

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLICUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE SAAD DAHLEB DE BLIDA
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

MEMOIRE DE MASTER EN GÉNIE CIVIL
Spécialité : Structures

CONCEPTION PARASISMIQUE D'UNE STRUCTURE EN BETON
ARME EN (R+9) + SOUS-SOL AVEC UNE ETUDE COMPARATIVE
SUR L'INFLUENCE DE LA DIRECTION SISMIQUE.

Par :
SAADI KENZA
LOUDJDI SOUMIA

Encadreur : Mr. **TEBAA Abdelaziz** Ingénieur USDB de Blida

Co-encadreur : Mr. **DERBAL Ismail** Docteur USDB de Blida

2020/2021

DEDICACES.

A mes très chers parents, source de vie, d'amour et d'affection.

*A mes chères sœurs **MERIEM, AMIRA, NOURIMEN, Wafa** et mon frère **ZIN EL DIN**,
source de joie et de bonheur.*

*A tous mes amis, **KHAOULA, AICHA, IMEN, AKILA, ROUMAISSA** et **ZINA**.*

*A monsieur **HAMID** et **ABDELGHANI** qui ont contribué à la réalisation de ce projet.*

*A **SOUMIA**, chère amie avant d'être binôme.*

A toutes ma grande famille.

A mes camarades de promotion 2020/2021.

A vous cher lecteur.

DEDICASES.

Avec tout l'amour, la gratitude le respect et le plaisir, je remercie Dieu tout puissant.

À ma chère Maman, qui je remercie infiniment pour son soutien.

À mon très cher Papa qui grâce a ses conseils et ses paroles j'ai pu tracer mon avenir et devenir ce que je suis a présent.

À mon grand père et ma grand mère que dieu les protège.

A mes chers sœur ASSIA et Imene et la princesse Célia que dieu les gardes pour moi et les comble de bonheur.

À mes chère tantes et oncles chacun en son nom je vous dédie ce travail et je vous remercie du fond du cœur pour être toujours la pour moi.

À on petit frère Yasser je lui souhaite plein succès et a mes cousins et cousines.

À ma chère binôme qui j'ai partagé de bons et d'inoubliable moment durant la préparation de ce projet.

À mes amis Safa ;Zina ; Roumiassa qui nous avons partagé le trajet ensemble.

À mes autres amis en chacun en son nom.

À l'ensemble de nos camarades et collègues de la promotion

Structure 2020/2021

RESUME.

Ce projet consiste à étudier une conception parasismique d'un bâtiment de forme irrégulier à usage d'habitation + commerce en béton armé (R+9) avec un sous-sol exploité comme un parking.

Il est implanté dans la commune Meliana wilaya d'Ain defla qui est classée en zone sismique IIb selon le règlement parasismique Algérien RPA99 version 2003.

La structure de cet ouvrage est contreventée par des voiles porteurs en béton armé. La modélisation et l'analyse de la structure a été réalisée avec la méthode modale spectrale à l'aide du logiciel d'analyse ETABS 2016.

Une étude comparative a été effectuée sur l'influence de direction sismique sur le bâtiment, et comment la variation de l'angle d'incidence de séisme affecte la structure.

Le calcul et la vérification de l'ensemble des éléments a été fait conformément aux règlements BAEL91 Modifié 99 et RPA99 version 2003.

Le ferrailage a été fait avec le logiciel SOCOTEC et PMFC pour les poteaux, les poutres et les voiles avec un fichier EXEL.

Mots-clés : étude comparative ; direction sismique ; structure ; l'angle d'incidence de séisme.

SUMMARY.

This project consists in studying a seismic design of a building of irregular shape for housing + trade in reinforced concrete (R+9) with a basement used as a parking lot.

It is located in the commune Meliana wilaya of Ain defla which is classified in seismic zone IIb according to the Algerian seismic regulation RPA99 version 2003.

The structure of this work is braced by reinforced concrete bearing walls. The modeling and analysis of the structure was carried out with the spectral modal method using the analysis software ETABS 2016.

A comparative study on the influence of seismic direction on the building, and how the variation of the angle of incidence of earthquake affects the structure.

The calculation and verification of all the elements was done in accordance with the regulations BAEL91 Modified 99 and RPA99 version 2003.

The reinforcement was done with the SOCOTEC software and PMFC for the columns, beams and walls with an EXCEL file.

Keywords : comparative study; seismic direction; structure; the angle of incidence of earthquake.

ملخص

يهدف هذا المشروع الى دراسة التصميم الزلزالي لمبنى غير منتظم الشكل للاستخدام السكني يتكون من 9 طوابق طابق ارضي وقبو يستخدم كموقف سيارات.

تقع في مليانة بولاية عين الدفلى المصنفة في المنطقة الزلزالية 2 بآ حسب القواعد الجزائرية المضادة لزلزال الصادرة في 2003.

دراسة وتحليل المشروع تمت برنامج ETABS وتم تدعيم هيكل هذا العمل بجدران حاملة من الخرسانة المسلحة باستخدام

أجريت دراسة مقارنة حول تأثير الاتجاه الزلزالي على المبنى، وكيف يؤثر اختلاف زاوية وقوع الزلزال على الهيكل.

تم إجراء الحساب والتحقق من جميع العناصر وفقاً للوائح BAEL المعدلة 99 و RPA99 الإصدار 2003. تسلي العناصر المقاومة كل من الاعمدة والعارضات تم بواسطة SOCOTEC و PMFC.

الكلمات المفتاحية دراسة مقارنة، الاتجاه الزلزالي، زاوية وقوع الزلزال، المبنى.

REMERCIEMENT.

Au premier lieu, on remercie « **Allah** » le tout puissant de nous avoir donné la force, le courage, la volonté et de nous avoir guidé vers la connaissance et le savoir pour élaborer ce travail.

Nous tiens à exprimer nos sincères remerciements à notre encadreur de thèse monsieur **A.TABAA** ingénieur en génie civil, merci beaucoup monsieur de nous avoir guidé et suivi lors de la réalisation de ce projet.

Nous remercions vivement notre co-encadreur de thèse monsieur **I.DERBAL** docteur à l'Université de Saad Dahlab 1 pour son aide, ces conseils.

Nous tenons à remercier également l'ensemble des enseignants du département Génie Civil université de Blida, qui ont contribué à notre formation, aux quels nous exprimons notre plus grande et profonde reconnaissance.

Nous remercions nos parents et toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à l'achèvement de ce projet.

Merci à tous.

TABLE DES MATIERE.

ملخص

Résumé.

Summry.

Remercîments.

Dédicaces.

Table des matières.

