa < \bar{\tau}_u = 2.5MPa \dots \dots \dots \text{verifier}$$

VI.7.b. Ferrailage des nervures :

VI.7.b.i. Calcul des efforts :

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire « BAEL91 modifié 99 »

$$\text{On a : } M_0 = \frac{qL^2}{8} ; \begin{cases} \text{en travée : } M_t = 0.85M_0 \\ \text{sur appuis : } M_a = 0.50M_0 \end{cases}$$

VI.7.b.ii. Calcul des armatures :

La longueur maximale dans le sens X-X et dans le sens Y-Y est la même donc on généralise les armatures de nervures pour les deux sens.

$$b = 55\text{cm} ; h = 100\text{cm} ; d = 90\text{cm} ; f_e = 500\text{MPa} ; f_{c28} = 25\text{MPa} ; f_{t28} = 2.1\text{MPa} ; \sigma_s = 435\text{MPa} ; L = 5.50\text{m} ; q = 261.96\text{KN/ml}$$

Tableau VI.9 : Ferrailage des nervures.

	$M_u(\text{KN.m})$	$A_s^{cal}(\text{cm}^2)$	$A_s^{min}(\text{cm}^2)$	choix	$A_s^{adp}(\text{cm}^2)$
Travée	561.29	14.2	27.5	10T20	31.42
Appuis	330.17	8.2		10T20	31.42

VI.7.b.iii. Vérifications nécessaires :

a. Condition de non fragilité [2] :

$$A_s \geq A_{min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 4.78 \text{ cm}^2$$

En appui : $A_s = 31.42 \text{ cm}^2 > 4.78 \text{ cm}^2$ condition vérifié.

En travée : $A_s = 31.42 \text{ cm}^2 > 4.78 \text{ cm}^2$ condition vérifié.

b. Vérification des contraintes à l'ELS [2] :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (Mser), puis elles sont comparées aux contraintes admissible données par : Béton : $\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$, Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\sigma_s = 250 \text{ MPa}$.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau VI.10 : Vérification des contraintes de béton a l'ELS.

	M (KN.m)	Choix de la section	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Observation
Travée	443.38	10T20	5.87	15	Vérifié
Appuis	260.81	10T20	3.45		Vérifié

Tableau VI.11 : Vérification des contraintes d'acier a l'ELS.

	M (KN.m)	Choix de la section	σ_s	$\bar{\sigma}_s$	Observation
Travée	443.38	10T20	167.8	250	Vérifié
Appuis	260.81	10T20	98.7		Vérifié

c. Vérification de la contrainte tangentielle du béton [2] :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0.1f_{c28} ; 4MPa) = 2.5MPa$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \text{ Avec } : T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{261.96 \times 5.50}{2} = 720.39 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{720.39 \times 10^3}{550 \times 960} = 1.36MPa < \bar{\tau}_u = 2.5MPa \dots \dots \dots \text{verifier}$$

d. Armatures transversales :

- Selon le BAEL91 modifié 99 [2] :

$$\begin{cases} S_t = \text{MIN}(0,9d ; 40 \text{ cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3ft_{28}k}{0.8fe} \\ \frac{A_t fe}{bS_t} \geq \text{MAX}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0.4MPa\right) \end{cases}$$

- Selon le RPA 99 version 2003 [1] :

$$\begin{cases} A_t = 0.003 S_t b \\ S_t \leq \text{MIN}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \dots \dots \dots \text{zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots \dots \dots \text{zone courante} \end{cases}$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{MIN}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 1.42cm \dots \text{on prend: } \phi_t = 8mm$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.12 : Calcul des armatures transversales.

Section (cm ²)	Tu (KN)	τ _u (MPa)	BAEL91	S _t RPA		S _t ^{adp} (cm)		A _t ^{max} (cm ²)	Choix
			S _t (cm)	Z.N	Z.C	Z.N	Z.C		
NERVURE	720.39	1.36	40	24	50	20	40	3.3	

e. Armatures de peau :

Les armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties sur les parements des poutres de grande hauteur, leur section est au moins $3\text{cm}^2/\text{ml}$ par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction.

$$h = 100\text{cm} ; A_p = 3 \times 1 = 3\text{cm}^2$$

On choisit : $A_p = 2T14$

NOTE : les plans de ferrillages du radier et des nervures sont présentés dans l'ANNEXE 03

VI.8. Voile périphérique :**VI.8.a. Introduction :**

Notre structure comporte un voile périphérique de soutènement qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de RDC. Il forme par sa grande rigidité qu'il crée à la base un caisson rigide et indéformable avec les planchers du RDC et les fondations.

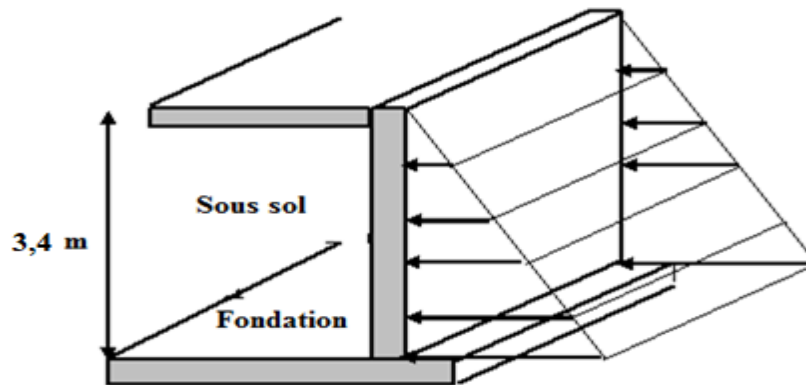


Figure VI.7 : Evaluation des charges.

VI.8.b. Evaluation des charges :

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur quatre appuis, et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable. Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

$$L_x = 3.75\text{m} ; L_y = 5.50\text{m} ; e = 20\text{cm}$$

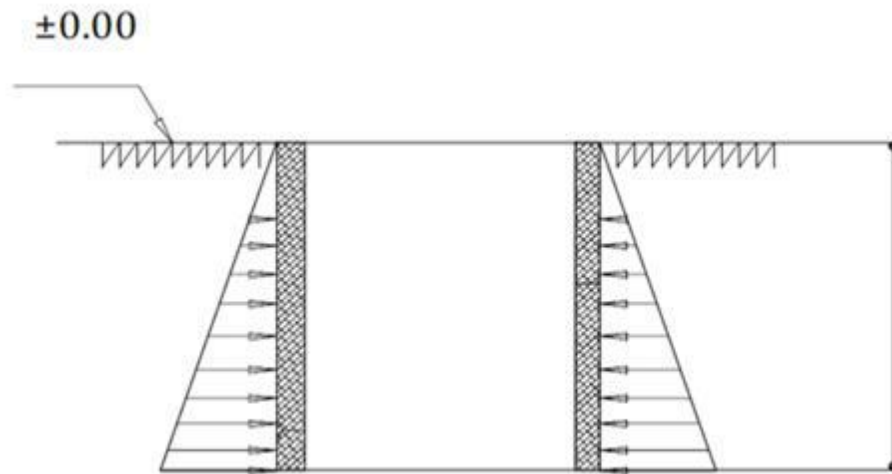


Figure VI.8 : Poussés des terres.

La charge des poussés des terres est donné par :

$$Q = A \times \gamma \times h$$

Avec :

Q : contrainte sur une bande de 1m.

γ : poids spécifique des terres ($\gamma = 20.5 \text{ KN/m}^3$).

h : hauteur du voile.

A : coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.

$$\varphi = 26.69^\circ \rightarrow A = f(\varphi) = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0.380$$

$$Q = A \times \gamma \times h = 29.21 \text{ KN/ml} \rightarrow Q_u = 1.35 \times 29.21 = 39.43 \text{ KN/ml}$$

VI.8.c. Efforts dans le voile périphérique [2] :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.75}{5.50} = 0.68 > 0.4 \rightarrow \text{la travaille dans les deux sens :}$$

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \cdot Q_u \cdot L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \cdot M_x$

Les coefficients μ_x et μ_y sont en fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et de v

ν : coefficient de poisson $\begin{cases} 0 \text{ a l'ELU} \\ 0.2 \text{ a l'ELS} \end{cases}$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires dans « BAEL91 modifié 99 ».

$$\rho = 0.68 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0496 \\ \mu_y = 0.7052 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 0.0496 \times 39.43 \times 3.75^2 = 27.50 \text{ KN.m} \\ M_y = \mu_y M_x = 0.7052 \times 27.50 = 19.39 \text{ KN.m} \end{cases}$$

– Moments en travées :

$$\begin{aligned} M_{tx} &= 0.85M_x = 23.37 \text{ KN.m} \\ M_{ty} &= 0.85M_y = 16.48 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

– Moments sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_x = 13.75 \text{ KN.m}$$

VI.8.d. Ferrailage du voile périphérique :

$$\begin{aligned} b &= 100\text{cm} ; h = 20\text{cm} ; d = 18\text{cm} ; f_e = 500\text{MPa} ; f_{c28} = 25\text{MPa} ; f_{t28} \\ &= 2.1\text{MPa} ; \sigma_s = 435\text{MPa} \end{aligned}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.13 : Ferrailage du voile périphérique.

	Sens	$M_u(\text{KN.m})$	$A_s^{cal}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{adp}(\text{cm}^2)$
Travée	X-X	23.37	3.73	4T12	4.52
	Y-Y	16.48	2.6	3T12	3.39
Appui	X-X/Y-Y	13.75	2.16	3T12	3.39

VI.8.e. Condition exigée par le RPA99/version2003 :

Le RPA préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens disposés en deux nappes.

$$\begin{cases} A_L \geq 0.1 \times 20 \times 100 \div 100 = 2\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{verifié} \\ A_T \geq 0.1 \times 20 \times 100 \div 100 = 2\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{verifié} \end{cases}$$

VI.8.f. Condition de non fragilité [2] :

Pour les voiles travaillant dans les deux sens et dont l'épaisseur est comptée entre 12 et 30cm. D'après le « BAEL91 modifié 99 ».

On a : $12\text{cm} \leq e \leq 30\text{cm}$; $h = e = 20\text{cm}$; $b = 100\text{cm}$

$$\begin{cases} A_x \geq A_x^{min} ; A_x^{min} = \rho_0 \left[3 - \frac{L_x}{L_y} \right] \times \frac{bh}{2} \\ A_x \geq A_x^{min} ; A_x^{min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

$\rho_0 = 0.0006$ pour les barres de FeE500

$$\begin{cases} A_x^{min} = 0.0006 \times (3 - 0.68) \times \frac{100 \times 20}{2} = 1.39\text{cm}^2 \\ A_y^{min} = 0.0006 \times 100 \times 20 = 1.2\text{cm}^2 \end{cases}$$

- **En travée :** $\begin{cases} A_x = 4.52\text{cm}^2 > A_x^{min} = 1.39\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{verifié} \\ A_y = 3.39\text{cm}^2 > A_y^{min} = 1.20\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{verifié} \end{cases}$
- **En appuis :** $\begin{cases} A_x = 3.39\text{cm}^2 > A_x^{min} = 1.39\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{verifié} \\ A_y = 3.39\text{cm}^2 > A_y^{min} = 1.20\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{verifié} \end{cases}$

VI.8.g. Vérification de l'effort tranchant [2] :

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0.05f_{c28} = 1.25\text{MPa}$

$$T_x = \frac{Q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{39.43 \times 3.75 \times 5.50}{2 \times 3.75 + 5.50} = 62.55\text{KN}$$

$$T_y = \frac{Q_u L_x}{3} = \frac{39.43 \times 3.75}{3} = 49.28\text{KN}$$

$$T_u^{max} = \max(T_x; T_y) = 62.55\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{62.55 \times 1000}{1000 \times 180} = 0.34\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 1.25\text{MPa} \dots\dots\dots \text{verifié}$$

VI.8.h. Vérification a l'ELS [2] :

VI.8.h.i. Evaluation des sollicitations a l'ELS :

$$Q_{ser} = Q = 29.21\text{KN/m}$$

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.75}{5.50} = 0.68 > 0.4 \rightarrow$ la travaille dans les deux sens :

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \cdot Q_u \cdot L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \cdot M_x$

Les coefficients μ_x et μ_y sont en fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et de v

ν : coefficient de poisson $\begin{cases} 0 \text{ a l'ELU} \\ 0.2 \text{ a l'ELS} \end{cases}$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires dans « BAEL91 modifié 99 ».

$$\rho = 0.68 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0496 \\ \mu_y = 0.7052 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 0.0496 \times 29.21 \times 3.75^2 = 20.37 \text{ KN.m} \\ M_y = \mu_y M_x = 0.7052 \times 20.37 = 14.36 \text{ KN.m} \end{cases}$$

– Moments en travées :

$$\begin{aligned} M_{tx} &= 0.85M_x = 17.31 \text{ KN.m} \\ M_{ty} &= 0.85M_y = 12.20 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

– Moments sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_x = 10.18 \text{ KN.m}$$

VI.8.h.ii. Vérification des contraintes [2] :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (Mser), puis elles sont comparées aux contraintes admissible données par : Béton : $\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$, Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\sigma_s = 250$ MPa.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau VI.14 : Vérification des contraintes de béton a l'ELS.

	Sens	M (KN.m)	Choix de la section	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Observation
Travée	X-X	17.31	4T12	5.32	15	Vérifié
	Y-Y	12.20	3T12	4.2		Vérifié
Appuis	X-X/Y-Y	10.18	3T12	3.51		Vérifié

Tableau VI.15 : Vérification des contraintes d'aciers a l'ELS.

	Sens	M (KN.m)	Choix de la section	σ_s	$\bar{\sigma}_s$	Observation
Travée	X-X	17.31	4T12	245.3	250	Vérifié
	Y-Y	12.20	3T12	228.2		Vérifié
Appuis	X-X/Y-Y	10.18	3T12	190.4		Vérifié

**CHAPITRE VII.ETUDE COMPARATIVE ENTRE LES RESULTATS
DE CALCUL DU LOGICIEL ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS
2020 ET ETABS 20.1.0**

VII.1. Introduction :

Dans le domaine génie civil, on dispose de nombreux programmes basés sur la méthode des éléments finis M.E.F permettant le calcul automatique des ouvrages. L'ingénieur pourrait donc ignorer les principes de la M.E.F, il lui suffirait de savoir utiliser les programmes de calcul et de connaître les règlements en vigueur. Seulement, cet utilisateur serait incapable de se rendre compte de la correction des résultats donnés par l'ordinateur.

Le développement des programmes de conception et de calculs des structures de génie civil permettent de faciliter les tâches et d'obtenir des résultats efficaces. Ces programmes sont basés sur les principes de la méthode des éléments finis (MEF).

Dans le cadre d'une bonne familiarisation avec les principaux logiciels de calcul utilisés dans l'analyse des structures, nous avons tenté de modéliser notre structure en utilisant deux logiciels à savoir ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2020 et ETABS 20.1.0 étant les plus utilisés en Algérie.

Notre étude consiste à comparer les résultats des deux logiciels en termes de caractéristiques structurelles tel que le poids des différents étages et en termes de comportement sismique tels que : les modes propres, les participations massiques, les déplacements, les efforts et les réactions...etc. tout en respectant la réglementation Algérienne en vigueur à savoir : Charges et surcharges, RPA99 v2003, CBA93, BAEL91.

VII.2. Objectif de l'étude comparative :

L'objet principal de notre étude comparative est de :

- Comparer les résultats de l'analyse modale entre les deux logiciels.
- Comparer les résultats des vérifications de l'étude sismique affecté par le spectre de réponse.
- Comparer les sollicitations générées par les deux logiciels appliqués sur les différents éléments structuraux.
- A partir des résultats de l'étude comparative on va un tant soit peu faciliter à l'ingénieur le choix du logiciel qui va lui permettre de parvenir à ses besoins, que

ce soit un logiciel à utiliser dans le domaine de la recherche scientifiques pour aboutir à des résultats précis, ou un logiciel à utiliser dans le domaine professionnel qui lui permettra de faire des économies comme sur les matériaux de constructions.

VII.3. Présentation du logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS :

VII.3.a. Description du logiciel :

Le logiciel ROBOT propose aux ingénieurs structures des fonctionnalités de simulation et d'analyse structurelle évoluées pour des structures vastes et complexes de la construction. Ce logiciel est un logiciel interactif basé sur la méthode des éléments finis. Il est utilisé dans les calculs scientifiques et les problèmes d'ingénierie parce qu'il permet de résoudre des problèmes numériques complexes en moins de temps requis par rapport les calculs manuelles courants. Et ce grâce à une multitude de fonctions intégrées et à plusieurs options de calcul testés et regroupés selon usage dans ce logiciel.

VII.3.b. Généralité sur le logiciel :

- Le logiciel ROBOT, permet de modéliser tous les éléments du bâtiment soit éléments ; porteurs. (Poteau, poutre, viol, fondation...) ou non porteur (cloison,).
- La modélisation des planchers par le logiciel ROBOT ne présente aucune difficulté même s'ils sont conçus en corps creux.
- Le ROBOT permet de calculer la section d'acier pour chaque élément de la structure suivant BAEL91.
- Les résultats peuvent être présentés en mode graphique (diagrammes) ou en mode texte.
- Le ROBOT permet de générer automatiquement les fondations au premier niveau.
- Le ROBOT permet d'effectuer les vérifications selon plusieurs normes et règlements algériens.
- Conditions aux limites : possibilité de considérer des appuis rigides (encastrement, appuis simples ou doubles) comme il est possible d'introduire les caractéristiques du sol de fondation pour l'étude de l'interaction sol-structure.
- Possibilités d'utilisation des câbles de précontrainte dans le système ROBOT.
- Le ROBOT nous permet d'obtenir nos résultats sous forme de plans d'exécution.

- Le ROBOT calcule la descente de charge automatiquement après la définition de matériaux.
- Le ROBOT est un logiciel professionnel adapté aux constructions en acier, en béton, en bois, en béton armé, ou mixtes (béton, acier).

VII.4. Présentation du logiciel ETABS20.1.0 :

VII.4.a. Description du logiciel :

ETABS 20 est un logiciel de calcul des structures basé sur la méthode des éléments finis, spécialement dédié à l'analyse de la résistance et de la stabilité des structures. Les calculs sous ETABS 20 sont effectués sous action statiques et dynamiques il permet aussi la vérification des sections d'aciers nécessaires à la résistance des pièces en béton armé, selon différentes règles internationales.

VII.4.b. Généralité sur le logiciel :

- La modélisation par le logiciel ETABS 20 ne permet de considérer que les éléments structuraux, quant aux éléments secondaires, ils sont modélisés soit par des masses concentrées aux nœuds, soit par des charges qui s'ajoutent aux poids des éléments structuraux.
- La modélisation des éléments travaillant en contraintes planes (voile, dalle...) se fait à travers les éléments Shell, si les planchers sont conçus en dalle pleines, aucun problème ne se présente, par contre si les planchers sont en corps creux, il faudrait définir l'épaisseur adéquate et les caractéristiques du matériau qui représente le mieux le corps creux, ou bien apporter aux nœuds des masses qui correspondent à la masse des planchers.
- Conditions aux limites : les structures sont considérées appuyées (encastrement, appuis simples ou doubles) au niveau du sol de fondation, néanmoins le logiciel ETABS 20 permet d'étudier l'interaction sol-structure en remplaçant les appuis rigides par des appuis élasticité du sol de fondation calculé par les différents méthodes de la mécanique des sols.
- Possibilité d'effectuée l'analyse des structures conçues avec n'importe quel matériau.

- Le logiciel ETABS 20 procède dans sa base de données des spectres de reponse définis par le code sismique américain et qui sont les suivants UBC94S1, UBC94S2 ET UBC94S.
- Le ETABS 20 permet de calculer uniquement le ferrailage les éléments barre et ne donne que la section d'acier selon différentes normes.
- Possibilité d'importer ou exporter à d'autres logiciels tels qu'Excel, AUTOCAD...
- Le ETABS 20 est un logiciel professionnel adapté aux constructions en béton armé, en acier, ou mixtes, et qui est très performant pour les portiques auto stables.
- Possibilité de modéliser des structures qui sortent du domaine du génie civil ou travaux publics.