Liste des Figures.

Liste des Tableaux.

Liste des Symboles.

INTRODUCTION GENERAL	2
PLANS DU BATIMENT	3
CHAPITRE1: DESCRIPTION DE L'OUVRAGE	4
1.1 Introduction.....	5
1.2 Présentation de l'ouvrage	5
1.3 Composition de l'ouvrage	5
1.4 Caractéristiques géométriques	5
1.4.1 Dimensions en plan.....	5
1.4.2 Dimensions en élévation.....	5
1.5 Classification selon le RPA99 VER 2003	6
1.6 Conception de l'ouvrage.....	6
1.6.1 Ossature de l'ouvrage.....	6
1.6.2 Planchers.....	6
1.6.3 Poteaux.....	6
1.6.4 Poutres.....	6
1.6.5 Acrotère.....	6
1.6.6 Escaliers.....	6
1.6.7 Ascenseur.....	7
1.6.8 Maçonnerie.....	7
1.6.9 Revêtements.....	8
1.6.10 Caractéristiques du sol.....	8

CHAPITRE2: CARACTIRISTIQUES MECANIQUE DES MATIRIEUX.....	9
2.1 Introduction.....	10
2.2 Planchers et cloisons.....	10
2.2.1 Les Plancher.....	10
2.2.2 Les cloisons	13
2.3 Béton armé	13
2.3.1 Béton	13
2.3.2 Acier.....	17
2.4 Hypothèses de calcul	18
CHAPITRE3: PREDIMENSIONEMENT DES ELEMENT STRUCTURAUX. ..	19
3.1 Introduction	20
3.2 Pré-dimensionnement des planchers.....	20
3.3.1 Plancher à Corps Creux.....	20
3.3.2 Plancher à dalle pleine	21
3.3 Evaluation des charges et surcharges	22
3.3.1 Charges permanentes	22
3.3.2 Surcharge d'exploitation.....	25
3.4 Les portiques.....	25
3.4.1 Pré-dimensionnement des poutres	25
3.4.2 Pré-dimensionnement des poteaux	26
3.4.3 Pré-dimensionnement des voiles	40
3.5 Conclusion	41
CHAPITRE4 :RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE SUR L'INFLUENCE DE	
DIRECTION DE SEISME SUR LES CONSTRUCTIONS	42
4.1 Introduction.....	43
4.2 Généralité sur les séismes	43
4.2.1 Description des séismes	43
4.2.2 Conséquences du séisme sur les structures.....	44
4.3 Effet de l'angle de la direction horizontale sismique sur les performances des constructions	46
4.3.1 Étude numérique	47
4.4 Les méthodes de calculs des combinaisons modales.....	53
4.4.1 Introduction.....	53
4.4.2 Les Différentes Combinaisons	53

4.4.3 Comparaison entre les méthodes des combinaisons modales.....	55
4.5 Les combinaisons de direction.....	58
4.5.1 Introduction.....	58
4.5.2 Règles de combinaison directionnelle	59
4.6 Comparaison des déplacement de masse de la méthode de l'accélérogrammes temporel avec les méthodes CQC et SRSS	60
4.7 Conclusion... ..	62
CHAPITRE5 : ETUDE SISMIQUE	63
5.1 Introduction.....	64
5.2 Choix de la méthode de calcul	64
5.2.1 La méthode dynamique modale spectrale [1]	64
5.3 Résultats de l'analyse dynamique de model initial.....	67
5.3.1 Caractéristiques dynamiques propres	67
5.3.2 Résultantes des forces sismiques	68
5.3.3 Vérification des déplacements inter étages.....	68
5.3.4 Vérification de l'effort normal réduit	69
5.4 Résultat de l'analyse dynamique de model final	69
5.4.1 Caractéristiques dynamiques propres	70
5.4.2 Résultantes des forces sismiques	70
5.4.3 Vérification des déplacements inter étage	70
5.4.4 Vérification de l'effort normal réduit	71
5.4.5 Vérification de l'effet P- Δ	71
5.5 Justification du choix de coefficient de comportement	72
5.6 Conclusion	72
CHAPITRE6 : EFFET DE L'ANGLE D'INCIDENCE DU SEISME SUR LA PERFORMANCE SISMIQUE DE BATIMENT	73
6.1 Introduction.....	74
6.2 Résultat et discussion.....	74
6.2.1 Déplacement inter étage selon (X – X).....	74
6.2.2 Déplacement inter étage selon (Y – Y).....	75
6.2.3 L'effort normal réduit	76
6.2.4 L'effort tranchant à la base	77
6.3 Conclusion.....	78
CHAPITRE7 : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX	79

7.1	Introduction.....	80
7.2	Ferraillage des poteaux	80
7.2.1	Logiciel BAELR/SOCOTEC.....	81
7.2.2	Présentation d'ensemble du logiciel PMFC [9].....	81
7.2.3	Calculs de ferraillage	83
7.2.4	vis-à-vis de l'état limite de service.....	86
7.2.5	Vérification De L'effort Tranchant :	87
7.2.6	Ferraillage transversal des poteaux :.....	87
7.2.7	Longueur de recouvrement	88
7.2.8	Ferraillage des poteaux du sous-sol :.....	88
7.2.9	Schéma de ferraillage des poteaux.....	89
7.3	Ferraillage des poutres	90
7.3.1	Calcul de ferraillage.....	91
7.3.2	Choix des armatures.....	94
7.3.3	Condition de non fragilité [2]	95
7.3.4	Vérification vis à vis de l'ELS.....	95
7.3.5	Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant	96
7.3.6	Calcul des armatures transversales	97
7.3.7	Vérification de la flèche :	97
7.3.8	Schéma de ferraillage des poutres	97
7.4	Ferraillage des voiles	102
7.4.1	Calcul des armatures verticales.....	102
7.4.2	Armatures horizontales	104
7.4.3	Armature de joint de bétonnage (acier de couture).....	105
7.5	Etude du voile périphérique	110
7.5.1	Introduction.....	110
7.5.2	Pré dimensionnement.....	110
7.5.3	Évaluation des Charges.....	110
7.5.4	Calcul de ferraillage.....	111
7.5.5	Vérifications nécessaires.....	112
7.5.6	Calcul des armatures transversales	112
7.5.7	Vérification des contraintes à l'ELS	113
7.6	Conclusion.....	113
	CHAPITRE 8 : CALCUL DES FONDATIONS.....	114

8.1	Introduction.....	115
8.2	Fonctions assurées par les fondations.....	115
8.3	Choix de type de fondations	115
8.4	Calcul des fondations.....	116
8.4.1	Semelle isolée	116
8.4.2	Semelles filantes.....	118
8.4.3	Radier générale	119
8.5	Ferraillage du radier.....	126
8.5.1	Ferraillage de la table du Radier.....	127
8.5.2	Ferraillage des nervures	131
8.5.3	Ferraillage du débord.....	134
8.6	Conclusion.....	136
	CONCLUSION GENERAL	137

Références.

Annexes.

LISTE DES FIGURES.

Figure 1.2 Escalier à trois volées	7
Figure 1.2 Ascenseur.....	7
Figure 2.1 Plancher à corps creux.....	11
Figure 2.2 Schémas des entrevous.....	11
Figure 2.3 Types des Poutrelles.....	12
Figure 2.4 Diagramme contrainte-déformation du béton E.L.U.....	16
Figure 2.5 Diagramme contrainte-déformation du béton E.L.S.....	16
Figure 2.6 Diagramme contrainte-déformation d'acier.....	17
Figure 3.1 Plancher corps creux.....	20
Figure 3.2 L'acrotère.....	24
Figure 3.3 Section porte par le poteau central le plus sollicité	28
Figure 3.4 Section portée par le poteau de rive le plus sollicité.....	30
Figure 3.5 Section portée par le poteau d'angle le plus sollicité.....	32
Figure 3.6 Coupe de voile en élévation.....	40
Figure 4.1 Représentation de différents mouvements du sol dus aux ondes [4].....	44
Figure 4.2 Modèle de structure symétrique [5].....	45
Figure 4.3 Modes de vibration dans le plan Oxz [5].....	45
Figure 4.4 Modes de vibration dans le plan Oyz [5].....	46
Figure 4.5 Modes de vibration de torsion [5].....	46
Figure 4.6 Plan du bâtiment régulier.....	48
Figure 4.7 Plan d'un bâtiment en forme de plus.....	48
Figure 4.8 Plan du bâtiment en forme de H.....	49
Figure 4.9 Accélérogramme du tremblement de terre de Northridge	49

Figure 4.10 Variation des forces maximales de la colonne en fonction de l'angle d'incidence.....	50
Figure 4.11 Variation du déplacement maximal en fonction de l'angle.....	51
Figure 4.12 Variation du cisaillement maximal de l'étage en fonction de l'angle d'incidence.....	52
Figure 4.13 Comparaison entre le spectre de réponse résultats de l'accélérogrammes temporel Tremblement de terre 1.....	58
Figure 4.14 Comparaison entre le spectre de réponse et les résultats de l'accélérogramme temporel, Séisme 4.....	58
Figure 4.15 Structure par défaut de cinq étages.....	60
Figure 4.16 Comparaison du déplacement de la masse 1 par l'accélérogrammes, le SRSS et le CQC.....	61
Figure 4.17 Comparaison du déplacement de la masse 2 par l'accélérogrammes, le SRSS et le CQC.....	61
Figure 4.18 Comparaison du déplacement de la masse 3 par l'accélérogrammes, SRSS et CQC.....	61
Figure 4.19 Comparaison du déplacement de la masse 4 par l'accélérogrammes, SRSS et CQC.....	62
Figure 4.20 Comparaison du déplacement de la masse 5 par l'accélérogrammes, SRSS et CQC.....	62
Figure 5.1 Spectre de réponse.....	65
Figure 5.2 modèle initial.....	67
Figure 5.3 Disposition des voiles du modèle final.....	69
Figure 6.1 Exemple montre l'angle critique de la structure étudiée dans logiciel ETABS.....	74

Figure 6.2 Variation du déplacement inter étages en fonction de l'angle d'incidence de séisme direction x	75
Figure 6.3 Variation du déplacement inter étages en fonction de l'angle d'incidence de séisme direction y	76
Figure 6.4 Variation de l'effort normal réduit pour chaque étage en fonction de l'angle d'incidence de séisme	77
Figure 6.5 Variation du déplacement inter étages en fonction de l'angle d'incidence de séisme.....	78
Figure 7.1 Exemple de calcul de section de ferrailage avec le SOCOTEC	81
Figure 7.2 Exemple de calcul de section de ferrailage avec le PMFC.....	82
Figure 7.3 Ferrailage des poteaux	90
Figure 7.4 Ferrailage de poutre principale sans voile	98
Figure 7.5 Ferrailage de poutre secondaire sans voile	99
Figure 7.6 Ferrailage de poutre principale avec voile.....	100
Figure 7.7 Ferrailage de poutre secondaire sans voile	101
Figure 7.8 Ferrailage de voile V_{y1}	107
Figure 7.9 Ferrailage de voile V_{x1}	108
Figure 7.10 Ferrailage de voiles V_{x2}	109
Figure 8.1 semelles isolée sous poteaux.....	117
Figure 8.2 Semelles filantes	118
Figure 8.3 Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.....	119
Figure 8.4 Schéma statique du bâtiment	123
Figure 8.5 Contraintes sous le radie	125
Figure 8.6 Vue en plan illustrant les dimensions du panneau de rive le plus sollicité.	129
Figure 8.7 Ferrailage de radier	131

Figure 8.8 Schéma de ferrailage de nervure.....	134
Figure 8.9 Diagramme des Moments	134

LISTE DES TABLEAUX.

Tableau 2.1	Les dimensions des entrevous et leurs résistances mécaniques.....	12
Tableau 3.1	Choix de l'épaisseur de la dalle corp creux des entrevous	21
Tableau 3.2	Choix de l'épaisseur de la dalle pleine	22
Tableau 3.3	Charge permanentes sur le plancher terrasse	22
Tableau 3.4	Charge permanentes sur le plancher étage courant.....	22
Tableau 3.5	Charge permanentes sur les dalles pleines.....	23
Tableau 3.6	Charge permanentes sur les dalles pleines.....	23
Tableau 3.7	Charge permanentes des murs extérieurs.....	23
Tableau 3.8	Evaluation des charges de la volée d'escalier	24
Tableau 3.9	Evaluation des charges du palier d'escalier.....	24
Tableau 3.10	Surcharge d'exploitation.....	25
Tableau 3.11	Pré-dimensionnement des poutres	26
Tableau 3.12	Dégression des surcharges	27
Tableau 3.13	Descente de charge du poteau central (rectangulaire)	29
Tableau 3.14	Descente de charge du poteau de rive.....	31
Tableau 3.15	Descente de charge du poteau d'angle.....	33
Tableau 3.16	Choix des sections des poteaux centraux (carrés)	36
Tableau 3.17	Vérification de critère de résistance (Poteaux centraux)	36
Tableau 3.18	Vérification poteaux centraux à l'ELS	37
Tableau 3.19	Choix des sections des poteaux de rives (carrés).....	37
Tableau 3.20	Vérification de critère de résistance (Poteaux de rives)	38
Tableau 3.21	Vérification poteaux de rives a l'ELS.....	38
Tableau 3.22	Choix des sections des poteaux d'angle (carrés)	39
Tableau 3.23	Vérification de critère de résistance (Poteaux d'angle).....	39