VII.5. Liste des résultats à comparer :

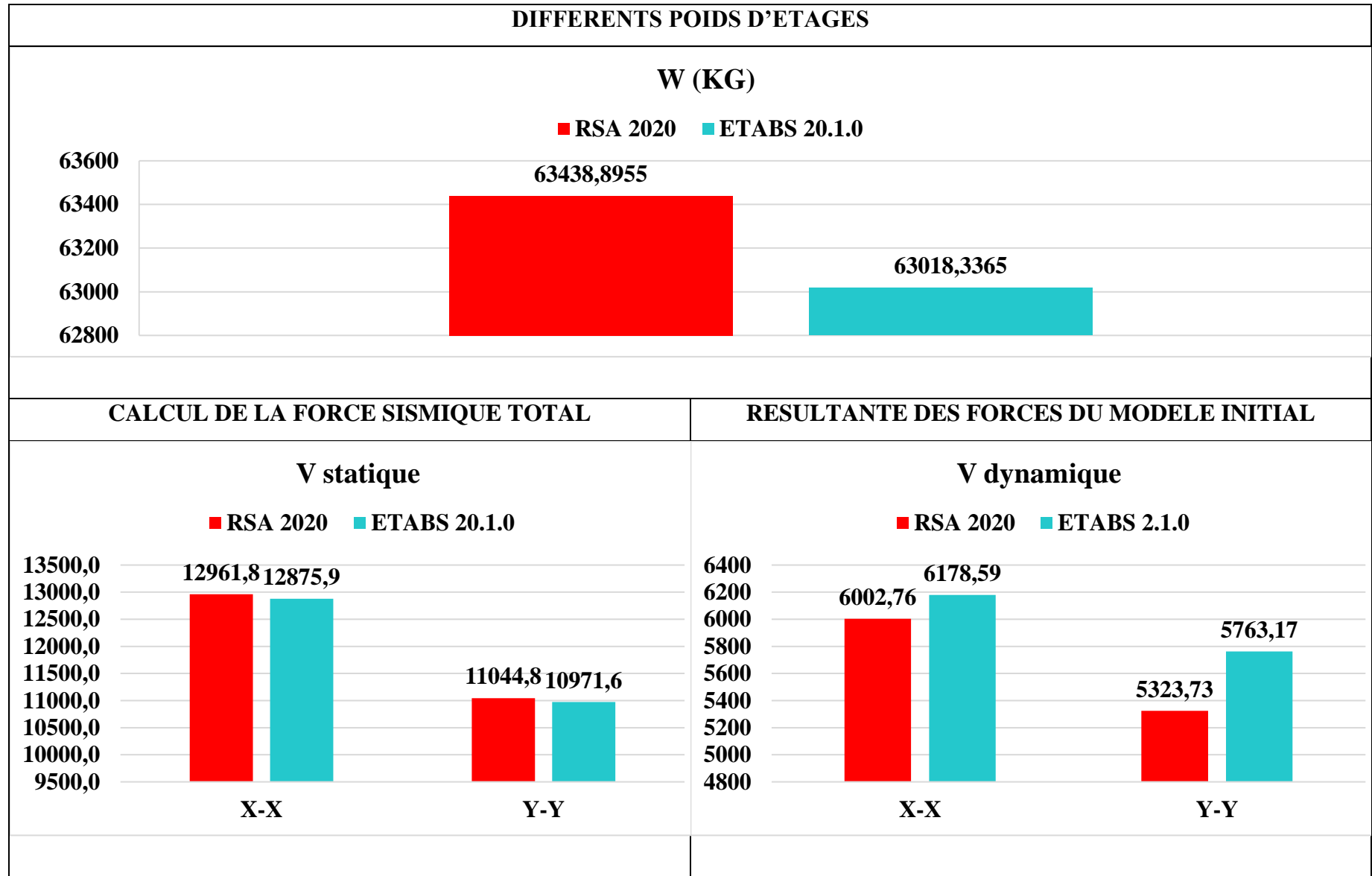
- Caractéristiques structurelles.
- Paramètres utilisés pour l'étude sismiques.
- Calcul de la force sismique total.
- Période et facteurs de participation massique du modelé initial.
- Vérification de la résultante des forces du modèle initial.
- Périodes et facteurs de participation massique du modèle final.
- Les Modes de déformations.
- Vérification de la résultante des forces du modèle avant la majoration.
- Vérification de la résultante des forces du modèle après la majoration.
- Vérification de l'interaction voiles-portiques.
- Vérification de l'effort normal réduit.
- Vérification des déplacements.
- Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ .
- Les sections d'aciers calculé des poteaux.
- Les sections d'aciers calculé des poutres.

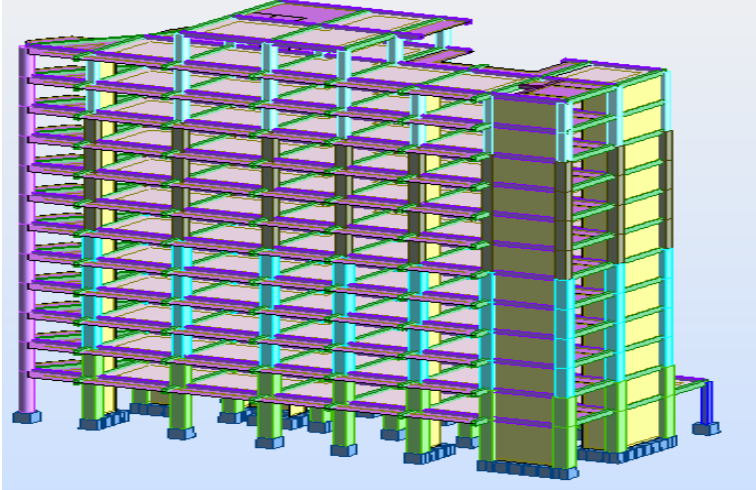
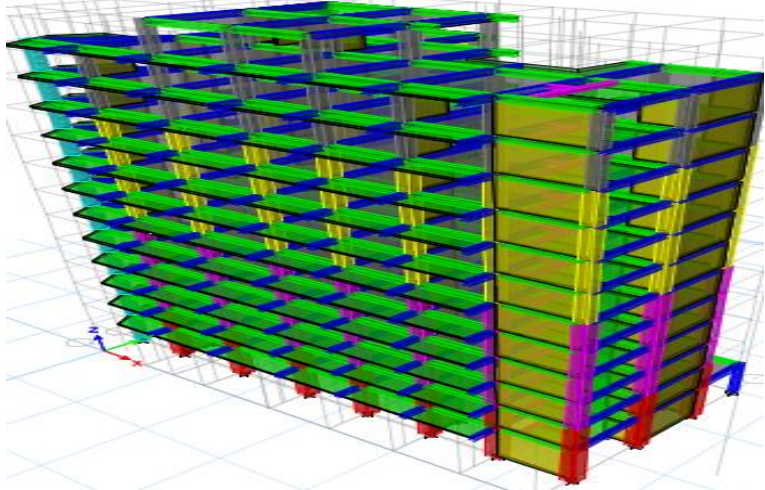
- Les sections d’aciers calculé des voiles.
- L’effort normal total de la structure a l’ELU et a l’ELS (calcul des fondations).

CARACTERISTIQUES STRUCTURELLES.					
RSA 2020			ETABS 20.1.0		
Niveau	Poids du plancher (KG)	Cumule des poids (KG)	Niveau	Poids du plancher (KG)	Cumule des poids (KG)
12ème étage	145693,08	145693,08	12ème étage	424044,55	545779,14
11ème étage	465192,48	610885,56	11ème étage	463854,06	1009633,2
10ème étage	465493,72	1076379,28	10ème étage	473092,7	1482725,9
09ème étage	486012,31	1562391,59	09ème étage	483860,91	1966586,81
08ème étage	486313,48	2048705,07	08ème étage	483860,91	2450447,72
07ème étage	486324	2535029,07	07ème étage	483860,91	2934308,63
06ème étage	486625,24	3021654,31	06ème étage	500964,75	3435273,38
05ème étage	520178,52	3541832,83	05ème étage	515822,05	3951095,43
04ème étage	520178,52	4062011,35	04ème étage	515822,05	4466917,48
03ème étage	520178,52	4582189,87	03ème étage	515822,05	4982739,53
02ème étage	520178,52	5102368,39	02ème étage	529245,34	5511984,87
01er étage	549634,58	5652002,97	01er étage	641538,9	6153523,77
R.D.C	691886,58	6343889,55	R.D.C	148309,88	6301833,65
W = 6343889.55 KG			W = 6301833.65 KG		

PARAMETRES UTILISES POUR L'ETUDE SISMIQUES.			
RSA 2020		ETABS 20.1.0	
Coefficient d'accélération « A »	0.30	Coefficient d'accélération « A »	0.30
Facteur d'amplification dynamique moyen « $D_{x;y}$ »	1.834 ; 1.562	Facteur d'amplification dynamique moyen « $D_{x;y}$ »	1.834 ; 1.562
Facteur de qualité « Q »	1.30	Facteur de qualité « Q »	1.30
Coefficient de comportement « R »	3.5	Coefficient de comportement « R »	3.5
Poids de la structure « W »	6343889.55	Poids de la structure « W »	6301833.65
CALCUL DE LA FORCE SISMIQUE TOTAL			
RSA 2020		ETABS 20.1.0	
$V_{stx} = \frac{0,30 \cdot 1,562 \cdot 1,30}{3,5} * 63438,89 = 12961,78 \text{KN}$		$V_{stx} = \frac{0,30 \cdot 1,562 \cdot 1,30}{3,5} * 61864,79 = 12875,86 \text{KN}$	
$V_{sty} = \frac{0,30 \cdot 1,562 \cdot 1,30}{3,5} * 63438,89 = 11044,80 \text{KN}$		$V_{sty} = \frac{0,30 \cdot 1,562 \cdot 1,30}{3,5} * 61864,79 = 10971,58 \text{KN}$	

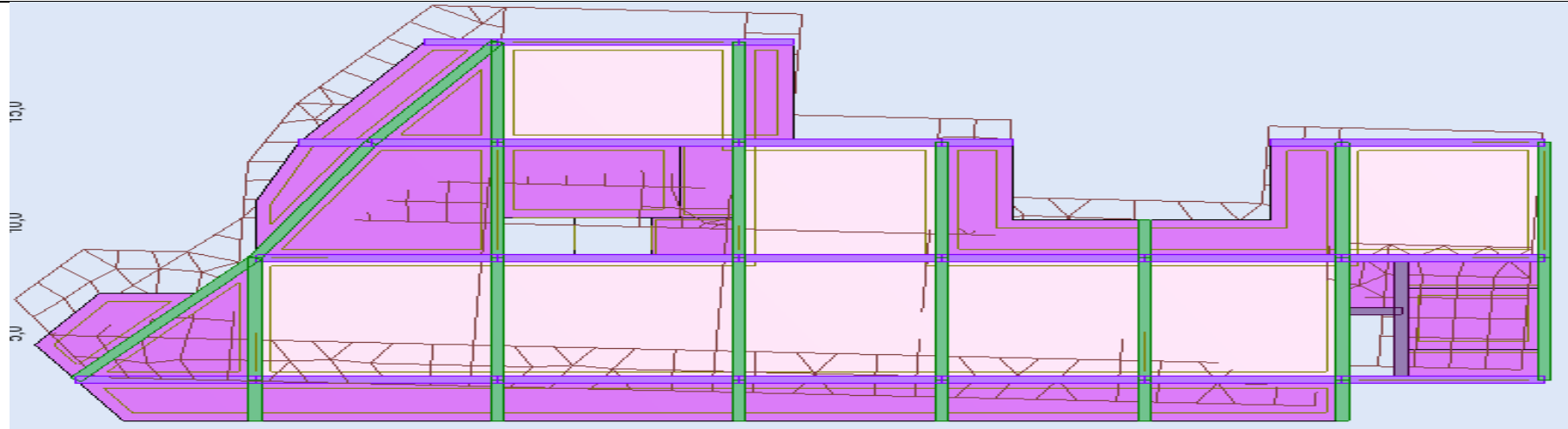
PERIODE ET FACTEURS DE PARTICIPATION MASSIQUE DU MODELE INITIAL											
RSA 2020						ETABS 20.1.0					
M	T [s]	Ux [%]	Uy [%]	Cumul Ux [%]	Cumul Uy [%]	M	T [s]	Ux [%]	Uy [%]	Cumul Ux [%]	Cumul Uy [%]
1	1.54	3.70	65.99	3.70	65.99	1	1.77	3.91	66.51	3.91	66.51
2	1.36	46.64	7.75	50.34	73.74	2	1.56	43.48	8.75	47.39	75.26
3	1.28	24.46	0.42	74.80	74.16	3	1.47	28.88	0.34	76.27	75.60
VERIFICATION DE LA RESULTANTE DES FORCES DU MODELE INITIAL											
RSA 2020						ETABS 20.1.0					
Sens	V dynamique	0.8 x V statique				Sens	V dynamique	0.8 x V statique			
X-X	6002.67	8779.38				X-X	6178.59	8762.33			
Y-Y	5323.73	7480.9				Y-Y	5763.17	7466.43			
L'effort tranchant n'est pas vérifié pour les deux modèles modélisés à partir du ROBOT et ETABS, donc on doit ajouter des voiles.											



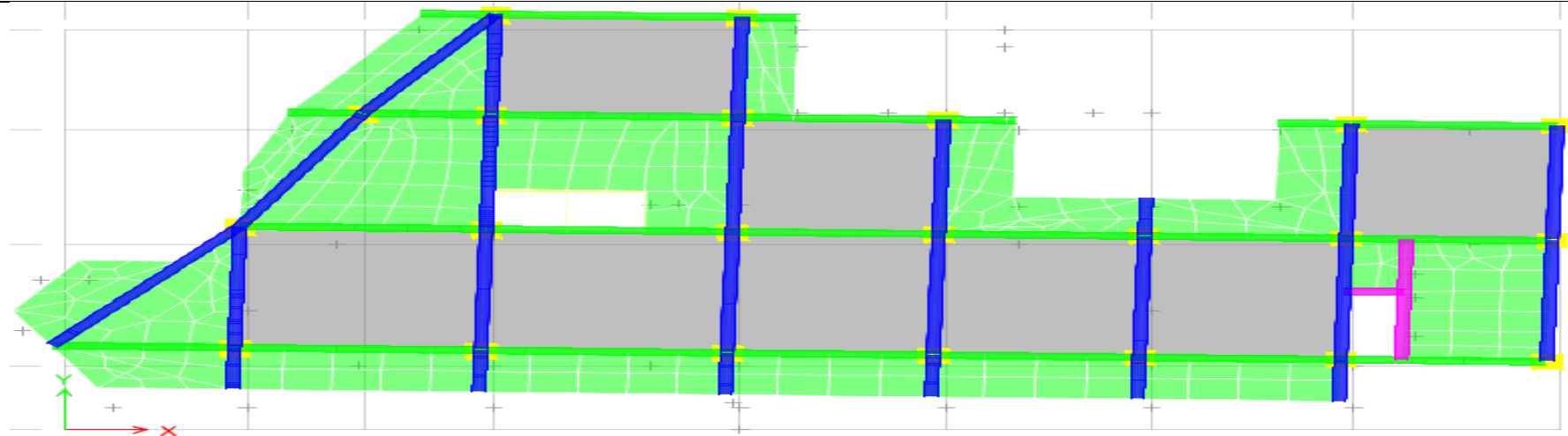
PERIODE ET FACTEURS DE PARTICIPATION MASSIQUE DU MODELE FINAL											
RSA 2020						ETABS 20.1.0					
											
M	T [s]	Ux [%]	Uy [%]	Cumul Ux [%]	Cumul Uy [%]	M	T [s]	Ux [%]	Uy [%]	Cumul Ux [%]	Cumul Uy [%]
1	0.87	2.94	55.6	2.94	55.6	1	0.98	5.21	53.79	5.21	53.79
2	0.81	61.38	4.9	64.32	60.5	2	0.90	60.17	7.88	65.38	61.67
3	0.61	2.87	6.54	67.19	67.04	3	0.69	3.25	6.84	68.63	68.50
8	0.11	5.68	0	90.61	90.27	8	0.11	5.89	0.01	92.58	92.16
M1 : translation selon Y ; taux de participation massique 55.6% M2 : translation selon X ; taux de participation massique 61.3% M3 : mode de rotation						M1 : translation selon Y ; taux de participation massique 53.7% M2 : translation selon X ; taux de participation massique 60.1% M3 : mode de rotation					

LES MODES DE DEFORMATIONS (MODE 01)

RSA 2020

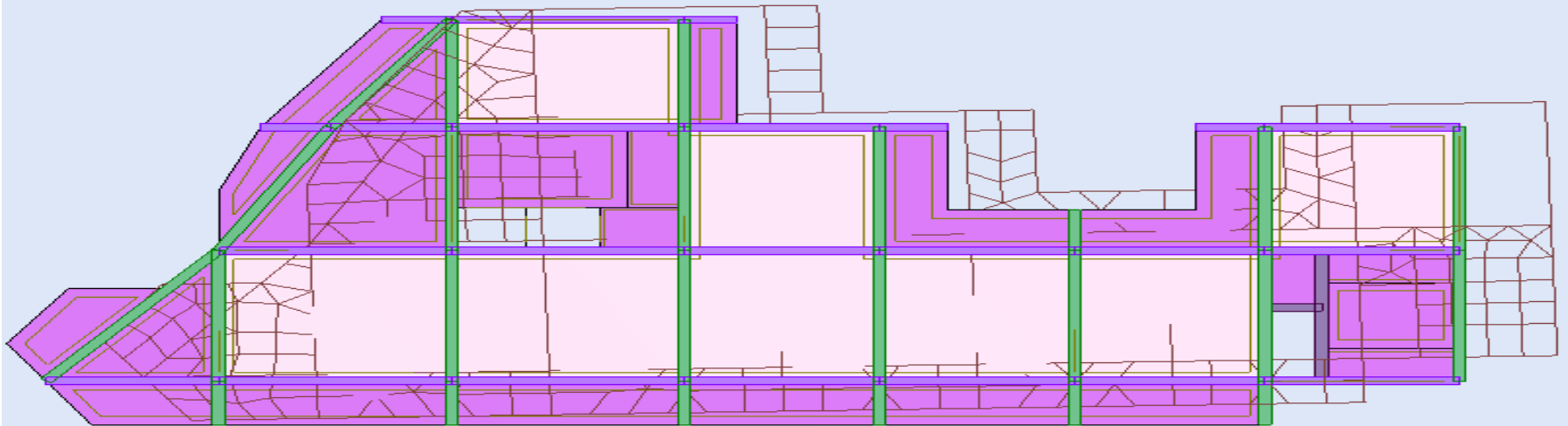


ETABS 20.1.0

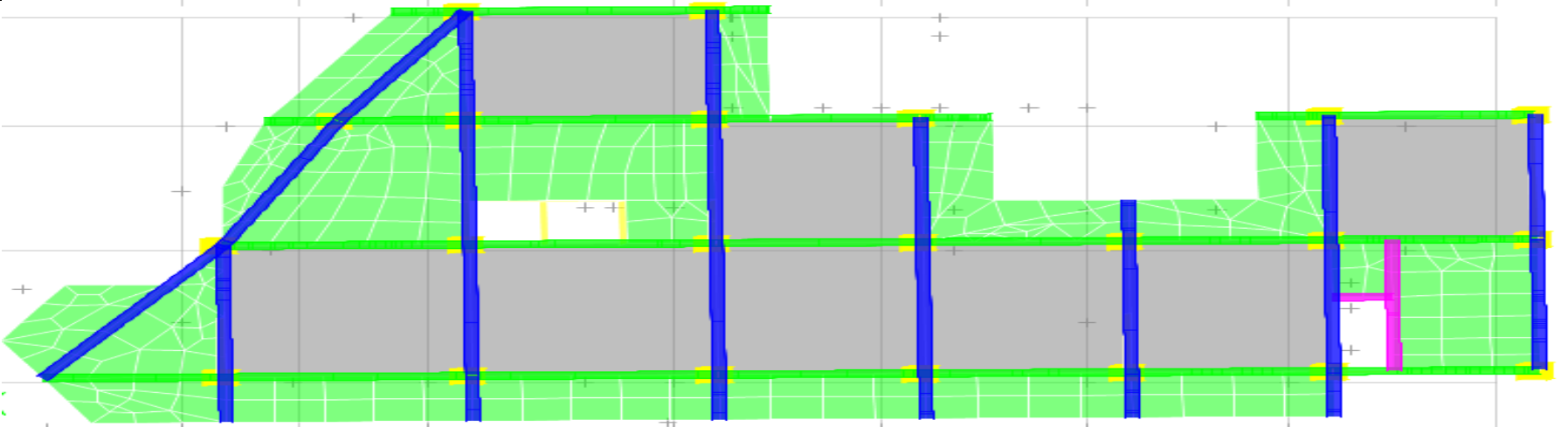


LES MODES DE DEFORMATIONS (MODE 02)

RSA 2020

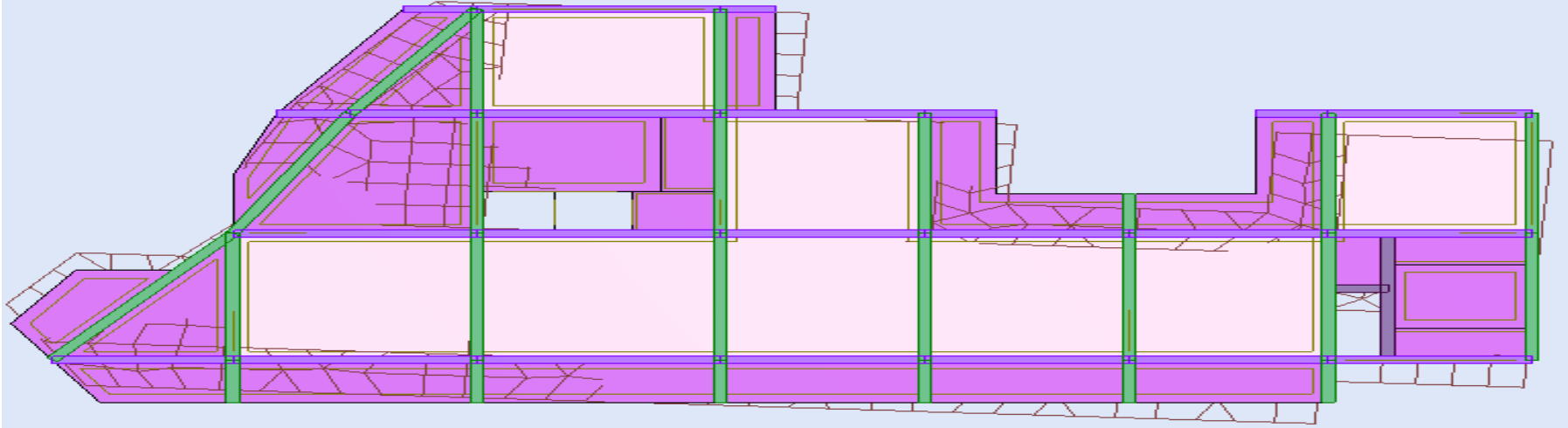


ETABS 20.1.0

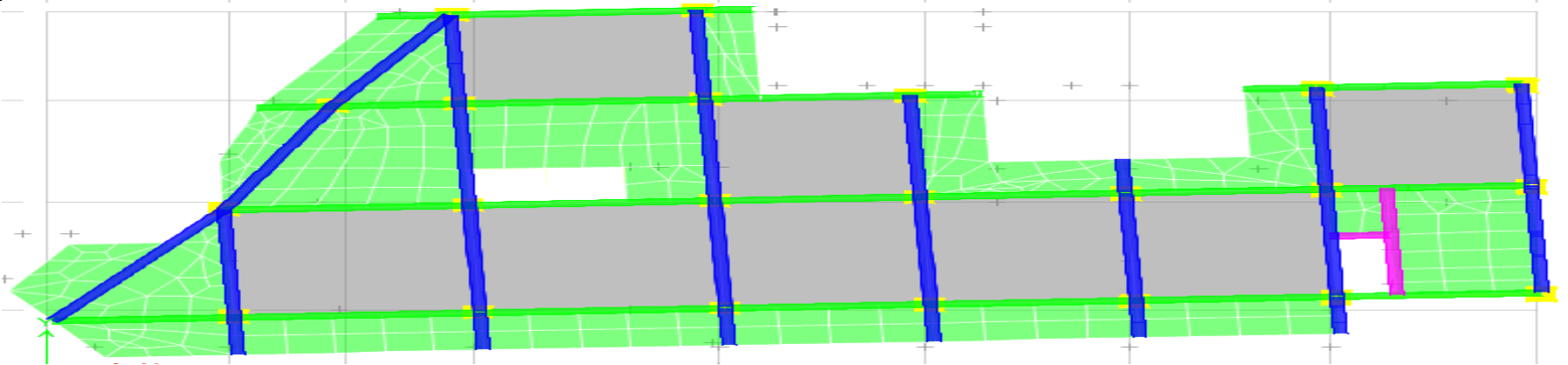


LES MODES DE DEFORMATIONS (MODE 03)

RSA 2020

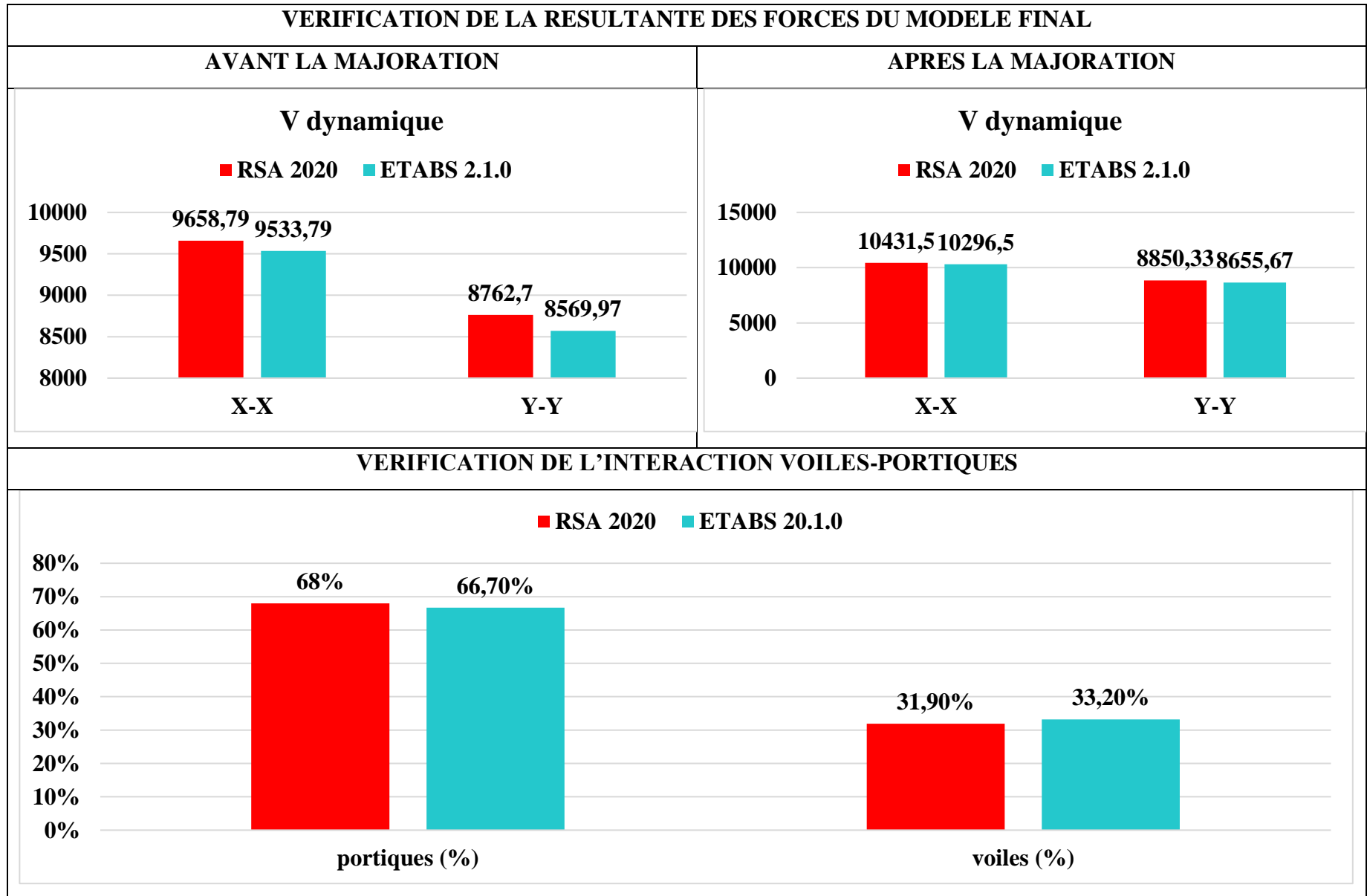


ETABS 20.1.0

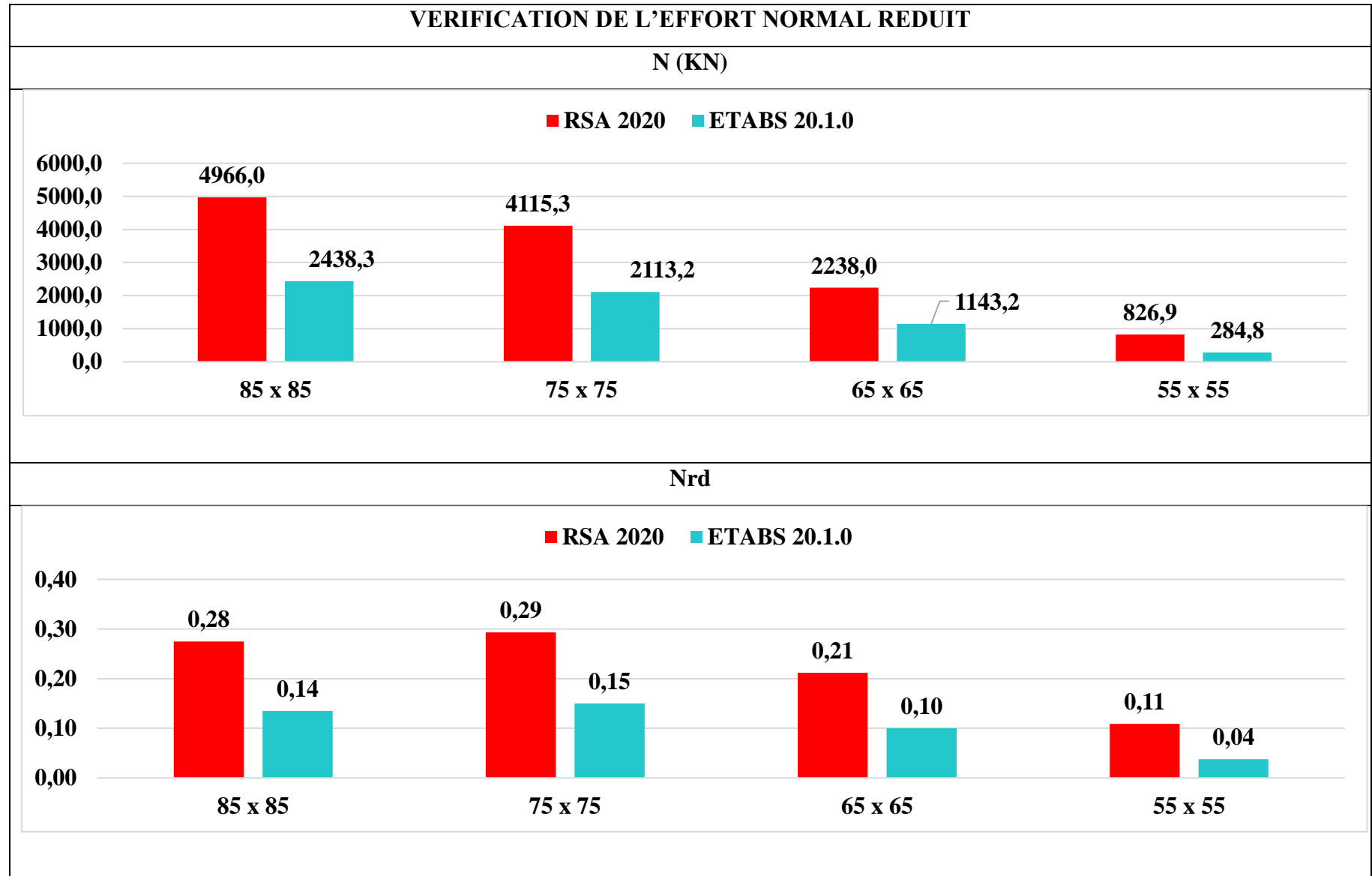


VERIFICATION DE LA RESULTANTE DES FORCES DU MODELE FINAL (AVANT LA MAJORATION)							
RSA 2020				ETABS 20.1.0			
Sens	V dynamique	0.8 x V statique	Observation	Sens	V dynamique	0.8 x V statique	Observation
X-X	9658.79	10369.42	Non vérifié	X-X	9533.79	10112.13	Non vérifié
Y-Y	8762.7	8835.84	Non vérifié	Y-Y	8569.97	8616.59	Non vérifié
<p>Dans le sens X-X pour Ex il faut augmenter tous les paramètres de la réponse sismique de 1.08.</p> <p>Dans le sens Y-Y pour Ex il faut augmenter tous les paramètres de la réponse sismique de 1.01.</p>				<p>Dans le sens X-X pour Ex il faut augmenter tous les paramètres de la réponse sismique de 1.08.</p> <p>Dans le sens Y-Y pour Ex il faut augmenter tous les paramètres de la réponse sismique de 1.01.</p>			
VERIFICATION DE LA RESULTANTE DES FORCES DU MODELE FINAL (APRES LA MAJORATION)							
RSA 2020				ETABS 20.1.0			
Sens	V dynamique	0.8 x V statique	Observation	Sens	V dynamique	0.8 x V statique	Observation
X-X	10431.5	10369.42	Vérifié	X-X	10296.5	10112.13	Vérifié
Y-Y	8850.33	8835.84	Vérifié	Y-Y	8655.67	8616.59	Vérifié

VERIFICATION DE L'INTERACTION VOILES-PORTIQUES											
RSA 2020						ETABS 20.1.0					
Niveaux	Charges reprise en (KN)			Pourcentages (%)		Niveaux	Charges reprise en (KN)			Pourcentages (%)	
	Portiques	Voiles	Total	Portiques	Voiles		Portiques	Voiles	Total	Portiques	Voiles
R.D.C	68200,8	26634,0	94834,8	71,9	28,0	R.D.C	49155,4	19867,5	69022,9	71,2	28,7
1er	60368,4	23659,1	84027,5	71,8	28,1	1er	43548,4	18094,4	61642,8	70,6	29,3
2eme	52784,5	23223,5	76008,0	69,4	30,5	2eme	37630,7	18094,6	55725,4	67,5	32,4
3eme	46678,4	21571,7	68250,1	68,3	31,6	3eme	33612,1	16474,6	50086,8	67,1	32,8
4eme	41185,4	19306,8	60492,3	68,0	31,9	4eme	29729,5	14718,7	44448,2	66,8	33,1
5eme	35690,4	17044,0	52734,5	67,6	32,3	5eme	25784,2	13025,3	38809,6	66,4	33,5
6eme	29236,6	15864,9	45101,5	64,8	35,1	6eme	20844,9	12326,1	33171,0	62,8	37,1
7eme	24032	13730,4	37762,4	63,6	36,3	7eme	17377,3	10452,2	27829,5	62,4	37,5
8eme	19297,4	11131,0	30428,5	63,4	36,5	8eme	14010,8	8477,3	22488,1	62,3	37,7
9eme	14599,9	8499,5	23099,5	63,2	36,8	9eme	10629,2	6517,4	17146,6	61,9	38,0
10eme	9485,1	6357,6	15842,7	59,8	40,1	10eme	6861,8	4943,3	11805,2	58,1	41,8
11eme	5100,1	3688,2	8788,3	58,0	41,9	11eme	3835,7	2824,2	6659,9	57,5	42,4
12eme	1082,6	847,6	1930,2	56,0	43,9	12eme	867,0	647,6	1514,6	57,2	42,7
Total	407742,0	191558,8	599300,9	68,0	31,9	Total	293887,4	146463,7	440351,1	66,7	33,2

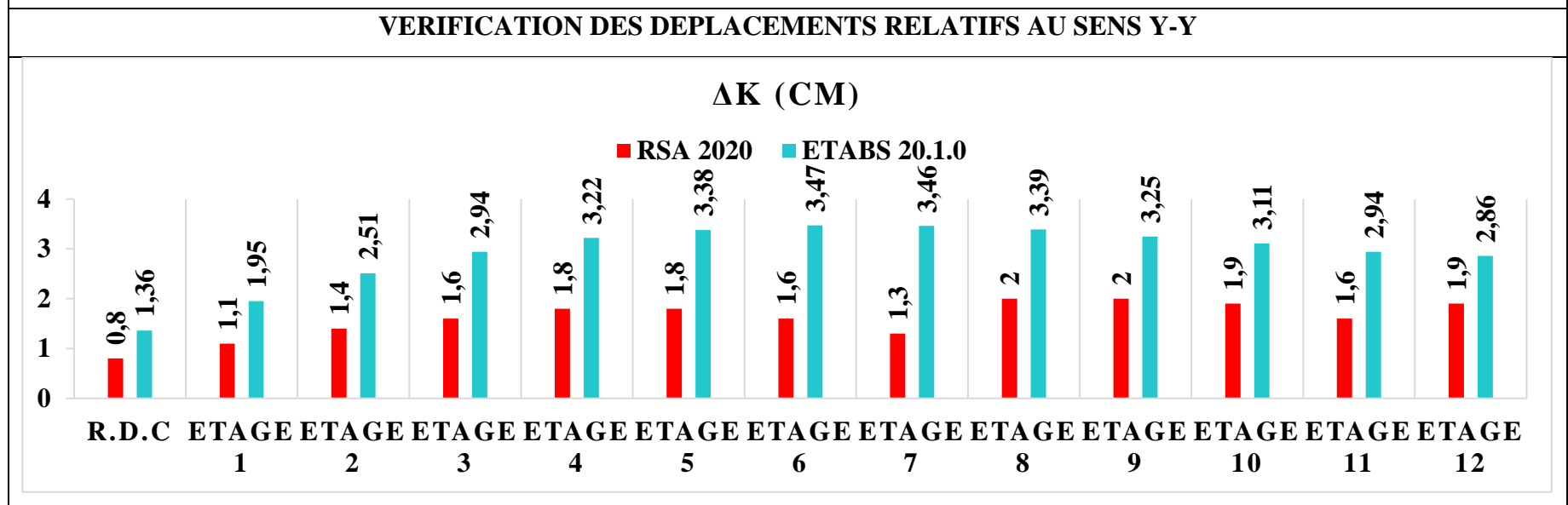
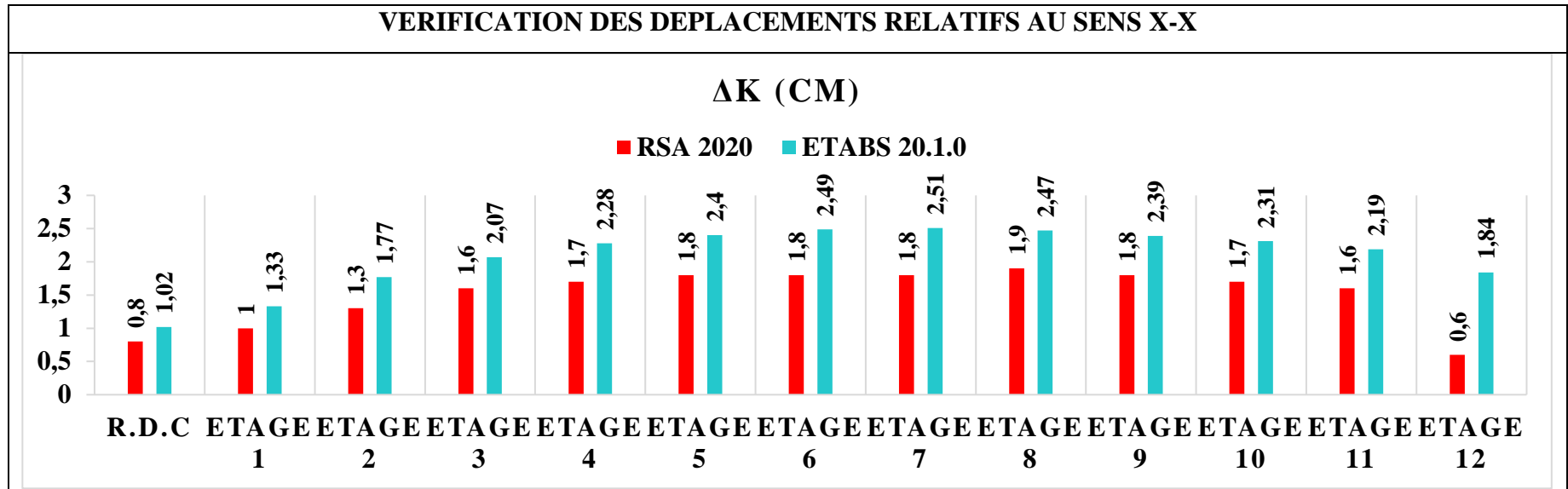


VERIFICATION DE L'EFFORT NORMAL REDUIT						
RSA 2020						
Niveaux	La section adoptée (cm ²)			N (KN)	Nrd	Observation
	b (cm)	h (cm)	Aire (cm ²)			
RDC ;1er	85	85	7225	4965.96	0.275	Vérifié
2ème ;3ème ;4ème ;5ème	75	75	5625	4115.33	0.293	Vérifié
6ème ;7ème ;8ème ;9ème	65	65	4225	2238.00	0.212	Vérifié
10ème ;11ème ;12ème	55	55	3025	826.93	0.109	Vérifié
ETABS 20.1.0						
Niveaux	La section adoptée (cm ²)			N (KN)	Nrd	Observation
	b (cm)	h (cm)	Aire (cm ²)			
RDC ;1er	85	85	7225	2438.28	0.135	Vérifié
2ème ;3ème ;4ème ;5ème	75	75	5625	2113.22	0.150	Vérifié
6ème ;7ème ;8ème ;9ème	65	65	4225	1143.22	0.10	Vérifié
10ème ;11ème ;12ème	55	55	3025	284.8	0.038	Vérifié



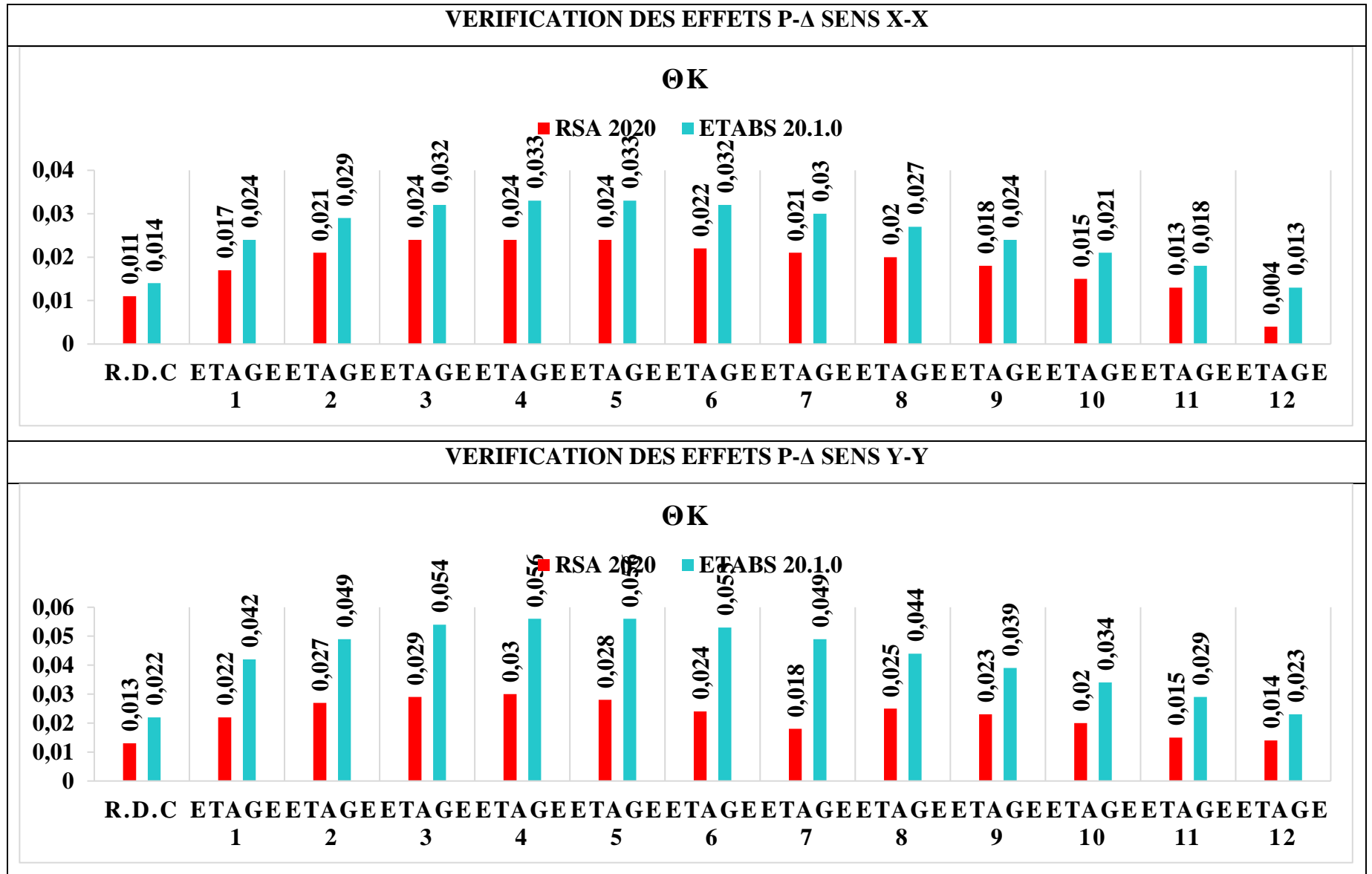
VERIFICATION DES DEPLACEMENTS RELATIFS AU SENS X-X							
RSA 2020				ETABS 20.1.0			
NIVEAUX	Δk (cm)	hk (cm)	Observation	NIVEAUX	Δk (cm)	hk (cm)	Observation
R.D.C	0.80	450.00	Vérifié	R.D.C	1.02	450.00	Vérifié
Etage 1	1.00	320.00	Vérifié	Etage 1	1.33	320.00	Vérifié
Etage 2	1.30	320.00	Vérifié	Etage 2	1.77	320.00	Vérifié
Etage 3	1.60	320.00	Vérifié	Etage 3	2.07	320.00	Vérifié
Etage 4	1.70	320.00	Vérifié	Etage 4	2.28	320.00	Vérifié
Etage 5	1.80	320.00	Vérifié	Etage 5	2.40	320.00	Vérifié
Etage 6	1.80	320.00	Vérifié	Etage 6	2.49	320.00	Vérifié
Etage 7	1.80	320.00	Vérifié	Etage 7	2.51	320.00	Vérifié
Etage 8	1.90	320.00	Vérifié	Etage 8	2.47	320.00	Vérifié
Etage 9	1.80	320.00	Vérifié	Etage 9	2.39	320.00	Vérifié
Etage 10	1.70	320.00	Vérifié	Etage 10	2.31	320.00	Vérifié
Etage 11	1.60	320.00	Vérifié	Etage 11	2.19	320.00	Vérifié
Etage 12	0.60	320.00	Vérifié	Etage 12	1.84	320.00	Vérifié