Tableau 3.24	Vérification poteaux d'angle a l'ELS	40
Tableau.4.1	Forces maximales des colonnes et variation en %	50
Tableau 4.2	Déplacement maximal des étages et variation en %. charges et surcharges.....	51
Tableau 4.3	Cisaillement maximal de l'étage et variation en %	53
Tableau 4.4	Résumé statistique des erreurs en pourcentage.....	56
Tableau 5.1	Coefficients pour le calcul de la force sismique totale	66
Tableau 5.2	Périodes et facteurs de participation massique du modèle initial.	67
Tableau 5.3	Résultantes des forces sismiques	68
Tableau 5.4	Vérification des déplacements inter étages du modèle initial.....	68
Tableau 5.6	Vérification de l'effort normal réduit des poteaux	69
Tableau 5.7	Périodes et facteurs de participation massique du modèle final	70
Tableau 5.8	Résultantes des forces sismiques des deux structures.....	70
Tableau 5.9	Vérification des déplacements inter étages du modèle final.....	70
Tableau 5.10	Vérification de l'effort normal réduit des poteaux	71
Tableau 5.11	Justification Vis à Vis De l'effet P- Δ selon x-x.....	71
Tableau 5.12	Justification Vis à Vis De l'effet P- Δ selon y-y.....	72
Tableau 6.1	déplacement inter étages direction x des combinaisons modales	75
Tableau 6.2	déplacement inter étages direction y.....	76
Tableau 6.3	L'effort normal réduit pour chaque étage en fonction de l'angle d'incidence de séisme	77
Tableau 6.4	l'effort tranchant à la base.....	78
Tableau 6.5	l'effort tranchant à la base (suite de tableau). de la méthode.....	78
Tableau 7.1	Input / output (PMFC).....	82
Tableau 7.2	Calcul des sections d'armatures des poteaux 55 \times 55.....	83

Tableau 7.3	Calcul des sections d'armatures des poteaux 50×50	83
Tableau 7.4	Calcul des sections d'armatures des poteaux 45×45	84
Tableau 7.5	Calcul des sections d'armatures des poteaux 40×40	84
Tableau 7.6	Calcul des sections d'armatures des poteaux 35×35	85
Tableau 7.7	Calcul des sections d'armatures des poteaux 30×30	85
Tableau 7.8	Sections d'armatures maximales calculées des poteaux	86
Tableau 7.9	Tableau Choix de ferrailage	86
Tableau 7.10	Vérifications des contraintes des poteaux avec <i>N_{max} et M_{corr}</i>	86
Tableau 7.11	Des contraintes des poteaux avec <i>M_{max} et N_{corr}</i>	87
Tableau 7.12	Vérification de la contrainte de cisaillements	87
Tableau 7.13	Ferrailage des armatures transversales.....	88
Tableau 7.14	Calcul du ferrailage de poteau du sous-sol le plus sollicité	89
Tableau 7.15	Vérification des contraintes des poteaux de sous sol	89
Tableau 7.16	Sections d'armatures min et max selon [1].....	91
Tableau 7.17	Calcul des sections d'armatures Sens principale 30×45 (Sans voiles)	91
Tableau 7.18	Calcul des sections d'armatures Sens principale 30×45 (avec voiles) ...	91
Tableau 7.19	Calcul des sections d'armatures Sens principale 30×45 (Sans voiles) ...	91
Tableau 7.20	Calcul des sections d'armatures Sens principale 30×45 (avec voiles)....	92
Tableau 7.21	Calcul des sections d'armatures Sens principale 30×45 (Sans voiles) ...	92
Tableau 7.22	Calcul des sections d'armatures Sens principale 30×45 (avec voiles)...	92
Tableau 7.23	Calcul des sections d'armatures Sens secondaire 30×45 (Sans voiles) .	92
Tableau 7.24	Calcul des sections d'armatures Sens secondaire 30×45 (avec voiles).....	93
Tableau 7.25	Calcul des sections d'armatures Sens secondaire 30×45 (Sans voiles) ..	93
Tableau 7.26	Calcul des sections d'armatures Sens secondaire 30×45 (avec voiles) .	93
Tableau 7.27	Calcul des sections d'armatures Sens secondaire 30×45 (Sans voiles) ..	93

Tableau 7.28	Calcul des sections d'armatures Sens secondaire 30×45 (avec voiles) ..	93
Tableau 7.29	Choix de ferrillages des poutres sans voile	94
Tableau 7.30	Choix de ferrillages des poutres avec voile.....	94
Tableau 7.31	Vérification de la condition de non fragilité	95
Tableau 7.32	Vérification des poutres principales à l'ELS (sans voile)	95
Tableau 7.33	Vérification des poutres principales à l'ELS (avec voile)	95
Tableau 7.34	Vérification des poutres secondaire à l'ELS (sans voile). poteaux du....	96
Tableau 7.35	Vérification des poutres secondaire à l'ELS (sans voile)	96
Tableau 7.36	Vérification de la contrainte de cisaillement.....	96
Tableau 7.37	Calcul des armatures transversales	97
Tableau 7.38	récapitulatif du calcul de la flèche (Sans voiles).....	97
Tableau 7.39	récapitulatif du calcul de la flèche (avec voile).....	97
Tableau 7.40	Exemple de calcul des contraintes	102
Tableau 7.41	Calcul des armatures verticales du V_{x1}	103
Tableau 7.42	Calcul des armatures verticales du V_{x2}	103
Tableau 7.43	Calcul des armatures verticales du V_y	104
Tableau 7.44	Calcul des armatures horizontales du V_{x1}	104
Tableau 7.45	Calcul des armatures horizontales du V_{x2}	105
Tableau 7.46	Calcul des armatures horizontales du V_y	105
Tableau 7.47	Calcul des armatures de joint de bétonnages	106
Tableau 7.48	Calcul des moments	111
Tableau 7.49	Calcul de ferrillage des voiles périphériques	112
Tableau 7.50	Vérification des contraintes des voiles périphériques.....	113
Tableau 8.1	Sections des semelles filantes	118
Tableau 8.2	caractéristiques géométriques du radier	122

Tableau 8.3	Contraintes sous le radier à l'ELU.....	126
Tableau 8.4	Contraintes sous le radier à l'ELS	126
Tableau 8.5	Calcul des moments à l'ELU	128
Tableau 8.6	Calcul des moments à l'ELS.....	128
Tableau 8.7	Ferraillage des panneaux du radier	129
Tableau 8.8	Vérification des contraintes	130
Tableau 8.9	Ferraillage des nervures sens (Y-Y).....	132
Tableau 8.10	Ferraillage des nervures sens (X-X).....	132
Tableau 8.11	Vérification des contraintes (Nervure).....	132
Tableau 8.12	Ferraillage du débord	135
Tableau.8.13	Vérification des contraintes du débord	136

LISTE DES SYMBOLES.