VERIFICATION DES DEPLACEMENTS RELATIFS AU SENS Y-Y							
RSA 2020				ETABS 20.1.0			
NIVEAUX	Δk (cm)	hk (cm)	Observation	NIVEAUX	Δk (cm)	hk (cm)	Observation
R.D.C	0.80	450.00	Vérifié	R.D.C	1.36	450.00	Vérifié
Etage 1	1.10	320.00	Vérifié	Etage 1	1.95	320.00	Vérifié
Etage 2	1.40	320.00	Vérifié	Etage 2	2.51	320.00	Vérifié
Etage 3	1.60	320.00	Vérifié	Etage 3	2.94	320.00	Vérifié
Etage 4	1.80	320.00	Vérifié	Etage 4	3.22	320.00	Non vérifié
Etage 5	1.80	320.00	Vérifié	Etage 5	3.38	320.00	Non vérifié
Etage 6	1.60	320.00	Vérifié	Etage 6	3.47	320.00	Non vérifié
Etage 7	1.30	320.00	Vérifié	Etage 7	3.46	320.00	Non vérifié
Etage 8	2.00	320.00	Vérifié	Etage 8	3.39	320.00	Non vérifié
Etage 9	2.00	320.00	Vérifié	Etage 9	3.25	320.00	Non vérifié
Etage 10	1.90	320.00	Vérifié	Etage 10	3.11	320.00	Vérifié
Etage 11	1.60	320.00	Vérifié	Etage 11	2.94	320.00	Vérifié
Etage 12	1.90	320.00	Vérifié	Etage 12	2.86	320.00	Vérifié

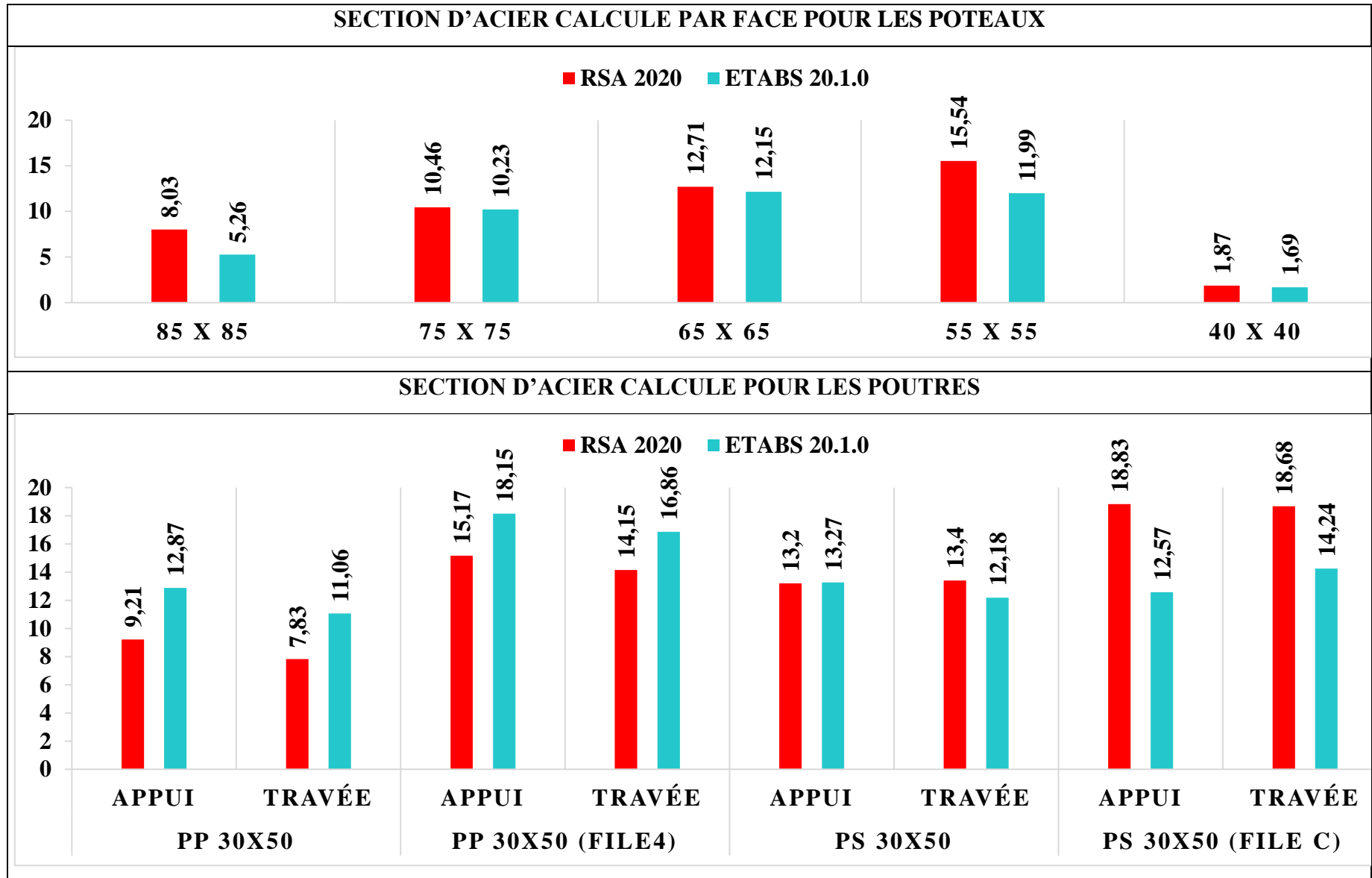


VERIFICATION DES EFFETS P-Δ SENS X-X											
RSA 2020						ETABS 20.1.0					
N	Pk(KN)	Δk(cm)	Vk(KN)	θk	Observation	N	Pk(KN)	Δk(cm)	Vk(KN)	θk	Observation
R.D.C	63438.9	0.80	10431.52	0.011	Vérifié	R.D.C	61801,0	1,02	10299,21	0,014	Vérifié
Etage 1	56520.0	1.10	10221.68	0.017	Vérifié	Etage 1	57560,5	1,33	10037,79	0,024	Vérifié
Etage 2	51023.7	1.40	9882.47	0.021	Vérifié	Etage 2	51145,2	1,77	9691,99	0,029	Vérifié
Etage 3	45821.9	1.60	9439.65	0.024	Vérifié	Etage 3	45852,7	2,07	9221,27	0,032	Vérifié
Etage 4	40620..1	1.80	8901.51	0.024	Vérifié	Etage 4	40694,5	2,28	8676,11	0,033	Vérifié
Etage 5	35418.3	1.80	8272.12	0.024	Vérifié	Etage 5	35536,3	2,40	8048,61	0,033	Vérifié
Etage 6	30216.5	1.60	7570.24	0.022	Vérifié	Etage 6	30378,0	2,49	7371,42	0,032	Vérifié
Etage 7	25350.3	1.30	6812.89	0.021	Vérifié	Etage 7	25368,4	2,51	6642,99	0,030	Vérifié
Etage 8	20487.2	2.00	5950.83	0.020	Vérifié	Etage 8	20529,8	2,47	5818,58	0,027	Vérifié
Etage 9	15627.0	2.00	4949.94	0.018	Vérifié	Etage 9	15691,2	2,39	4851,78	0,024	Vérifié
Etage 10	10763.8	1.90	3772.14	0.015	Vérifié	Etage 10	10852,6	2,31	3712,32	0,021	Vérifié
Etage 11	6111.9	1.60	2353.82	0.013	Vérifié	Etage 11	6121,6	2,19	2300,63	0,018	Vérifié
Etage 12	1456.9	1.90	651.39	0.004	Vérifié	Etage 12	1483,1	1,84	652,31	0,013	Vérifié

VERIFICATION DES EFFETS P-Δ SENS Y-Y											
RSA 2020						ETABS 20.1.0					
N	Pk(KN)	Δk(cm)	Vk(KN)	θk	Observation	N	Pk(KN)	Δk(cm)	Vk(KN)	θk	Observation
R.D.C	63438.9	0,80	8850,33	0,013	Vérifié	R.D.C	61801,0	1,36	8656,2	0,022	Vérifié
Etage 1	56520.0	1,10	8666,33	0,022	Vérifié	Etage 1	57560,5	1,95	8434,15	0,042	Vérifié
Etage 2	51023.7	1,40	8370,5	0,027	Vérifié	Etage 2	51145,2	2,51	8134,65	0,049	Vérifié
Etage 3	45821.9	1,60	7993,49	0,029	Vérifié	Etage 3	45852,7	2,94	7747,65	0,054	Vérifié
Etage 4	40620..1	1,80	7538,89	0,030	Vérifié	Etage 4	40694,5	3,22	7283,64	0,056	Vérifié
Etage 5	35418.3	1,80	7004,32	0,028	Vérifié	Etage 5	35536,3	3,38	6756,76	0,056	Vérifié
Etage 6	30216.5	1,60	6410,13	0,024	Vérifié	Etage 6	30378,0	3,47	6191,64	0,053	Vérifié
Etage 7	25350.3	1,30	5773,67	0,018	Vérifié	Etage 7	25368,4	3,46	5579,7	0,049	Vérifié
Etage 8	20487.2	2,00	5047,1	0,025	Vérifié	Etage 8	20529,8	3,39	4889,98	0,044	Vérifié
Etage 9	15627.0	2,00	4199,95	0,023	Vérifié	Etage 9	15691,2	3,25	4089,53	0,039	Vérifié
Etage 10	10763.8	1,90	3210,22	0,020	Vérifié	Etage 10	10852,6	3,11	3136,68	0,034	Vérifié
Etage 11	6111.9	1,60	2026,11	0,015	Vérifié	Etage 11	6121,6	2,94	1967,34	0,029	Vérifié
Etage 12	1456.9	1,90	597,98	0,014	Vérifié	Etage 12	1483,1	2,86	588,58	0,023	Vérifié



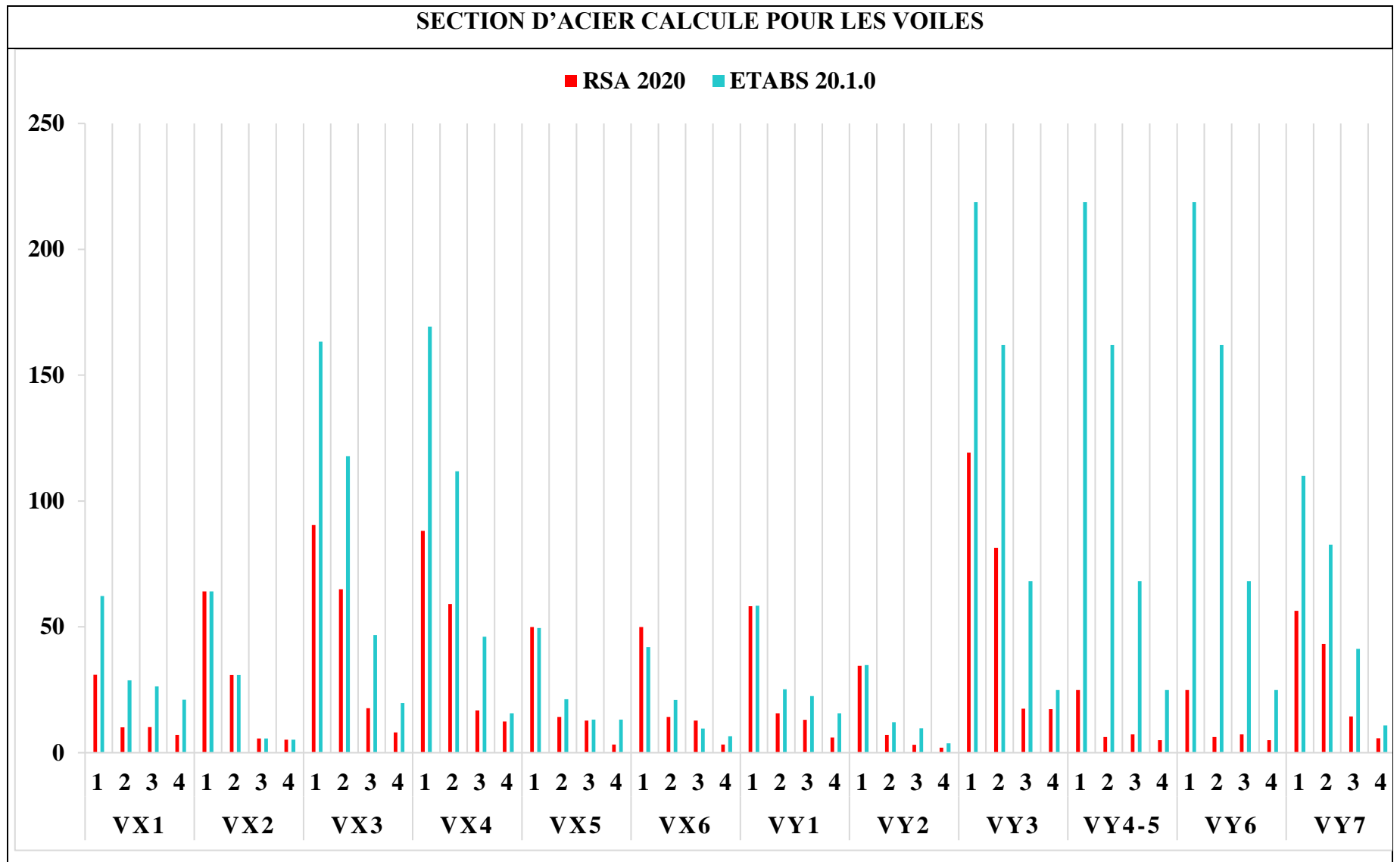
LES SECTIONS D'ACIERS CALCULE DES POTEAUX							
RSA 2020				ETABS 20.1.0			
Section	N (KN)	M (KN.m)	$A_s^{calculé}$ / face (cm ²)	Section	N (KN)	M (KN.m)	$A_s^{calculé}$ / face (cm ²)
85 x 85	564.35	538.65	8.03	85 x 85	665.29	470.34	5.26
75 x 75	58.06	385.93	10.46	75 x 75	57.18	377.83	10.23
65 x 65	137.82	413.19	12.71	65 x 65	72.04	380.37	12.15
55 x 55	71.74	387.29	15.54	55 x 55	69.66	308.32	11.99
40 x 40	131.68	57.37	1.87	40 x 40	66.46	42.95	1.69
LES SECTIONS D'ACIERS CALCULE DES POUTRES							
RSA 2020				ETABS 20.1.0			
Section	Position	M (KN.m)	$A_s^{calculé}$ (cm ²)	Section	Position	M (KN.m)	$A_s^{calculé}$ (cm ²)
PP 30x50	Appui	196.82	9.21	PP 30x50	Appui	264.11	12.87
	Travée	169.77	7.83		Travée	231.5	11.06
PP 30x50 (file4)	Appui	303.14	15.17	PP 30x50 (file4)	Appui	350.14	18.15
	Travée	286.14	14.15		Travée	330.31	16.86
PS 30x50	Appui	269.83	13.2	PS 30x50	Appui	270.97	13.27
	Travée	273.33	13.4		Travée	251.82	12.18
PS 30x50 (file C)	Appui	360.33	18.83	PS 30x50 (file C)	Appui	258.66	12.57
	Travée	358.05	18.68		Travée	287.66	14.24



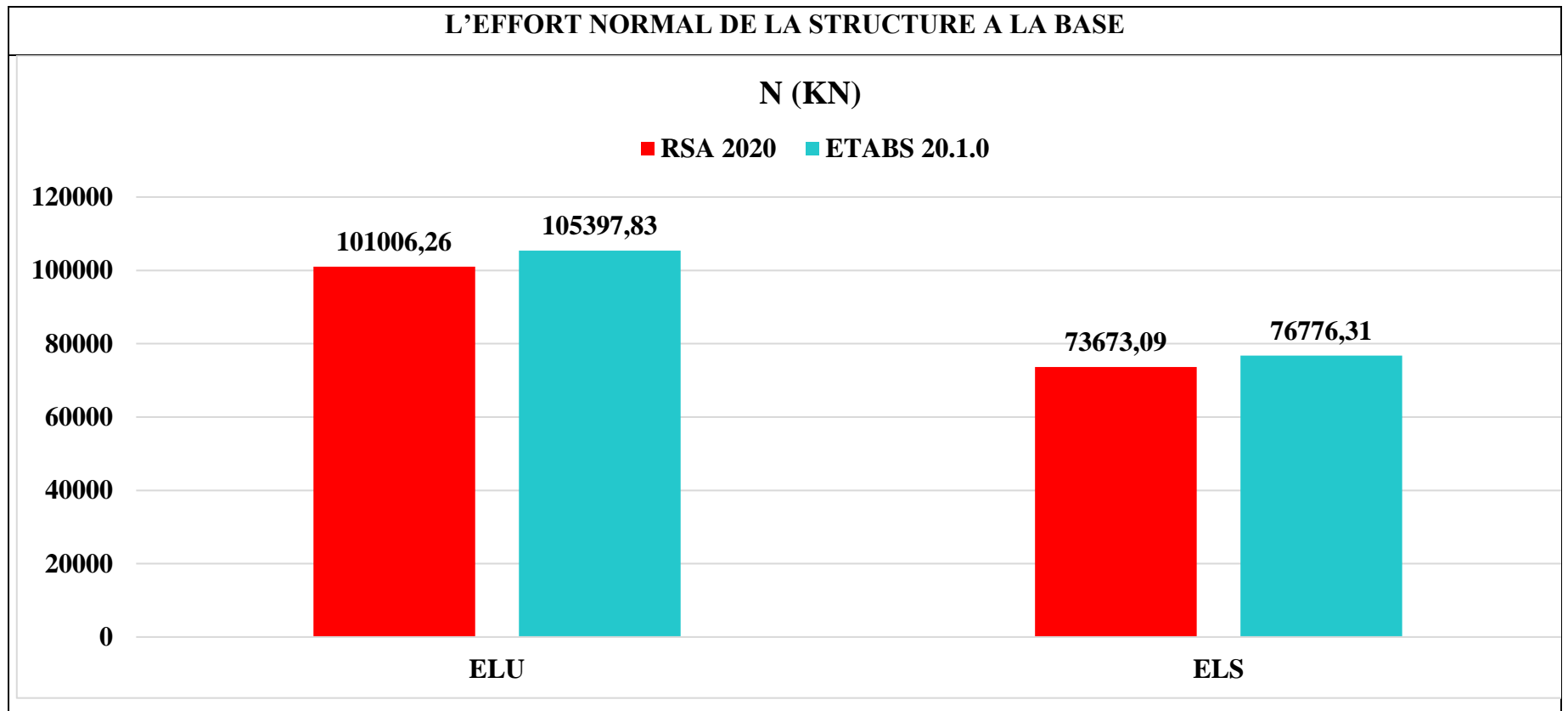
LES SECTIONS D'ACIERS CALCULE DES VOILES									
RSA 2020					ETABS 20.1.0				
V_{ij}	Z	N (KN)	M (KN.m)	$A_s^{tot}(cm^2)$	V_{ij}	Z	N (KN)	M (KN.m)	$A_s^{tot}(cm^2)$
VX1	1	163,57	978,29	30,98	VX1	1	587,761	1878,5115	62,23
	2	-895,77	633,1	10,04		2	367,6413	835,4507	28,74
	3	-402,6	474,8	10,22		3	534,7426	698,8228	26,31
	4	-87	266,17	7,12		4	188,8263	639,328	21,07
VX2	1	299,9	3565,31	64,12	VX2	1	299,90	3565,31	64,12
	2	-290,31	1970,57	30,88		2	-290,31	1970,57	30,88
	3	-750,4	767,1	5,65		3	-750,40	767,10	5,65
	4	-395,54	532,76	5,18		4	-395,54	532,76	5,18
VX3	1	-1764	9911,61	90,49	VX3	1	501,0681	14512,3703	163,33
	2	-1558,8	7383,18	64,96		2	517,2806	10322,1886	117,78
	3	-1049,3	2586,11	17,72		3	347,1385	3964,6938	46,72
	4	-431,64	-1135,46	8,07		4	49,2839	1762,3142	19,72
VX4	1	-1516,7	7921,21	88,15	VX4	1	364,8872	12701,2062	169,32
	2	-1374,7	5585,46	59,11		2	378,4194	8285,1337	111,85
	3	-805,82	1910,3	16,86		3	265,1826	3328,0425	46,06
	4	-216,74	1118,04	12,42		4	-192,5948	1351,6364	15,70

LES SECTIONS D'ACIERS CALCULE DES VOILES									
RSA 2020					ETABS 20.1.0				
V_{ij}	Z	N (KN)	M (KN.m)	A_s^{tot} (cm2)	V_{ij}	Z	N (KN)	M (KN.m)	A_s^{tot} (cm2)
VX5	1	2047,3	980,91	49,90	VX5	1	1642,8808	2059,4297	49,50
	2	52,44	455,79	14,20		2	502,4889	1057,3675	21,28
	3	10,56	420,95	12,73		3	-28,5178	894,0088	13,13
	4	-487,23	-271,51	3,27		4	440,8641	544,7899	13,18
VX6	1	2047,3	980,91	49,90	VX6	1	1508,7854	1633,8129	41,92
	2	52,44	455,79	14,20		2	954,2888	588,4624	20,95
	3	10,56	420,95	12,73		3	326,649	394,1114	9,63
	4	-487,23	-271,51	3,27		4	188,6012	297,7867	6,55
VY1	1	230,11	2328	58,17	VY1	1	1178,6891	3820,4181	58,39
	2	-235,96	751,69	15,68		2	373,2299	1776,2583	25,21
	3	-468,49	739,43	13,06		3	797,6291	1109,7817	22,49
	4	0,3	253,06	6,08		4	494,2149	846,4321	15,70
VY2	1	238,15	1341,03	34,57	VY2	1	889,9292	2097,3754	34,85
	2	-1199	795,96	7,11		2	137,0241	889,0098	12,08
	3	-113,5	176,72	3,11		3	283,3713	543,1743	9,66
	4	8,37	81,3	2,03		4	-138,4293	420,9073	3,76

LES SECTIONS D'ACIERS CALCULE DES VOILES									
RSA 2020					ETABS 20.1.0				
V_{ij}	Z	N (KN)	M (KN.m)	$A_s^{tot}(cm^2)$	V_{ij}	Z	N (KN)	M (KN.m)	$A_s^{tot}(cm^2)$
VY3	1	-1118,4	11304,3	119,25	VY3	1	1868,8171	17342,1078	218,79
	2	-1364,9	8238,99	81,42		2	1495,9373	12742,7497	161,99
	3	-1401,1	2727,83	17,46		3	556,2051	5423,5628	68,14
	4	-474,71	1914,27	17,34		4	-455,1543	2549,9782	24,87
VY4-5	1	45,44	742,7	24,94	VY4-5	1	509,8292	1440,2133	218,79
	2	252,52	111,81	6,21		2	561,9065	648,0016	161,99
	3	-464,86	362,64	7,31		3	568,5251	481,5687	68,14
	4	-3,19	152,86	5,01		4	-19,0858	368,0917	24,87
VY6	1	45,44	742,7	24,94	VY6	1	509,8292	1440,2133	218,79
	2	252,52	111,81	6,21		2	561,9065	648,0016	161,99
	3	-464,86	362,64	7,31		3	568,5251	481,5687	68,14
	4	-3,19	152,86	5,01		4	-19,0858	368,0917	24,87
VY7	1	-1110,8	5844,49	56,33	VY7	1	857,6969	8787,4489	109,97
	2	-983,95	4599,03	43,23		2	691,1667	6563,8187	82,65
	3	-679	1834,84	14,38		3	355,5983	3266,8006	41,25
	4	-2,37	498,08	5,72		4	56,8694	887,5743	10,81



L'EFFORT NORMAL DE LA STRUCTURE A LA BASE			
RSA 2020		ETABS 20.1.0	
	N (KN)		N (KN)
ELU	101006.26	ELU	105397.83
ELS	73673.09	ELS	76776.31



VII.6. Observation sur les résultats :

- On remarque que les forces sismiques totales sont presque les mêmes à la base des deux logiciels (ROBOT et ETABS).
- D'après le tableau qui représente les valeurs des périodes et facteurs de participation massique du modèle initial, en remarquant que les résultats obtenus par le logiciel ETABS sont plus importants que celle trouvées par le logiciel ROBOT.
- L'effort tranchant n'est pas vérifié pour les deux modèles initiaux modélisés à partir du ROBOT et ETABS, donc on doit ajouter des voiles.
- D'après les résultats trouvés, on remarque que la participation massique dépasse le seuil des 90 % à partir du 8ème mode pour les deux modèles finals réalisés avec les deux logicielle ROBOT et ETABS.
- D'après le tableau qui représente les charges reprise par les portiques et les voiles, on constate que les voiles reprennent approximativement 32% de la totalité des charges verticale de la structure sur les deux modèles réalisés avec les deux logicielles ROBOT et ETABS.
- D'après le tableau ci-dessus on remarque que l'effort normal réduit est vérifié pour chaque étage de la structure avec les sections des poteaux obtenus de RDC jusqu'au 12ème étage et cela pour les deux logiciels utilisés.
- Des valeurs importantes du rapport de l'effort normal réduit ont été remarqué par le logicielle ROBOT, en comparaison aux valeurs trouvés par le logiciel ETABS.
- Les résultats obtenus à partir les deux logiciels utilisés pour cette étude comparative, ont montré que les valeurs des efforts normaux à la base de la structure, trouvées par les deux modèles, sont presque les mêmes à l'état limite ultime et à l'état limite de service.

VII.7. Interprétations des résultats :

Cette étude comparative permis de mettre en évidence les deux logiciels, et de donner les qualités de chaque produit qui par conséquence joue un rôle dans le futur choix du logiciel de calcul par les intervenants dans le domaine du génie civil tels que les BET, Bureaux de contrôle, entreprises d'Engineering...etc.

Selon les résultats obtenus, nous mettrons en relief les points communs entre les deux logiciels et les points de divergence avec des explications dans le cas échéant, afin de permettre aux futures utilisateurs le bon choix de ces deux logiciels selon le type de structure à étudier.

- Le robot, et ETABS sont deux logiciels très utiliser dans les analyses des structures complexes (analyses statique, sismique ...) permettant une modélisation plus simplifiée de l'ensemble de la structure et ils offrent aux utilisateurs le choix de différents éléments et beaucoup de personnalisation.
- Les fonctionnalités de ces logiciels proposent des variantes portant sur la saisie, le contrôle visuel et les vérifications jusqu'à la présentation des résultats qui peuvent être d'un maniement plus ou moins facile.
- Les résultats de l'analyse modale sont presque identiques, mais on a constaté que le reste des résultats qui sont affecter par la charge sismique introduite par le concepteur sont différents ; le logiciel ROBOT amplifie de manière significative les sollicitations due aux charges sismiques sur tous les éléments de la structure.

Nous croyons que la différence entre les résultats des deux logiciels est dans le spectre de réponse intégré à partir d'une application qui vient d'une source inconnue ; quand il s'agit du logiciel ETABS, plutôt que le logiciel ROBOT qui a un spectre de réponse intégré fourni par les développeurs du logiciel. Aussi cette déférence peut être revient soit à la précision la méthode du calcul de chaque logiciel ou bien au pourcentage d'erreur provoqué par l'utilisateur pendant la modélisation.

VII.8. Conclusion :

La présente étude comparative, nous a permis d'avoir une idée importante sur le fonctionnement des logiciels de calcul des structures en génie civil, en particulier le logiciels Robot et ETABS qui sont basés sur la méthode des éléments finis, Chaque logiciel que soit le ROBOT ou ETABS a ses qualités supérieures dans un domaine bien précis, ce qui conduit à un choix au préalable selon le type de structure et selon le matériau utilisé. Ce choix a été toujours lié à l'habitude de l'utilisateur ou à la région géographique où un logiciel donné est le plus utilisé que d'autres, néanmoins, il est évident que chaque produit a ses propres qualités et ses propres inconvénients. Nous constatons que cette étude peut aider à améliorer le développement de modèles de génie civil prédictifs appropriés par les intervenants dans le domaine.

CONCLUSION GENERALE :

L'étude de ce projet nous a permis, d'appliquer toutes nos connaissances acquises durant le cursus universitaire ainsi que de les approfondir davantage concernant le domaine du bâtiment tout en respectant la réglementation en vigueur. L'analyse de la structure d'un ouvrage est une étape très importante qui permet de faire une bonne conception parasismique au moindre coût.

Les points importants tirés de cette étude sont :

- Le pré dimensionnement est une étape préliminaire qui a pour but de choisir des sections pour les éléments structuraux afin de les modéliser, un pré dimensionnement bien réfléchi facilitera énormément l'étude dynamique de la structure.
- Le séisme peut engendrer des dégâts importants dans les constructions, ce qui rend l'étude dynamique, une étape primordiale dans les calculs des structures en béton armé. Le règlement RPA99 v.2003 nous a permis de bien s'adapter aux exigences apportées à chaque élément structural.
- La disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment, est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur Génie Civil, ces contraintes architecturales influentes directement sur le comportement adéquat de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes.
- La bonne disposition des voiles, joue un rôle important pour la justification de l'interaction « voiles-portiques ».
- Pour assurer une stabilité totale de la structure vis-à-vis les déplacements horizontaux, on vérifie l'effet du second ordre (Effet P-delta).
- Pour l'infrastructure, le radier nervuré est le type de fondation le plus adéquat pour notre structure, vu la charge importante apporté par la structure et la faible capacité portante du sol.

- Selon les résultats obtenus par les deux logiciels, nous notons que les résultats de l'analyse modale sont presque identiques, par contre nous avons constaté que le reste des résultats qui sont affectés par la charge sismique introduite par le concepteur sont différents ; le logiciel ROBOT amplifie de manière significative les sollicitations dues aux charges sismiques sur tous les éléments de la structure. Nous croyons que la différence entre les deux logiciels est dans le spectre de réponse que nous intégrons à partir d'une application qui vient d'une source inconnue ; quand il s'agit du logiciel ETABS, plutôt que le logiciel ROBOT qui a un spectre de réponse intégré fourni par les développeurs du logiciel.
- On doit noter que ce que nous avons accompli dans le cadre de cette étude comparative est un tout petit pas vers la détermination du logiciel le mieux adapté à l'utilisation dans notre pays, ce qui signifie que nous avons besoin de beaucoup plus de recherches et d'expérimentations, ce qui pourrait être une thèse de doctorat.

REFERENCES

Règlements

[1] Document Technique Règlementaire DTR B.C. 2.48.

Règles Parasismiques Algériennes RPA 99 / VERSION 2003.

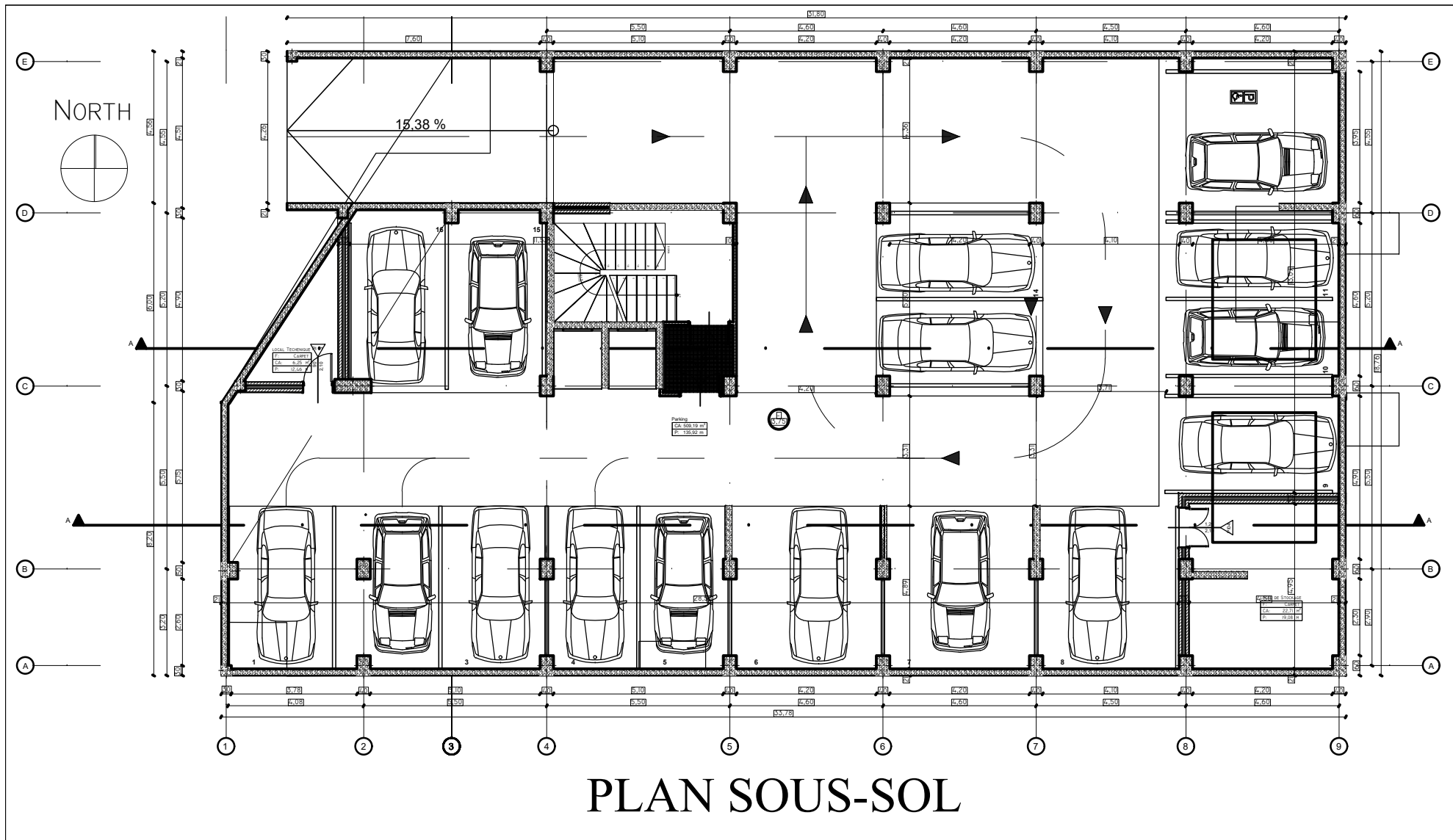
[2] Document techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en Béton Armé suivant la méthode des Etats Limites - BAEL 91 modifié 99 et DTU associés.

[3] Document Technique Règlementaire DTR B.C. 2.2

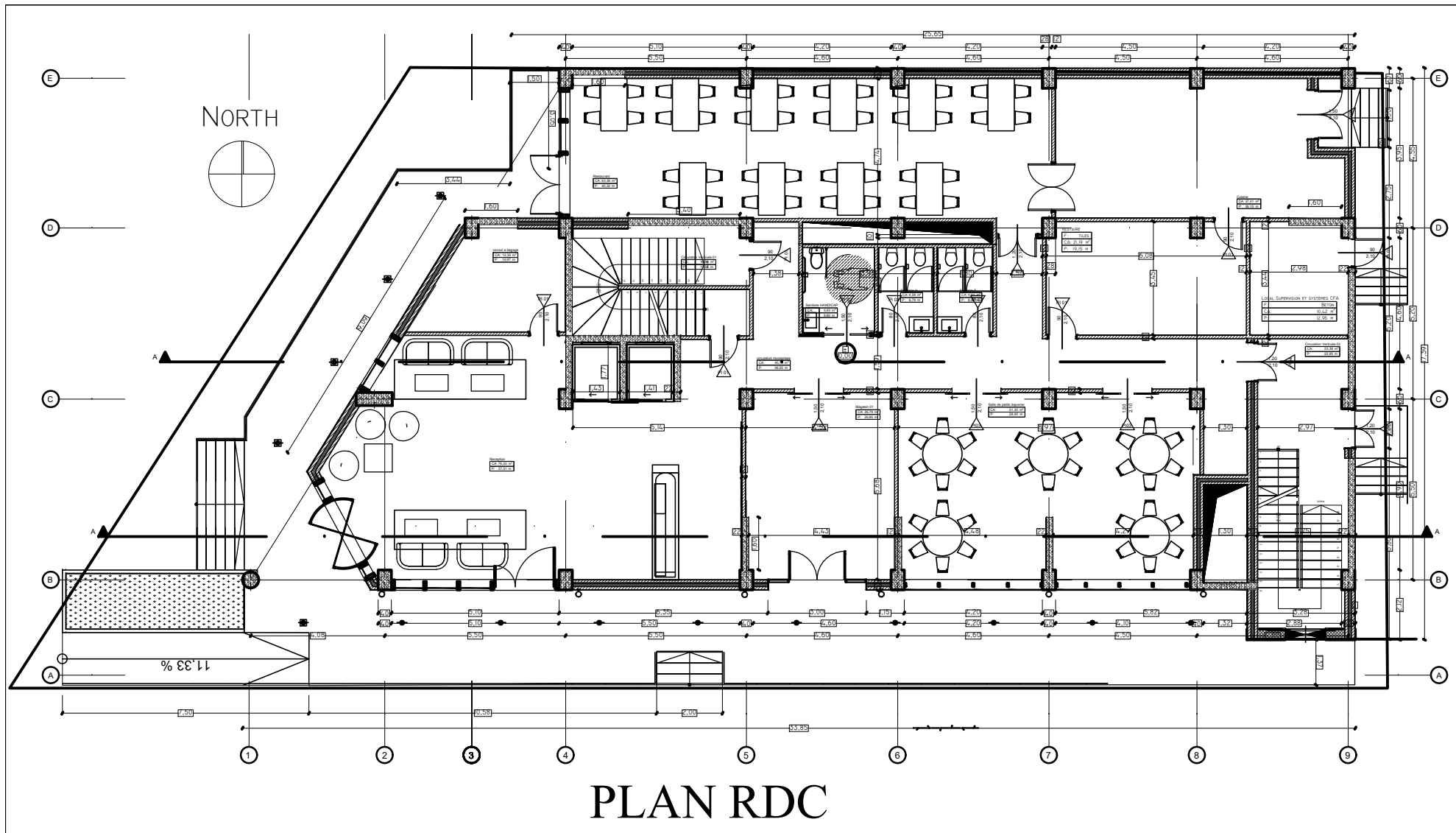
Charges Permanentes et charges d'exploitation.

Documentation

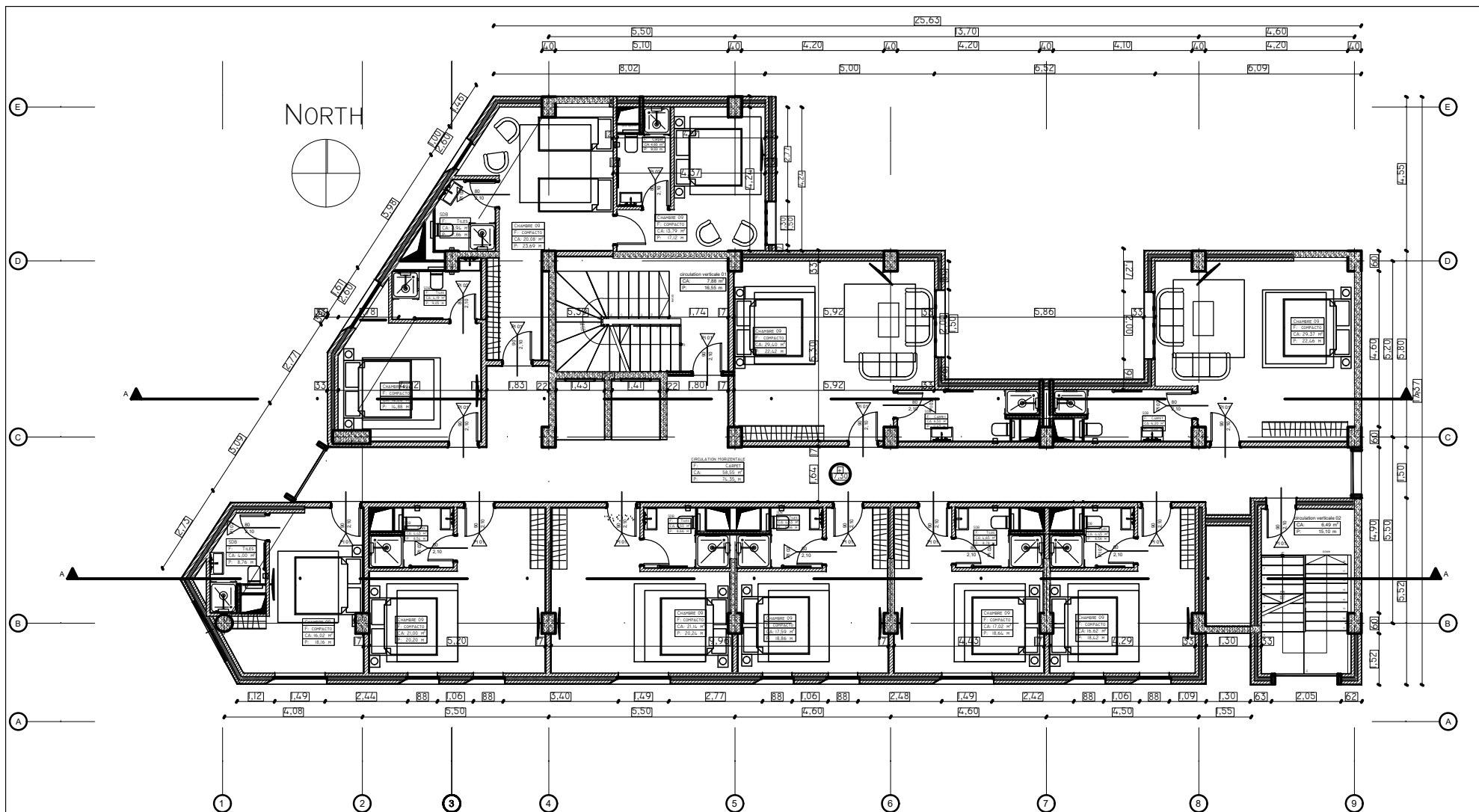
[4] Mémoires de master des années passées (2020 ; 2019 ; 2018).