A_s	Quantité d'armatures des fibres supérieures.
A_h	Armatures horizontales.
A_r	Quantité d'armatures de répartition.
A_r	Armatures de renfort.
A_s	Quantité d'armatures des fibres inférieures.
A_s	Section d'acier.
A_s^{adp}	Quantité d'armature adapté
A_s^{max}	Section maximale des armatures.
A_s^{min}	Section minimale des armatures
A_{vi}	Section d'aciers de couture (Bétonnage).
B_{sf}	Largeur des semelles filantes.
B_r	Section réduite du poteau.
E_{lj}	Le module de déformation longitudinale instantanée du béton.
E_s	Le module d'élasticité de l'acier.
E_{vj}	Le module de déformation longitudinale différée du béton.
F_p	Action des forces horizontales.
F_t	Force de traction.
G_{EC}	Poids de l'étage courant.
G_{Poutre}	Poids de la poutre.
G_{terr}	Poids de la terrasse.
K_p	Coefficient de poussée des terres.
L_{sf}	Longueur du fil des semelles filantes.
L_f	Longueur de flambement.
L_{max}	La plus grande portée de la poutre.
L_{max}	La longueur maximale entre les axes des poteaux.
L_{min}	l'entre axe minimum entre deux poteaux
L_r	Longueur de recouvrement.
M_R	Moment de renversement dû aux forces sismiques.
M_a	Moment sur appuis.
M_{corr}	Moment fléchissant correspondant.

M_{ser}	Moment à l'ELS.
M_{ser}^{corr}	Moment fléchissant correspondant à l'ELS.
M_t	Moment en travée.
M_u	Moment à l'ELU.
M_0	Moment isostatique.
M_0	Moment à la base de la structure.
N_{G1}	Poids propre de la structure.
N_{G2}	Poids propre du radier.
N_{max}	Effort normale maximum.
N_{ser}	Effort normal à l'ELS.
N_u	Effort normal à l'ELU.
P_u	Charge uniformément répartie.
S_b	Surface du bâtiment.
S_i	Section de la maille.
S_s	Surface des semelles.
S_t	Espacement transversal.
S_t	Espacement des armatures transversales.
T_{ser}	Effort tranchant à l'ELS.
T_u	Effort tranchant à l'ELU.
T_1, T_2	Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.
V_0	L'effort tranchant à la base de la structure.
B_N	Largeur des nervures.
f	La flèche admissible.
f_{c28}	Contrainte de compression du béton à 28 jours
f_e	Contrainte limite élastique.
f_i	La flèche instantanée.
f_{max}	La flèche de la charge uniformément répartie q_S .
f_{tj}	Résistance à la traction à « j » jours.
f_v	La flèche différée.
h_n	Hauteur des nervures.
h_{sf}	Hauteur de la semelle filante.
h_e	Hauteur libre d'étage.

h_t	Hauteur totale du plancher.
q_s	La charge appliquée sur la nervure.
γ_b	Coefficient de sécurité du béton.
γ_s	Coefficient de sécurité de l'acier.
ρ_a	Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture.
ρ_h	Poids volumique des terres.
σ_{bc}	La contrainte du béton à la compression.
σ_j	Contrainte moyenne normale au milieu de chaque maille
σ_s	Contrainte de l'acier.
σ_{sol}	Contrainte du sol.
r_u	Contrainte de cisaillement à l'ELU.
A	Coefficient d'accélération de zone.
B	La largeur du radier.
BAEL	Béton Armé aux Etats Limites.
C	Glissement unitaire à rupture caractérisant la résistance du treillis au cisaillement horizontal.
CEM	Ciment.
CNF	Condition de non fragilité.
CPJ	Ciment Portland composé.
D	Facteur d'amplification dynamique moyen.
E	Module d'élasticité du béton (prendre en moyenne $E=20000\text{MPa}$).
e	Epaisseur de la dalle pleine.
E	Charge sismique.
E.L.S	Etats limites de service.
E.L.U	Etats limites ultime.
e_0	La plus grande valeur de l'excentricité due aux charges sismiques.
E_p	Epaisseur.
G	La charge permanente.
G	Glissement unitaire à rupture caractérisant la résistance du treillis à la fissuration oblique.
I	Inertie de la section transversale du radier.
I	Moment d'inertie.

i	Rayon de giration.
K	Coefficient de raideur du sol.
L	La portée de la poutre mesurée entre nus des appuis.
L _x	La portée mesurée entre nus des appuis du panneau le plus sollicité.
N _r	Effort normal de la structure.
Q	La charge d'exploitation.
Q	Facteur de qualité.
R	Coefficient de comportement global de la structure.
RDC	Rez-de-chaussée.
RPA	Règlements Parasismiques Algérienne.
S	La surface.
S22.S12	Contraintes normales et tangentielles tirées du ETABS2016.
SPC	Section Partiellement Comprimée.
SS	Sous-sol.
ZC	Zone courante.
ZN	Zone Nodale.
ZR	Zone de recouvrement.
Br	Section du poteau réduite.
R	Résistance garantie à rupture des soudures.
a	Epaisseur du voile.
a	Section du poteau.
b	Largeur du radier.
b	La largeur de la poutre.
b	Largeur de la semelle.
h	La hauteur de la poutre.
d	Hauteur utile (m).
h	Hauteur du sous-sol.
n	Coefficient d'équivalence.
a	Angle.
n	Coefficient de fissuration.
λ	L'élancement du poteau.
p	Poids volumique.