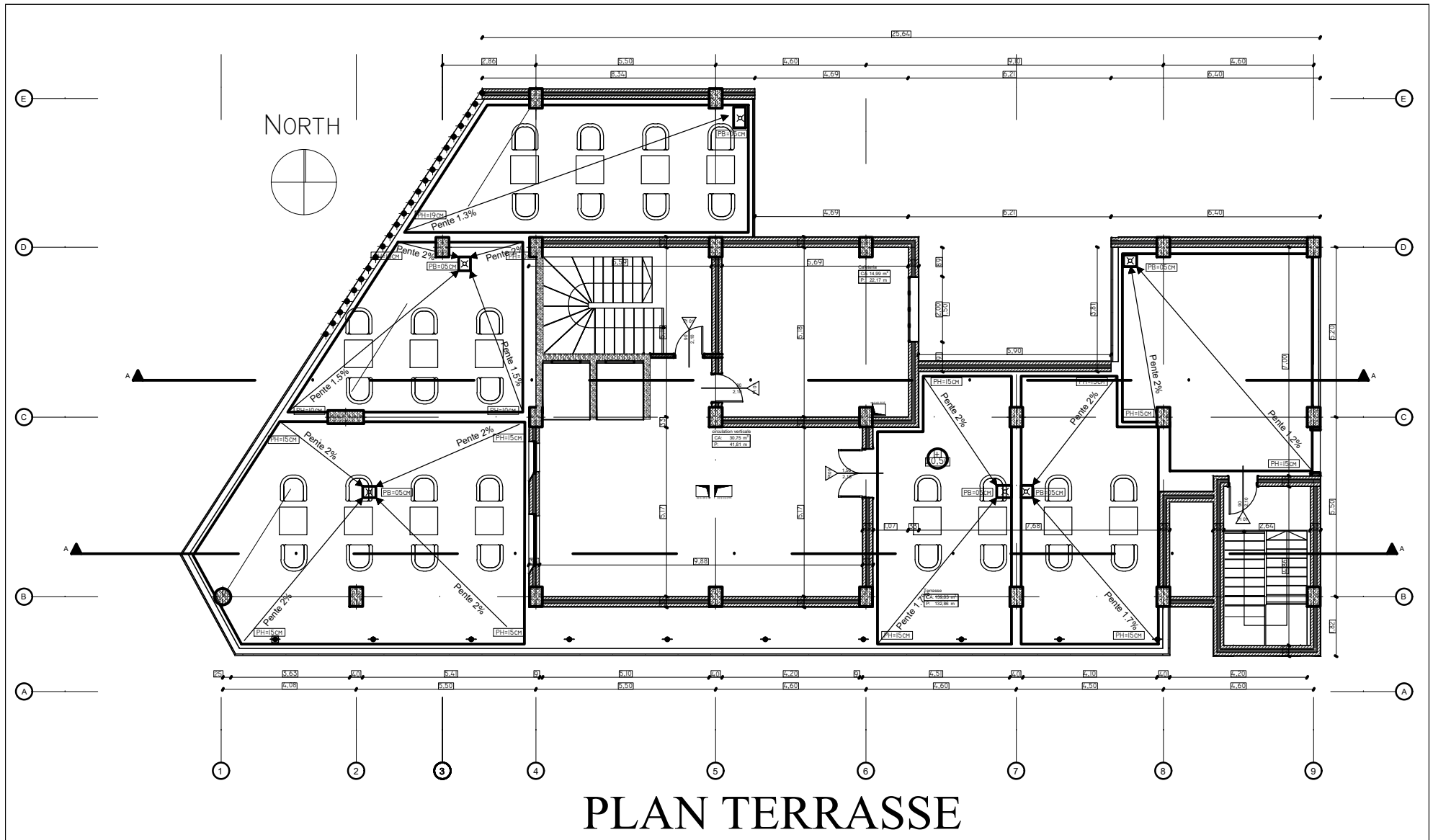
PLAN SOUS-SOL



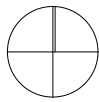
PLAN RDC



PLAN 7ème ; 8ème ; 9ème ; 10ème ; 11ème ETAGE



NORTH



A

A

A

A

1

2

3

4

5

6

7

8

9

E

E

D

D

C

C

B

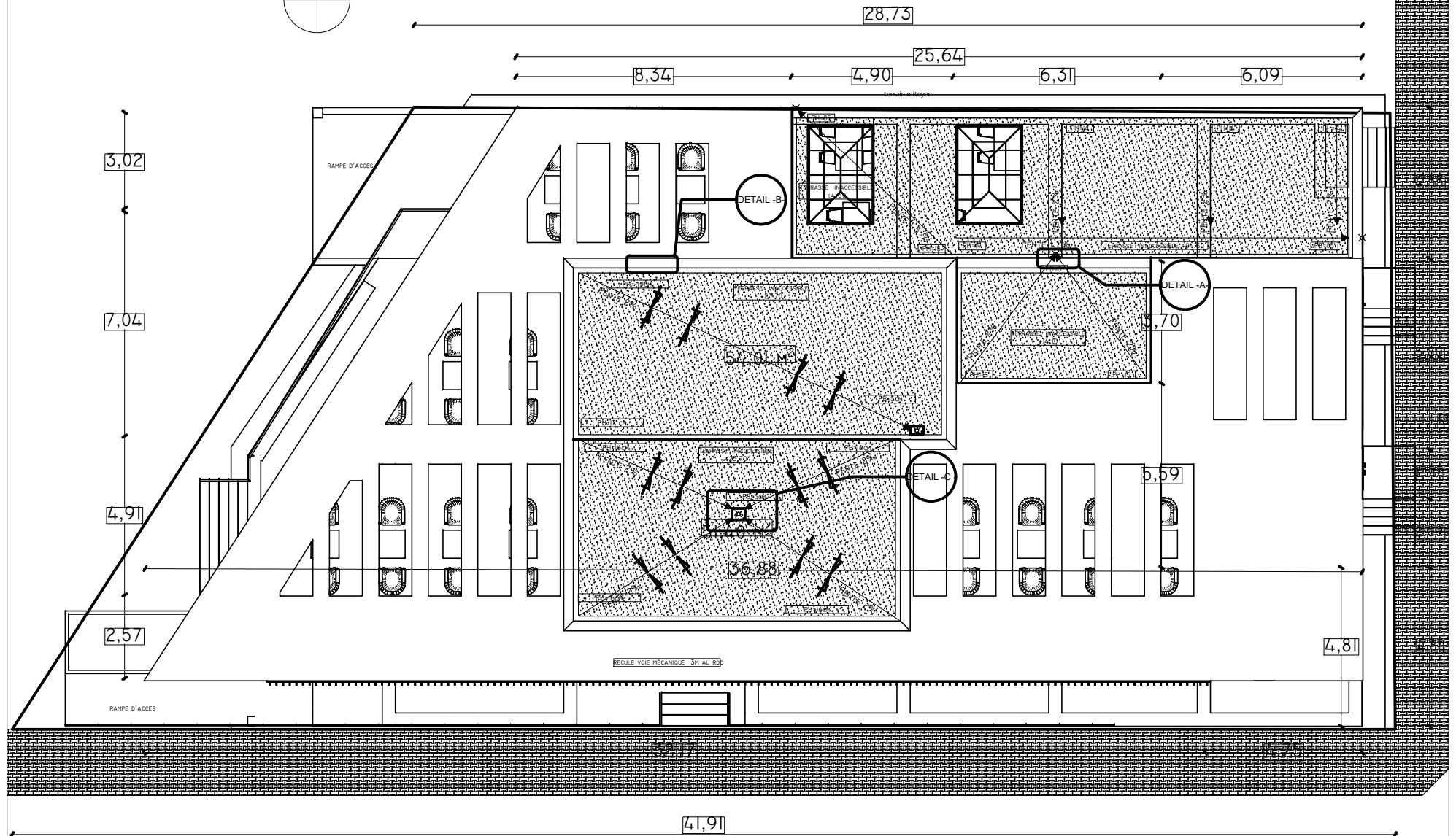
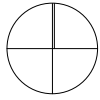
B