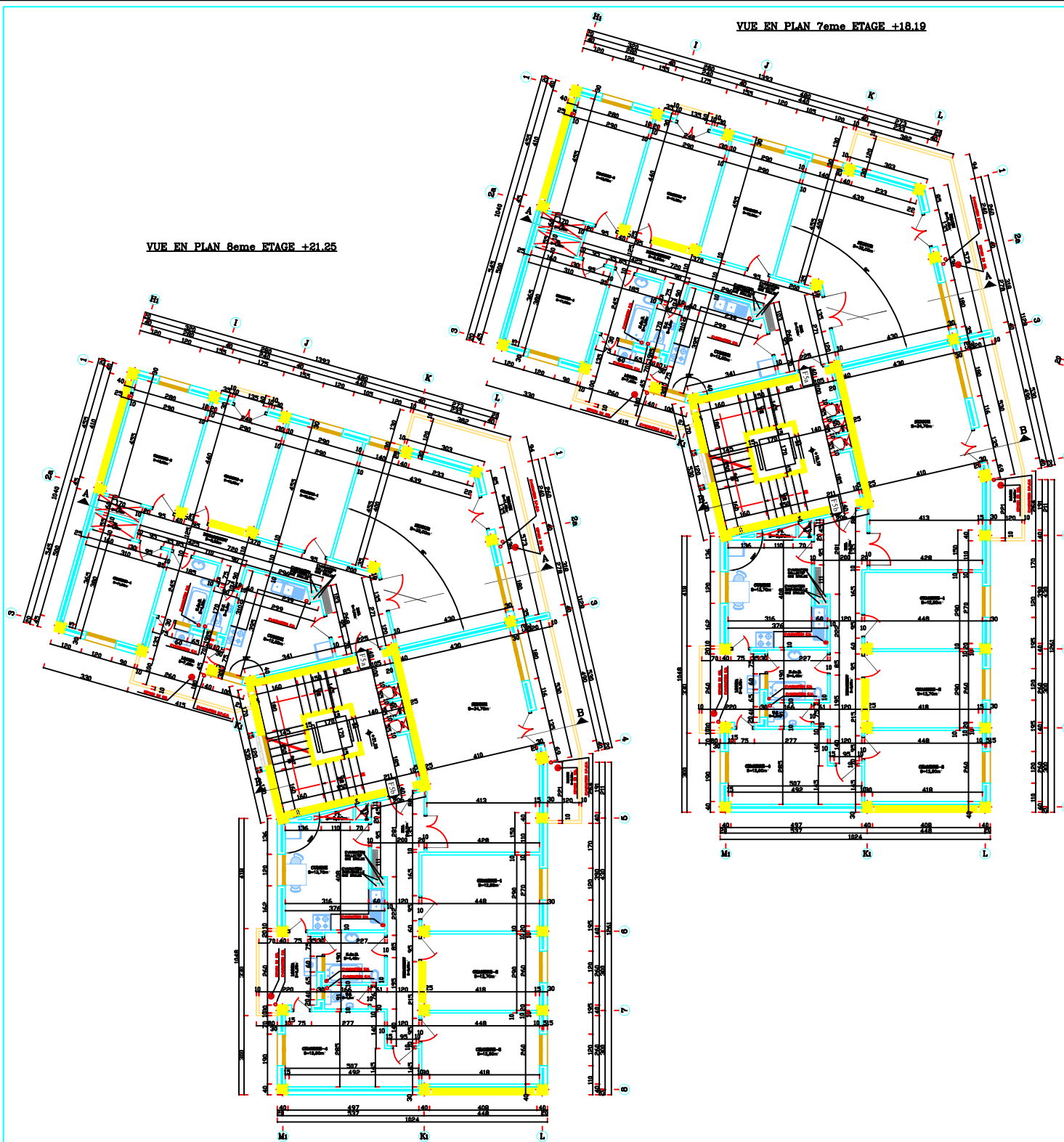
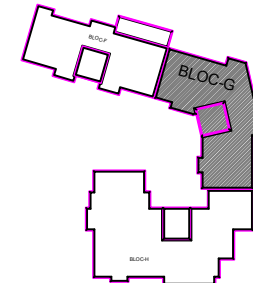
f_{cj}	Résistance à la compression à « j » jours.
$\bar{\sigma}_{bc}$	La contrainte admissible du béton à la compression.
$\bar{\sigma}_s$	Contrainte admissible de l'acier.
S_{ai}	Accélération spectrale pour le mode i.
R_i	Réponse du mode i.
A_i	Rapport de réponse en phase pour le mode i.
R_{ri}	Contenu de la réponse en phase pour le mode i.
R_{pi}	Contenu de la réponse hors-phase pour le mode i.
R_r	Contenu total de la réponse hors-phase de tous les modes.
R_t	Réponse totale combinée de tous les modes.
C_{jk}	Coefficient de corrélation de la réponse modale entre les modes j et k.
θ	L'angle critique entre l'excitation sismique et l'axe de la structure.
ξ	Le coefficient d'amortissement de la structure.
δ	L'angle critique.