A

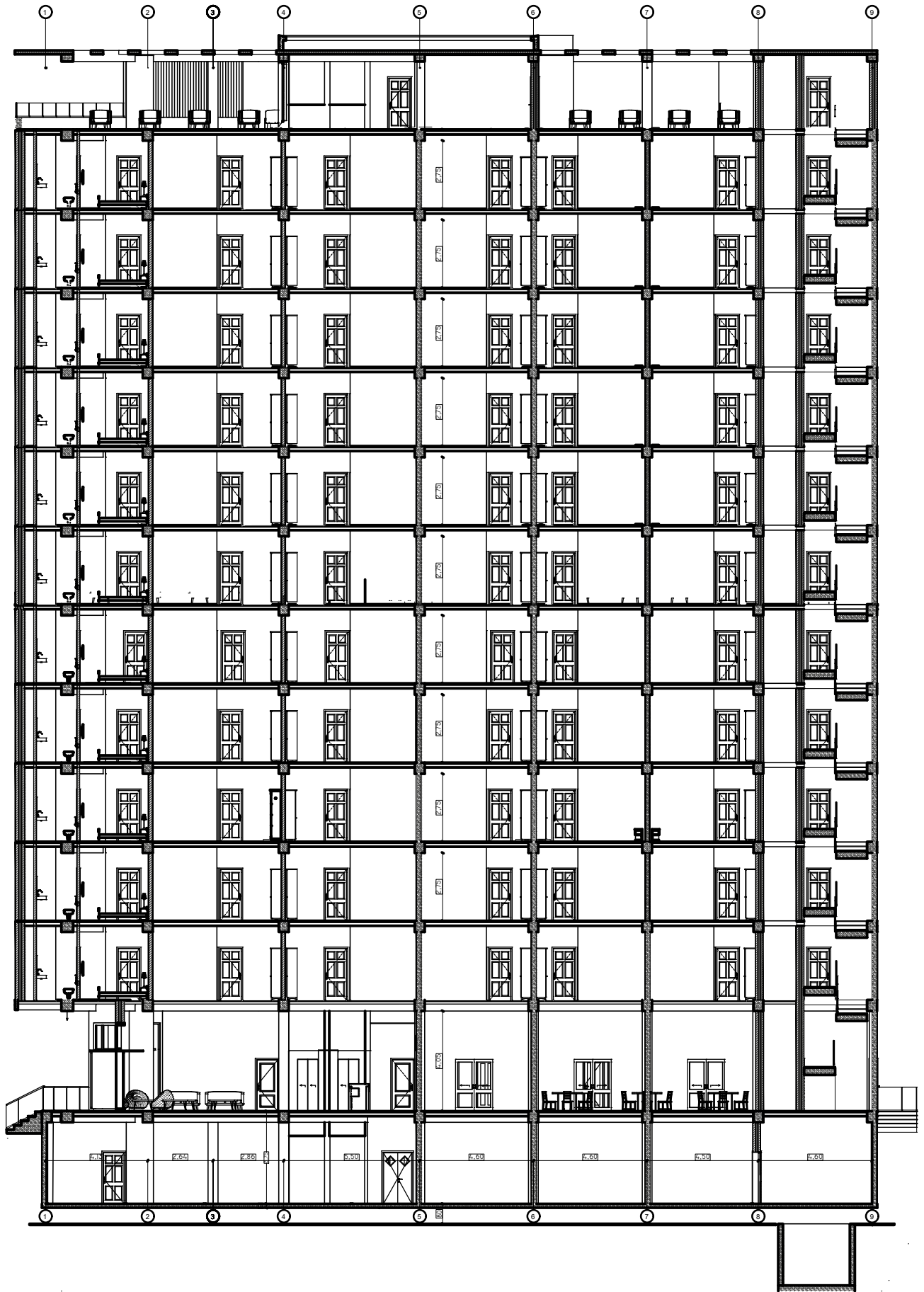
A

PLAN TERRASSE

North

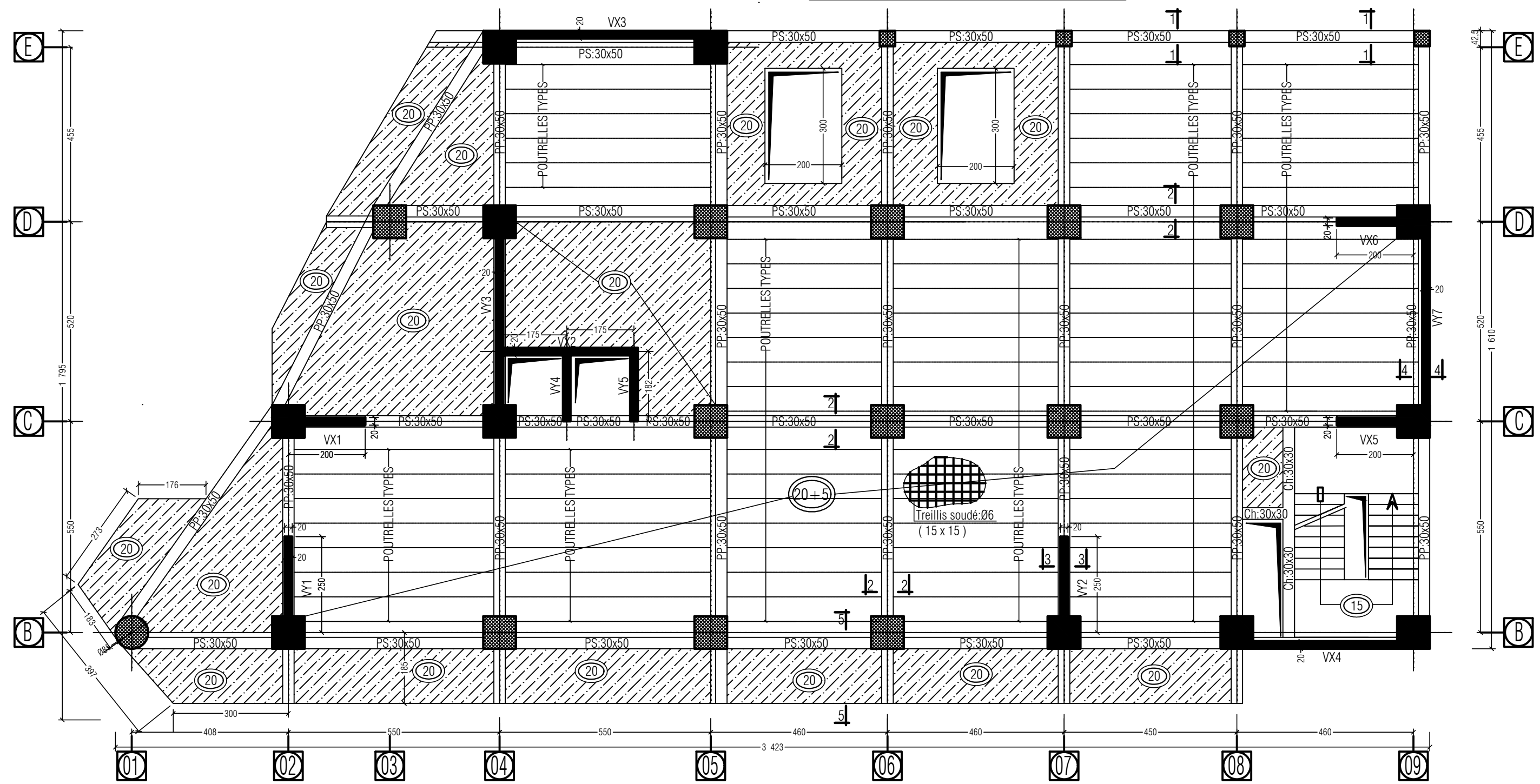


PLAN TOITURE

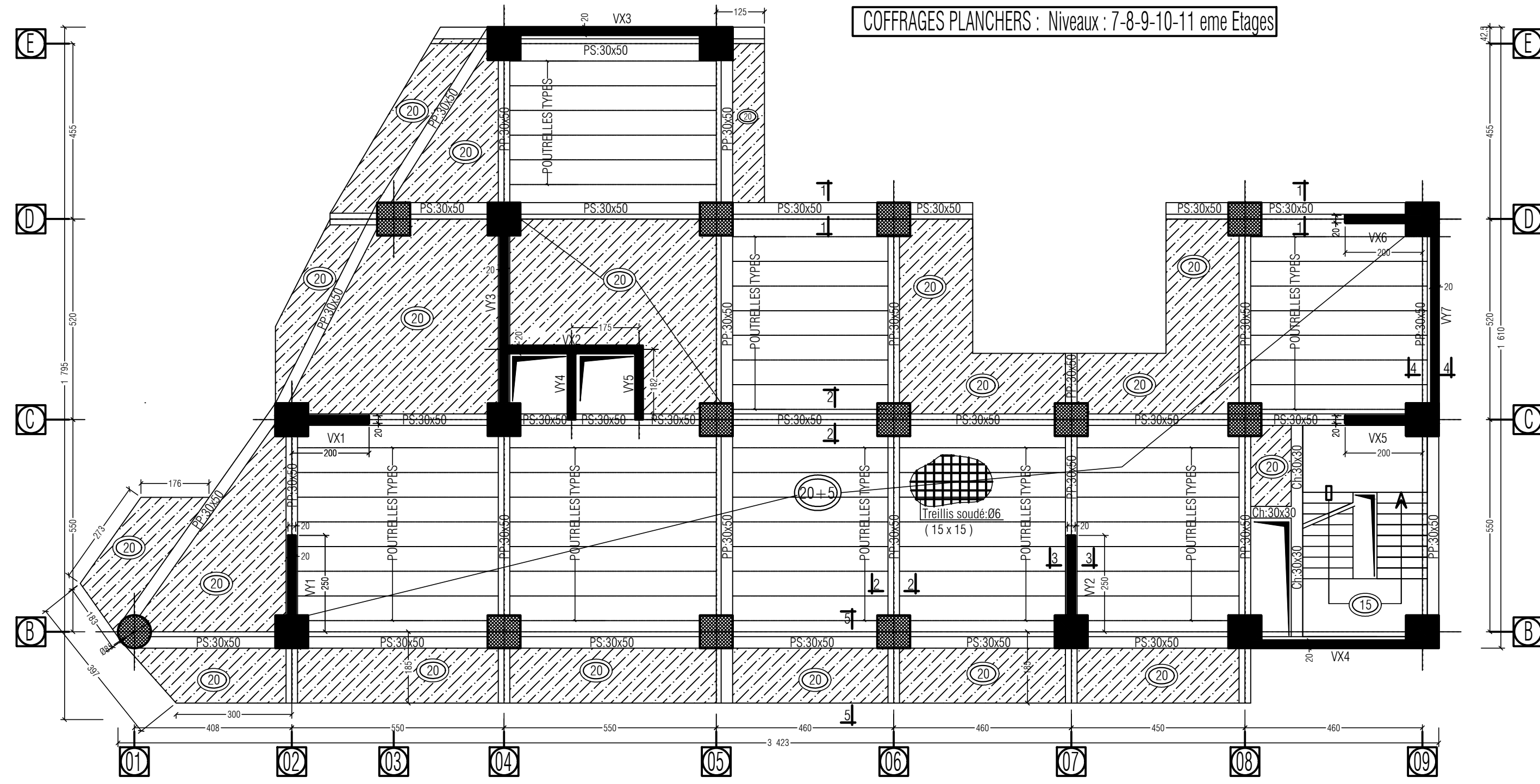


COUPE A-A

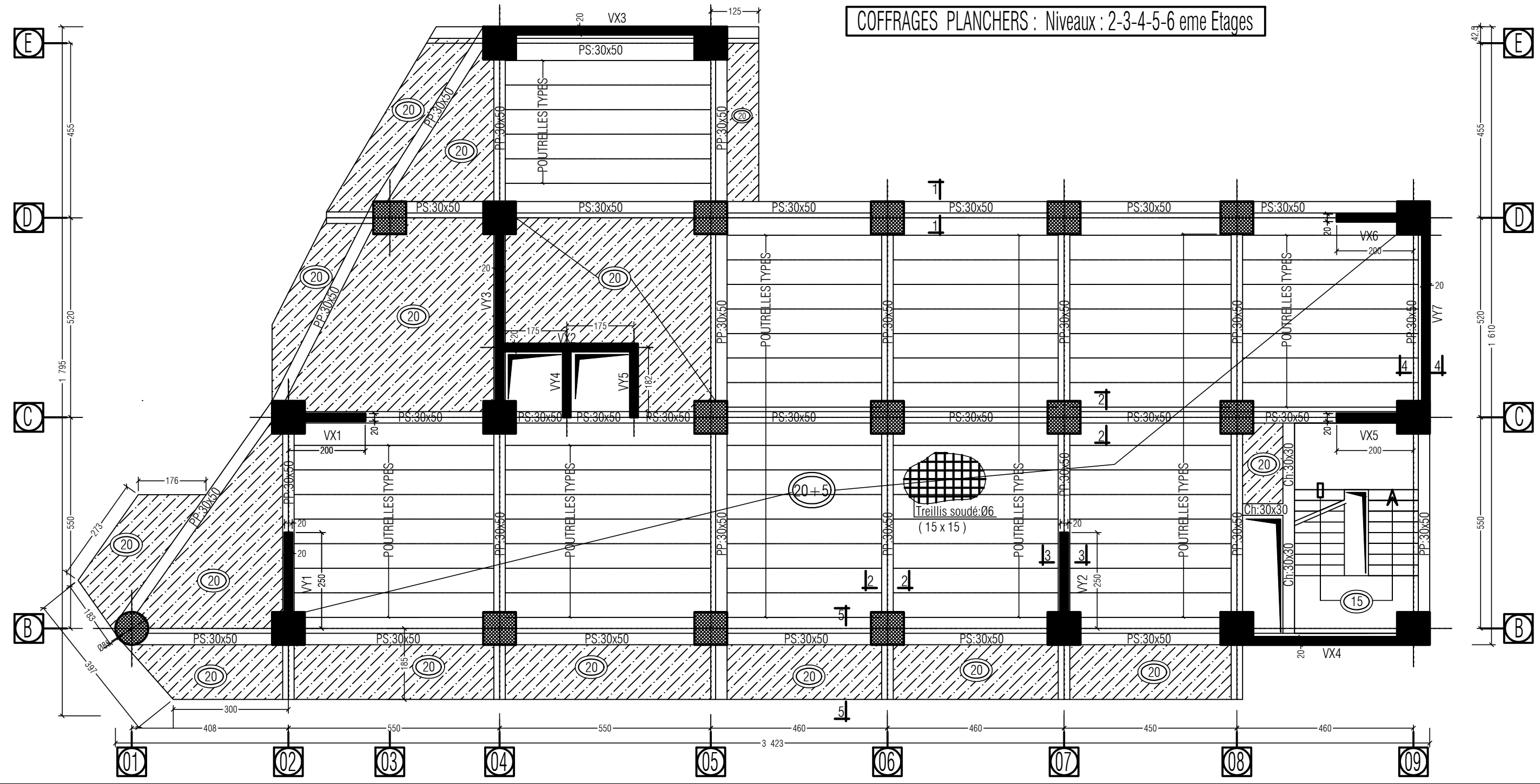
COFFRAGE PLANCHER : Niveau 1er Etage1



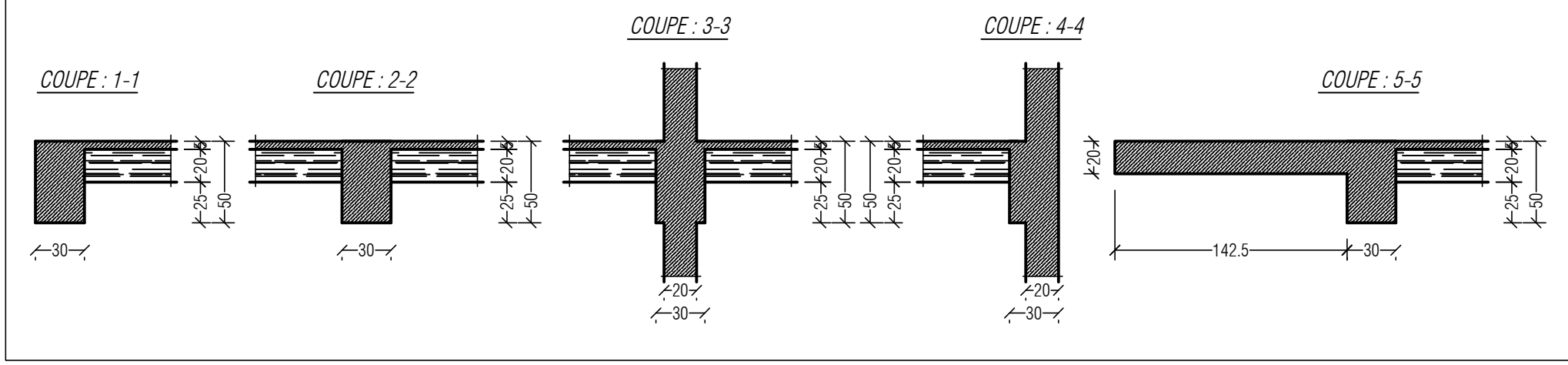
COFFRAGES PLANCHERS : Niveaux : 7-8-9-10-11 eme Etages



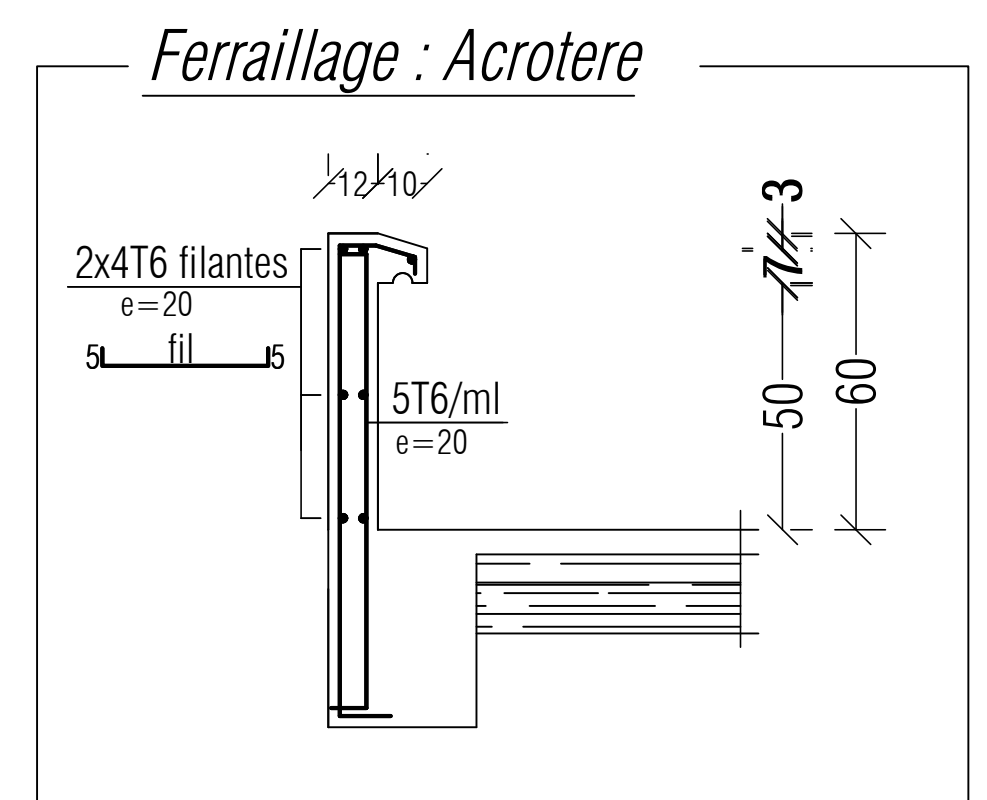
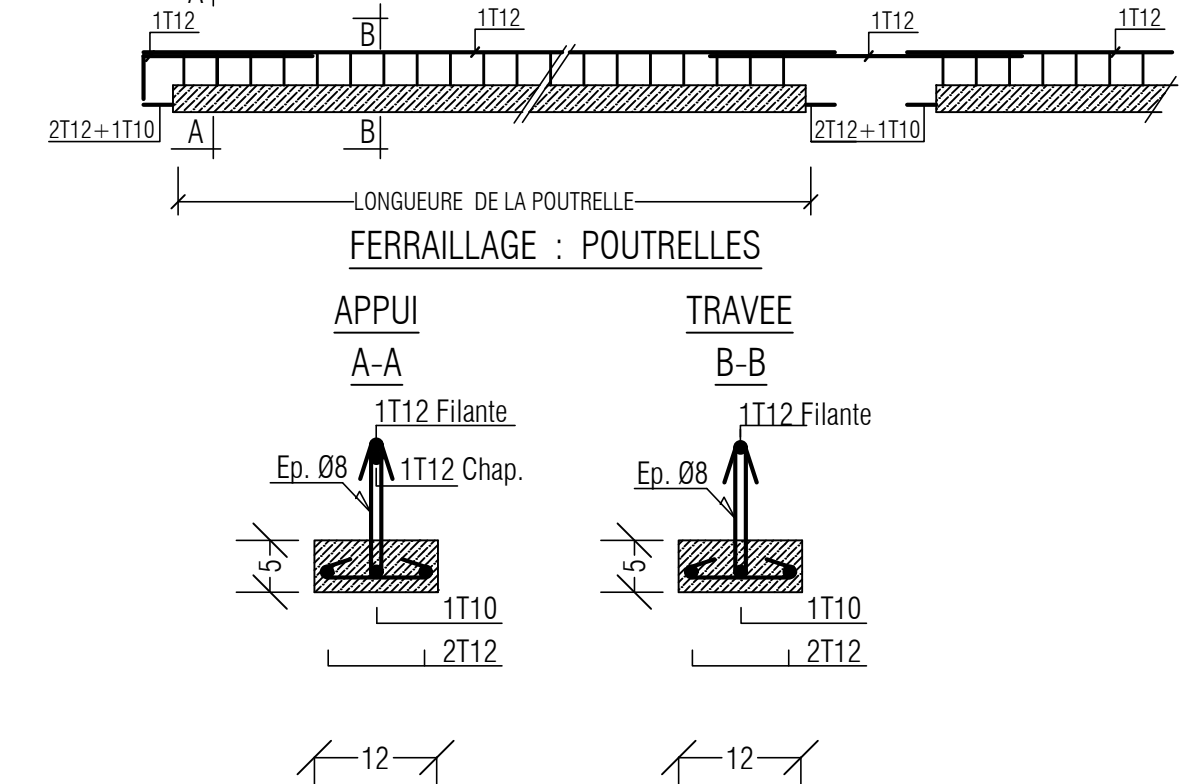
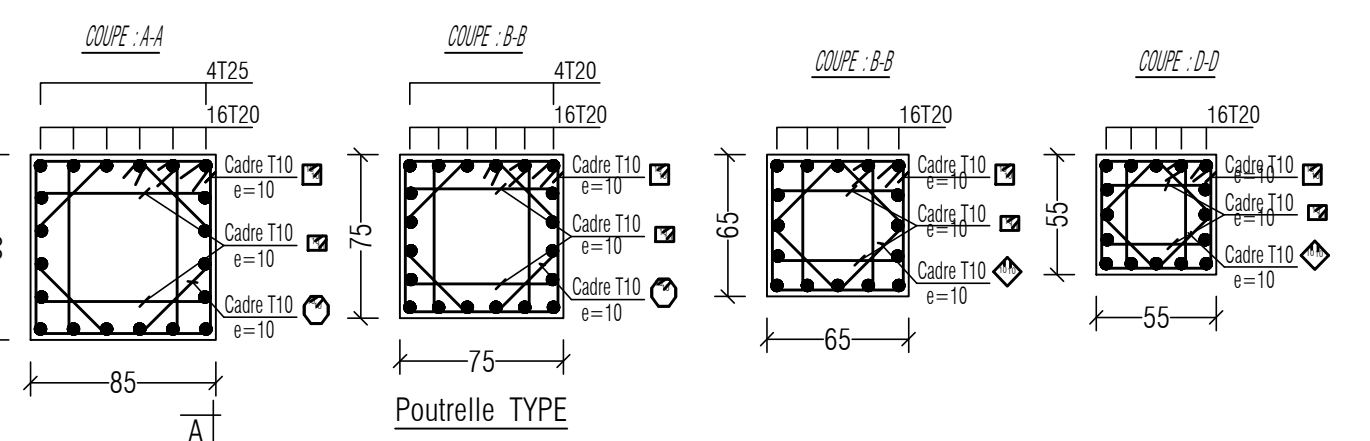
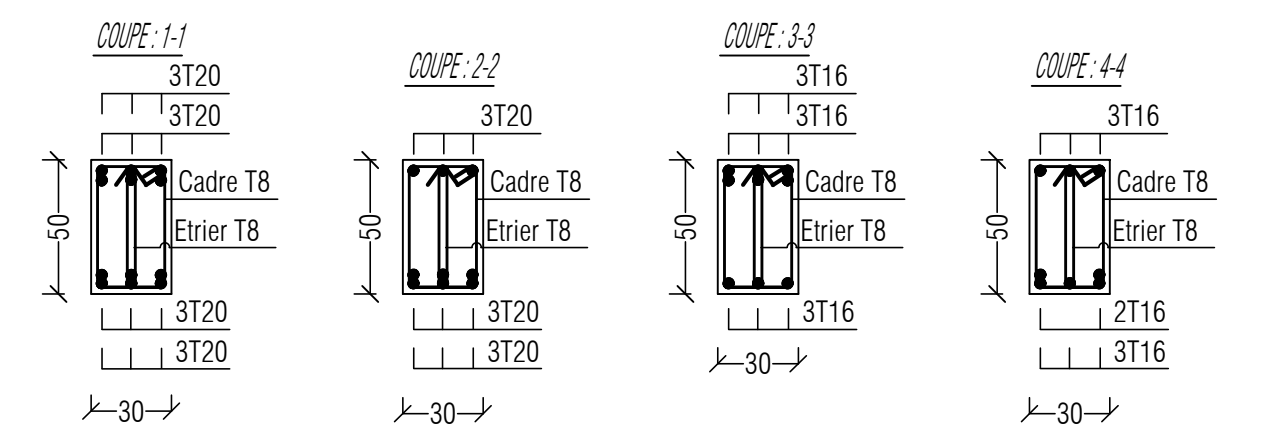
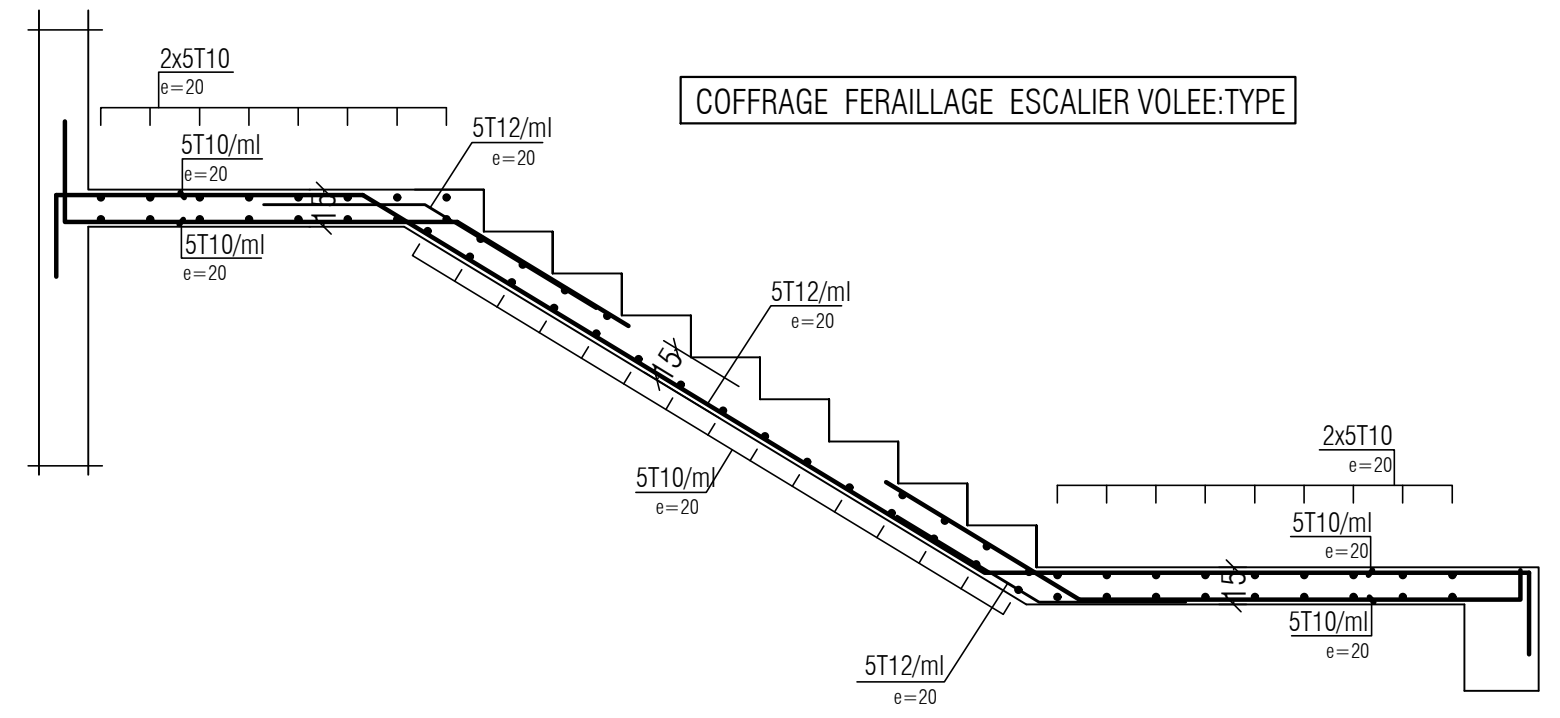
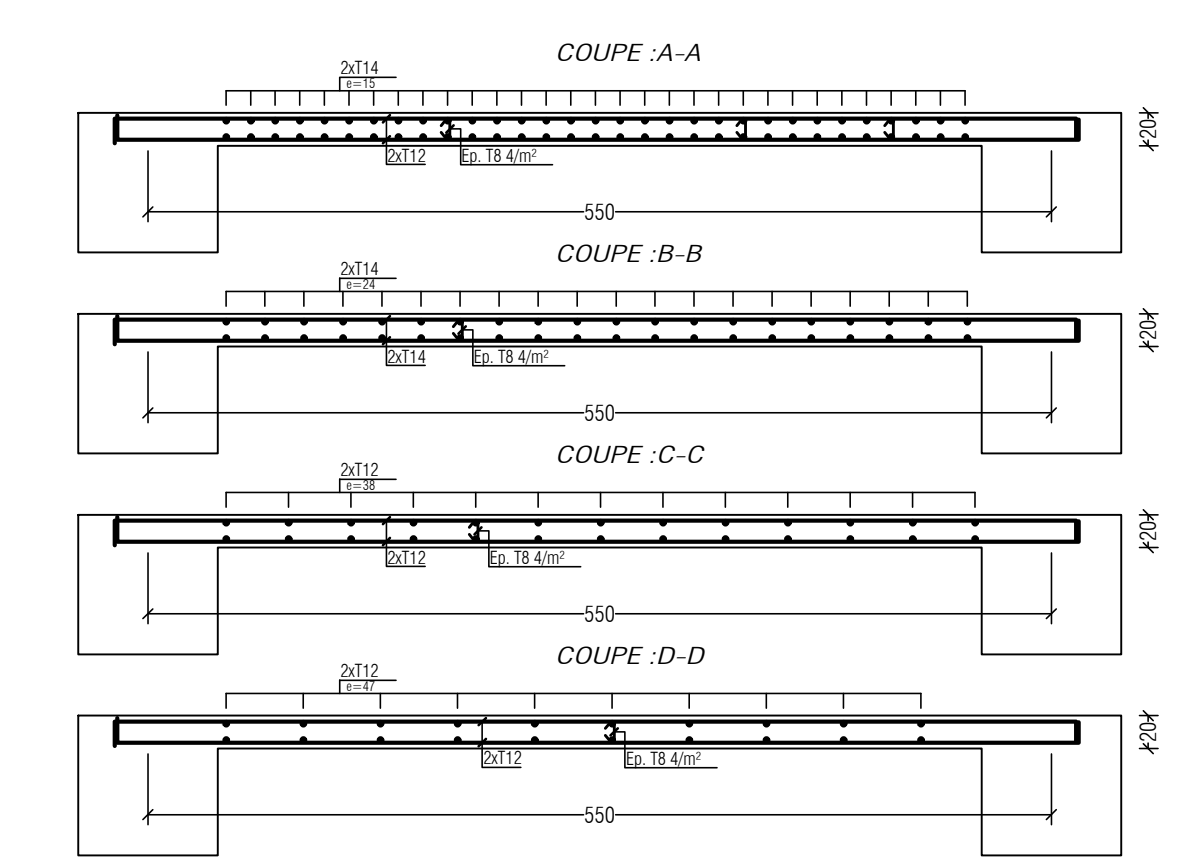
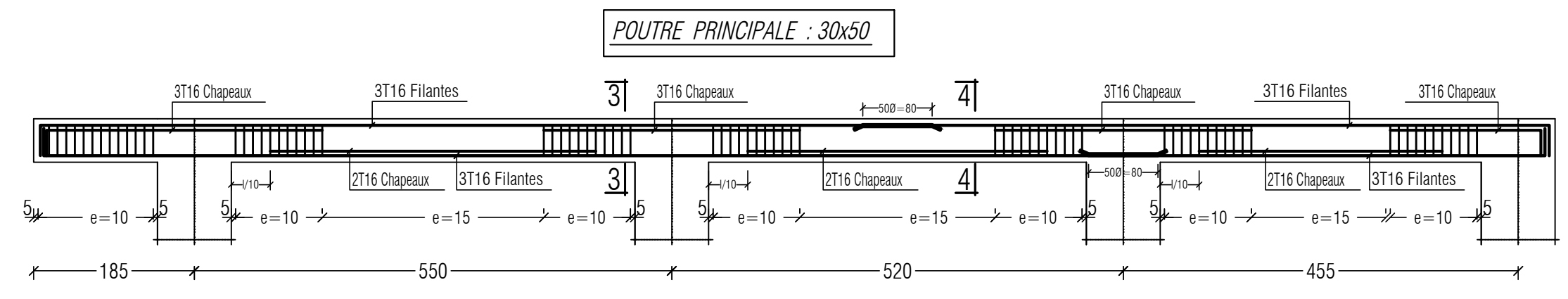
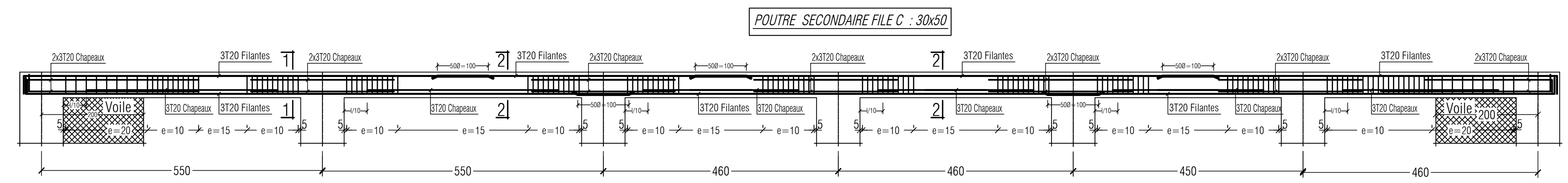
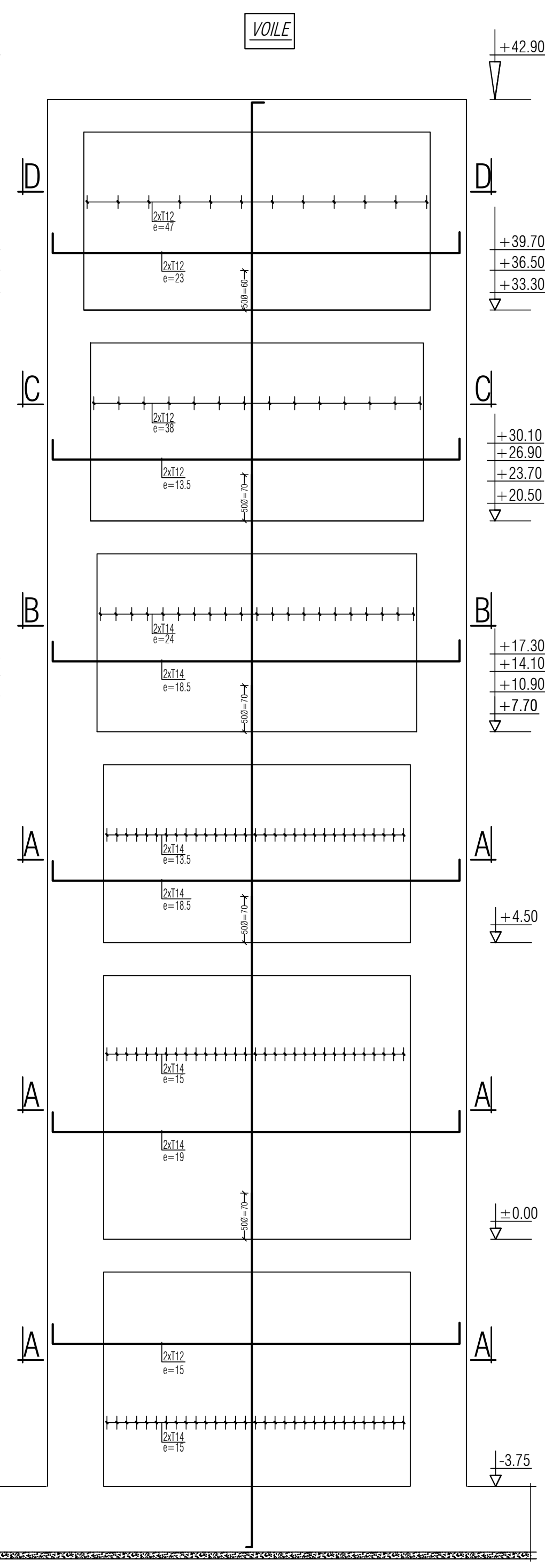
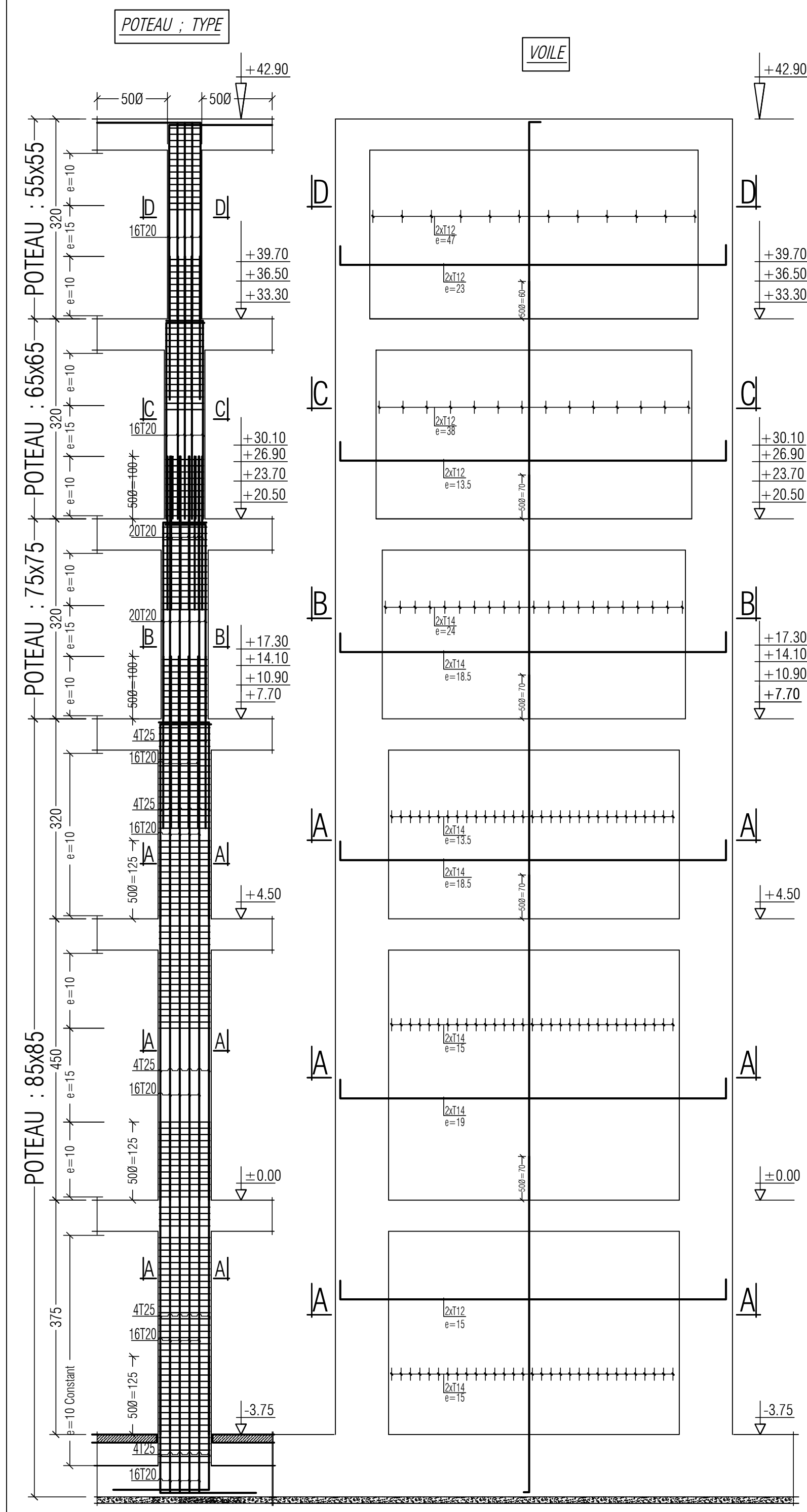
COFFRAGES PLANCHERS : Niveaux : 2-3-4-5-6 eme Etages