Les Plans

VUE EN PLAN 7eme ETAGE +18.19

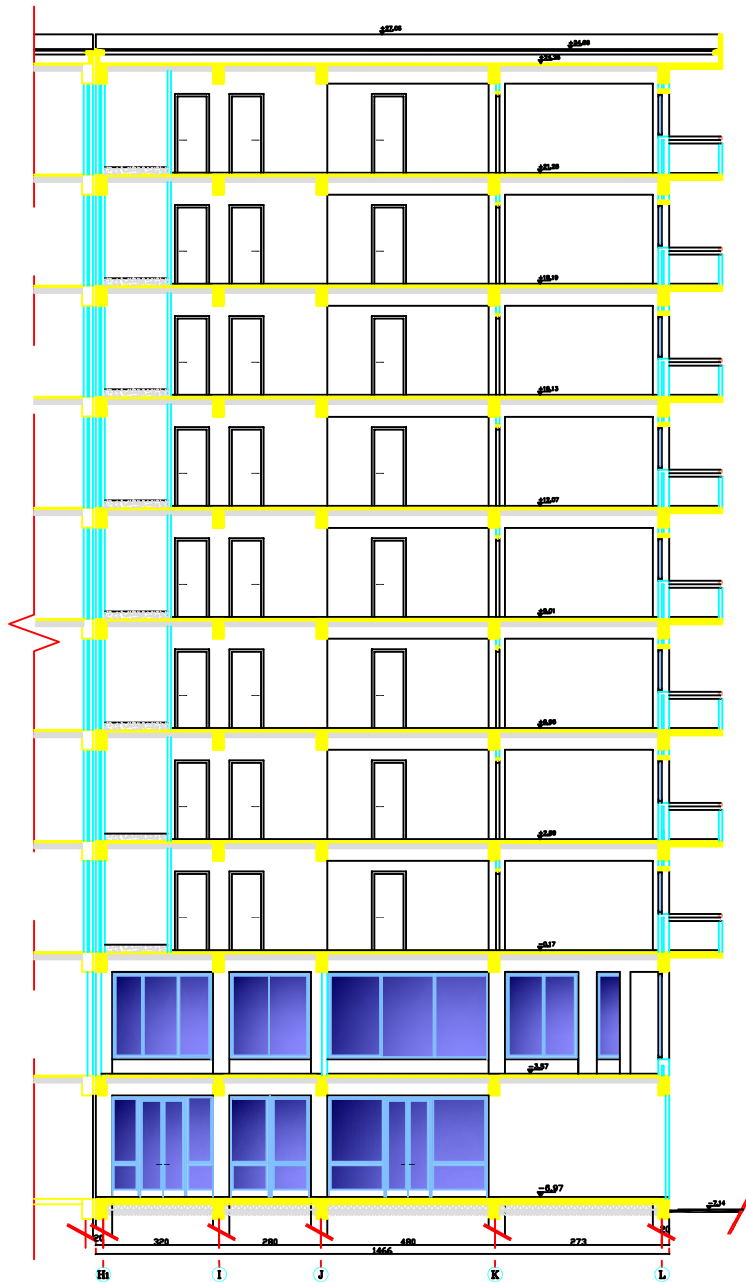
VUE EN PLAN 8eme ETAGE +21.25

SCHEMAS DE REPERAGE

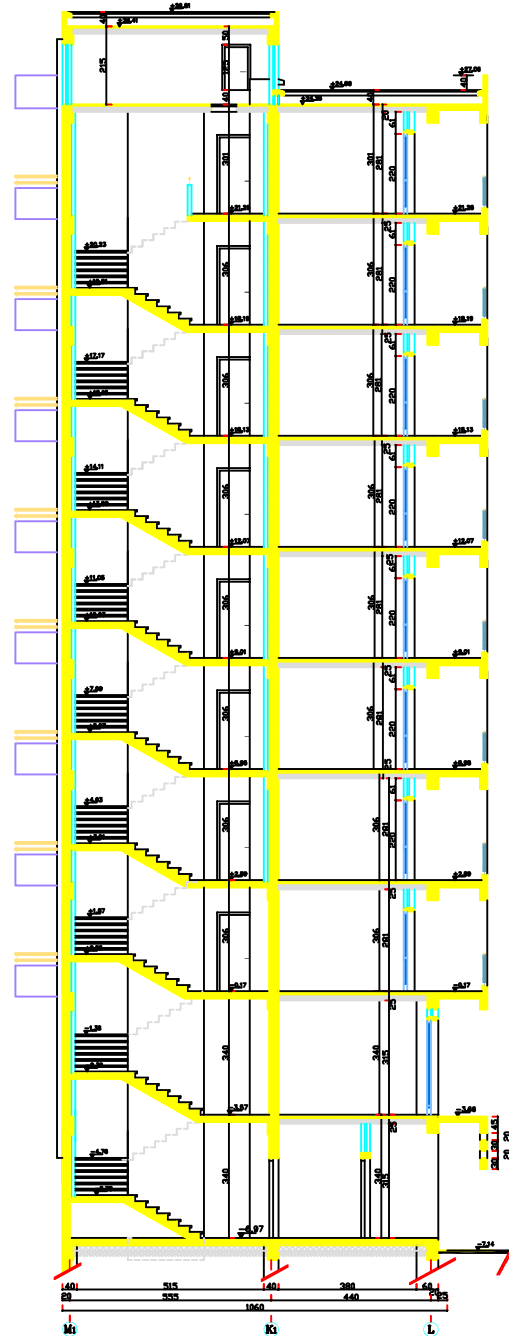


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE Alger, le 04/02/2010, 16h 45.	
Ville: Saida, Boulevard du 19 Mars, 21 P 101 - Lghouat. Tel: 00 213 21 56 24 25 Fax: 00 213 21 56 24 27 Email: Dm@adp.dz	
N° de l'opération: 01/0000000000 Date de l'opération: 01/01/2010 N° de l'acte: 21/21-16-24-25 Date: 21/02/2010	Adresse de l'opération: 01/0000000000 Commune: BPTF Au Saida Wilaya: El Oued N° de l'acte: 21/21-16-24-25 Date: 21/02/2010
Architecte Agée: MALOU OUKR Agence: 9709700000	
PROJETEUR: AADL	
PROJET: ETUDE DE 175 LOGEMENTS PROMOTIONNELS, COMMERCES ET GARAGE AU SOUS SOL AU SITE I DE LA VILLE NOUVELLE ALI MENDJELI CONSTANTINE	
CONSTAT: ARCHITECTURE	PROJET: EXECUTION
INTITULE DU PLAN: LOT 3 -BATIMENT TYPE "G"- VUE EN PLAN 7eme ET 8eme ETAGE	
MODIFICATION:	VUE ET APPROBATION:
DATE: 04/2010	ÉCHELLE: 1/50 N° PLAN: AR-3-G-05

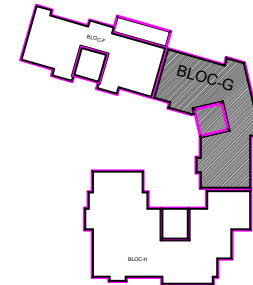
COUPE A-A



COUPE B-B



SCHEMAS DE REPERAGE



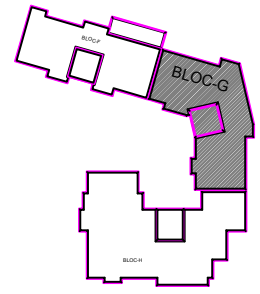
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
Ministère National de l'Urbanisme, de l'Aménagement du Territoire et de l'Équipement Tél: 021 24 23 24 - Fax: 021 24 23 25 - Email: urbanisme@adp.dz	
Direction Régionale Algérie Tél: 021 24 23 24 - Fax: 021 24 23 25 - Email: urbanisme@adp.dz	Direction Régionale Algérie Tél: 021 24 23 24 - Fax: 021 24 23 25 - Email: urbanisme@adp.dz
ARCHITECTE AGRIER: MALI OUKR - Agence 979704400	
PROJETEUR: AADL	
PROJET: ETUDE DE 175 LOGEMENTS PROMOTIONNELS, COMMERCES ET GARAGE AU SOUS SOL AU SITE 1 DE LA VILLE NOUVELLE ALI MENDJELI CONSTANTINE	
ARCHITECTURE	EXECUTION
INTITULE DU PLAN: LOT 3 -BATIMENT TYPE "G"-	
COUPES: A-A; B-B	
MODIFICATION:	VOIE ET APPROBATIONS:
DATE: 04/2010	ÉCHELLE: 1/50
N° PLAN: AR-3-G-07	