COUPES SUR PLANCHERS : ETAGES : 01-02-03-04-05-06-07-08-09-10-11-12



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE			
UNIVERSITE DE BLIDA			
HOTEL EN (R+12+S/SOL)			
VUE EN PLAN : PLANCHER ETAGE : 01			
VUE EN PLAN : PLANCHERS ETAGES : 02-03-04-05-06			
VUE EN PLAN : PLANCHERS ETAGES : 07-08-09-10-11			
Echelles	Etudiants	Encadreur	ANNEXE 01
1/50-1/30	Diffallah / T	Aouali / N	
1/20-1/10	Boudries / S		

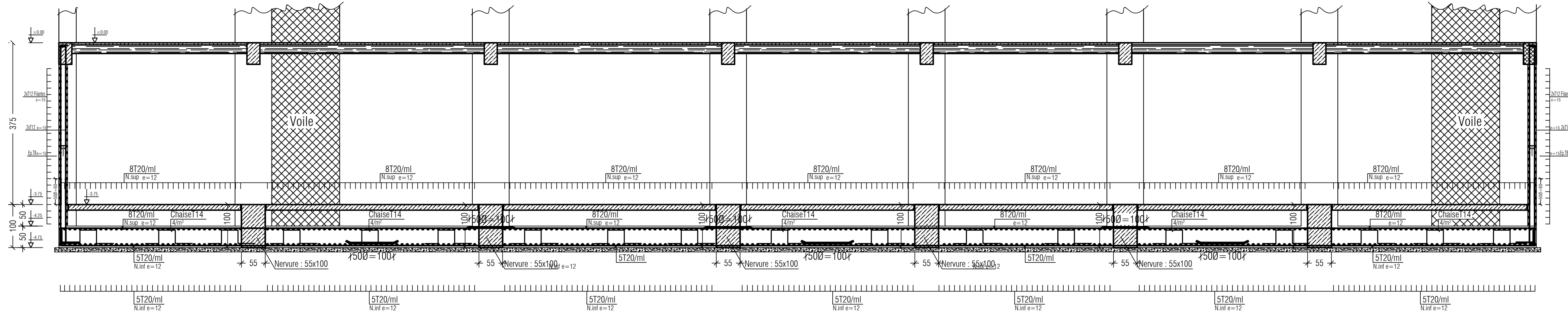


Recommandations:

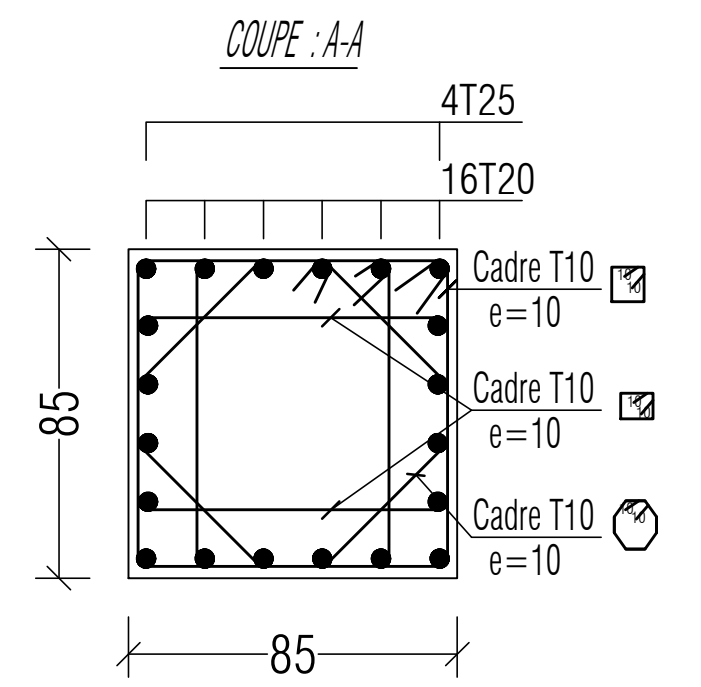
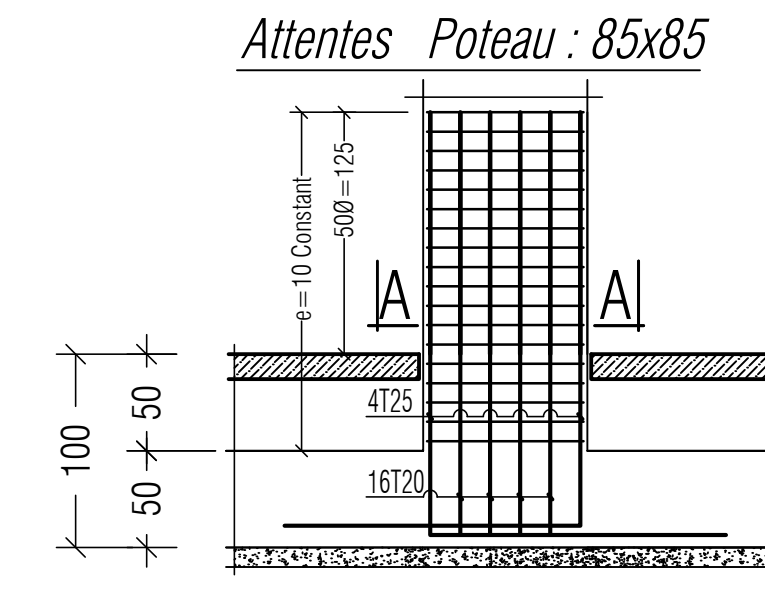
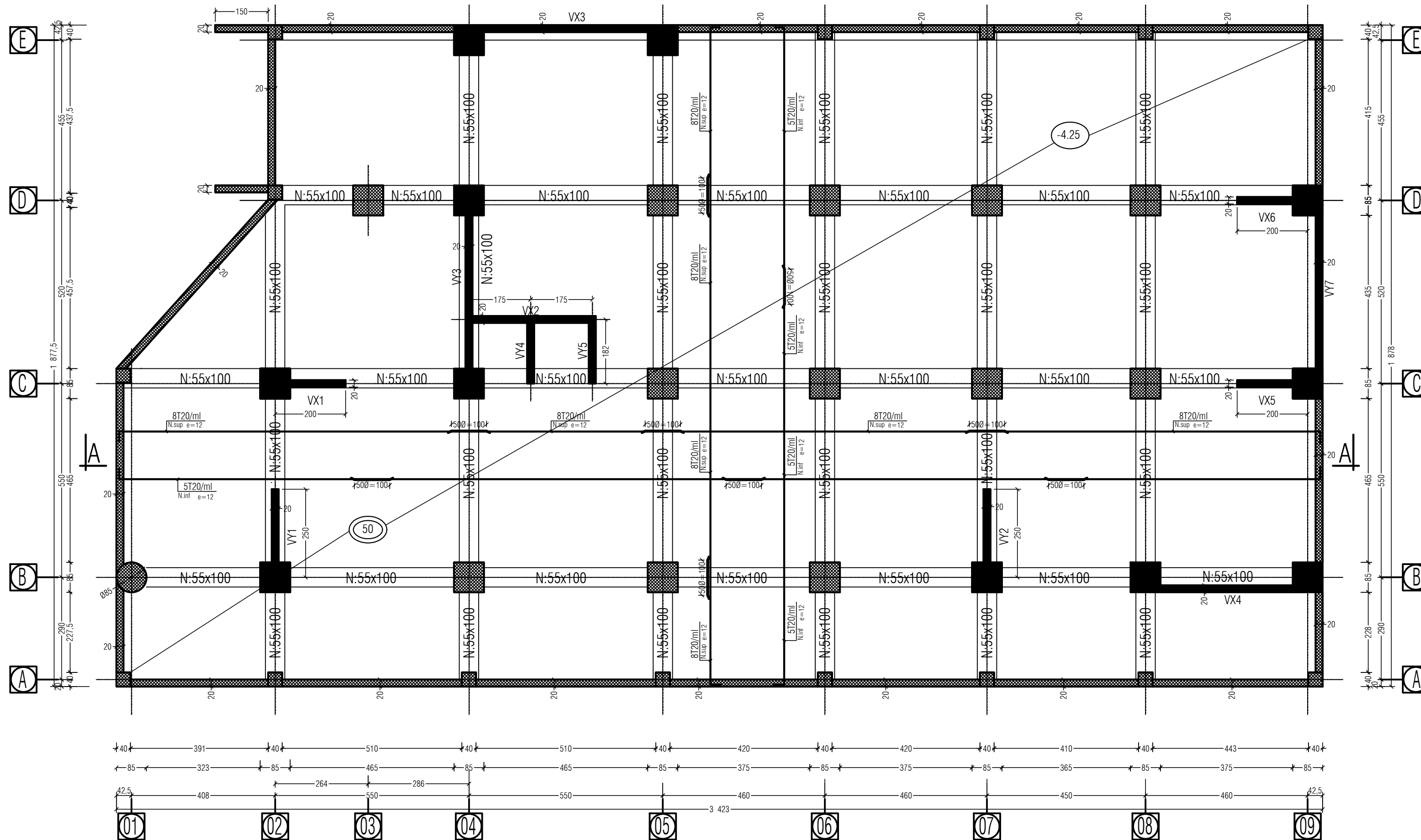
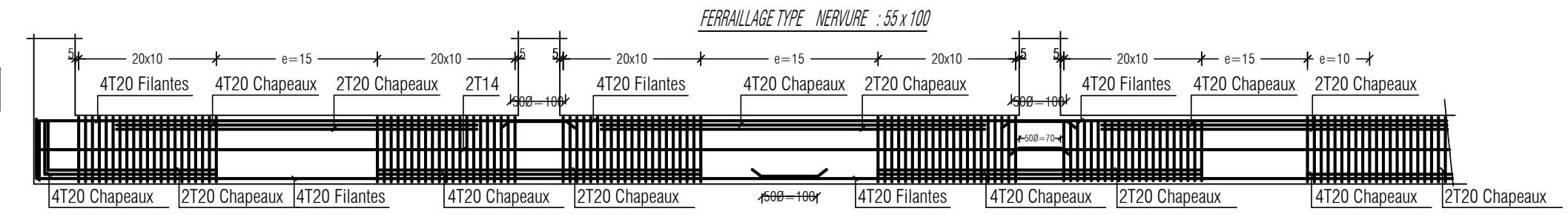
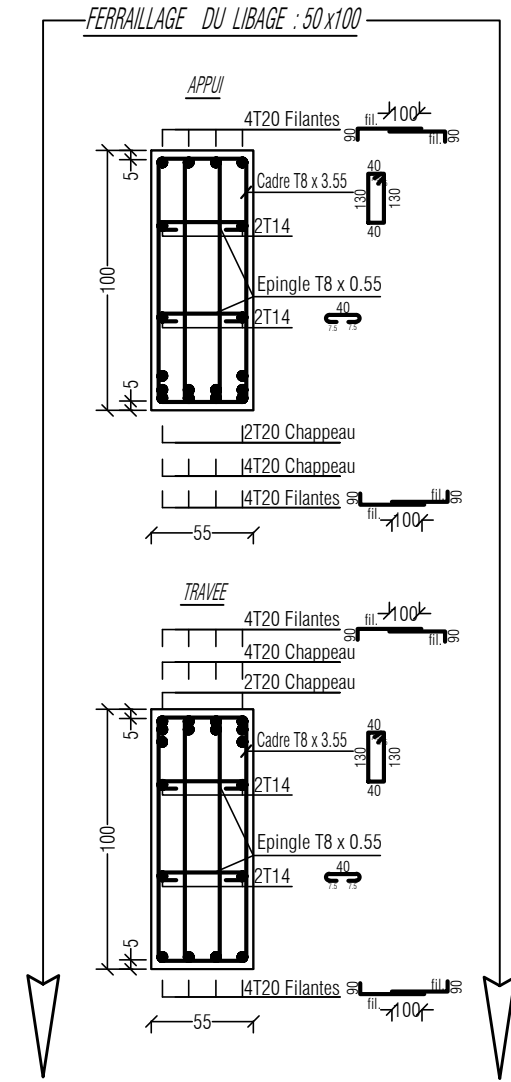
- Caractéristique et spécification de béton conformément à la norme NA 16002 :
 Béton de classe C25/30-S2-25-XC2.
 Ciment CEMIII, classe 42.5
 Quantité minimal de ciment 350 kg/m³
 Taille maximal 25 mm
 Maximal E/C 0.55
 Seule la consistance peut être modifiée avec des adjuvants
- Résistance caractéristique :
 A 7 jours 16 N/mm²
 A 28 jours 25 N/mm²
- Caractéristique des aciers :
 Limite élastique 500 N/mm²
 Résistance ultime 575 N/mm²
 Module d'élasticité 200000 N/mm²
 Enrobage des aciers 30mm

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE			
UNIVERSITE DE BLIDA			
HOTEL EN (R+12+S/SOL)			
FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE STRUCTURES : POUTRES-POTEAUX-VOILES			
FERRAILLAGE DES ELEMENTS SECONDAIRES : ESCALIER/ACROTÈRE/POUTRELLES/BALCON/ DALLE PLEINE			
Echelles	Etudiants	Encadreur	ANNEXE 02
1/50-1/30 1/20-1/10	Diffallah / T Boudries /S	Aouali / N	

COUPE : A-A : FERRAILLAGE RADIER



VUE EN PLAN : FONDATIONS



- 1 / Caractéristique et spécification de béton conformément à la norme NA 16002 :
- Béton de classe C25/30-S2-25-XC2
 - Ciment CEMII, classe 42.5
 - Quantité minimal de ciment 350 kg/m³
 - Taille maximal 25 mm
 - Maximal E/C 0.55
 - Seule la consistance peut être modifiée avec des adjuvants
- 2 / Résistance caractéristique :
- A 7 jours 16 N/mm²
 - A 28 jours 25 N/mm²
- 3 / Caractéristique des aciers :
- Limite élastique 500 N/mm²
 - Résistance ultime 575 N/mm²
 - Module d'élasticité 200000 N/mm²
 - Enrobage des aciers 30mm

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE			
UNIVERSITE DE BLIDA			
HOTEL EN (R+12+S/SOL)			
VUE EN PLAN : FONDATIONS (RADIER GENERAL)			
FERRAILLAGE DES NERVURES + ATTENTES POTAUX			
Echelles	Etudiants	Encadreur	ANNEXE 03
1/50-1/30	Diffallah / T	Aouali / N	
1/20-1/10	Boudries / S		