VUE EN PLAN 3eme ETAGE +5.95

VUE EN PLAN 4eme ETAGE +9.01

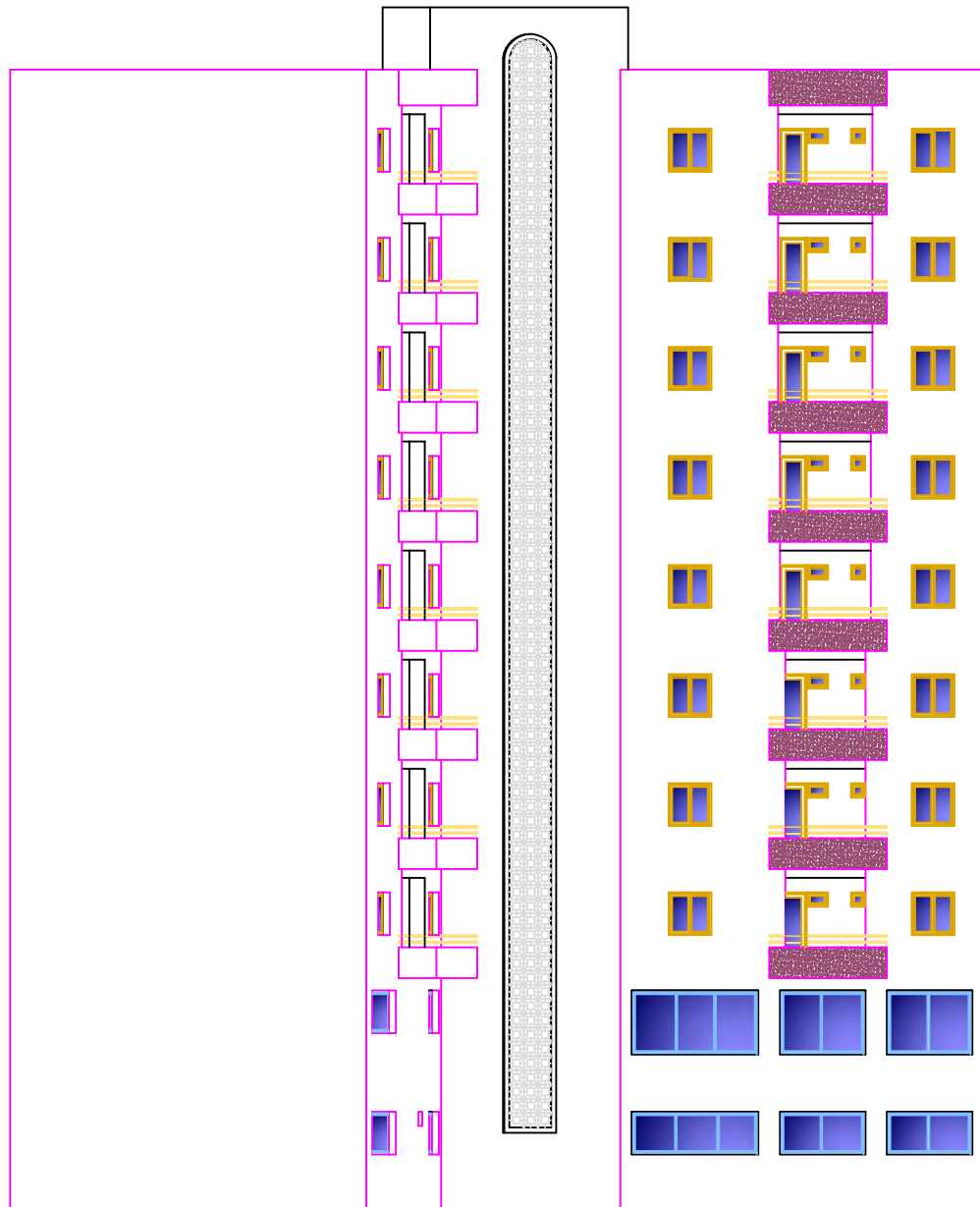


SCHEMAS DE REPERAGE

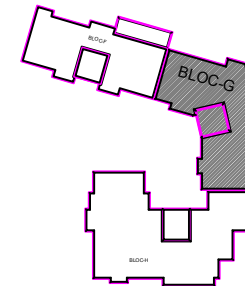


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE Alger, le 04/02/2010, 16h 45.	
Site Social: Boulevard du 19 Juin, BP 101 - Algiers Tel: 021 23 26 50 Fax: 021 23 26 57 Courriel: DSD@STAG.dz	
N° de l'opération: 07/07/07/07/07 Date de l'opération: 07/07/07/07/07 N° de l'opération: 07/07/07/07/07 Date de l'opération: 07/07/07/07/07	N° de l'opération: 07/07/07/07/07 Date de l'opération: 07/07/07/07/07 N° de l'opération: 07/07/07/07/07 Date de l'opération: 07/07/07/07/07
ARCHITECTE AGREE: MALI OUKR Agence 574/07/07/07	
PROJETEUR: AADL	
PROJET: ETUDE DE 175 LOGEMENTS PROMOTIONNELS, COMMERCES ET GARAGE AU SOUS SOL AU SITE I DE LA VILLE NOUVELLE ALI MENDJELI CONSTANTINE	
DOMAINE: ARCHITECTURE	OBJET: EXECUTION
INTITULE DU PLAN: LOT 3 -BATIMENT TYPE "G"- VUE EN PLAN 3eme ET 4eme ETAGE	
MODIFICATION:	VISA ET APPROBATION:
DATE: 04/2010	ÉCHELLE: 1/50 N° PLAN: AR-3-G-03

FACADE POSTERIEURE



SCHEMAS DE REPERAGE



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE			
Alger, Secour, Boulevard de l'Independence, BP 1011 - Algiers Tel: 021 24.12.19 / 24.14.17 Fax: 021 24.14.17 Courriel: DSD@alger.dz			
Direction Nationale Direction de l'Architecture Direction de l'Urbanisme Direction de l'Environnement Direction de l'Equipement Direction de l'Hydraulique Direction de l'Industrie Direction de l'Informatique Direction de la Recherche Scientifique Direction de la Statistique Direction de la Formation Direction de la Maintenance Direction de la Sécurité Direction de la Santé Direction de la Travaux Direction de la Vie Sociale	Direction de l'Architecture Direction de l'Urbanisme Direction de l'Environnement Direction de l'Equipement Direction de l'Hydraulique Direction de l'Industrie Direction de l'Informatique Direction de la Recherche Scientifique Direction de la Statistique Direction de la Formation Direction de la Maintenance Direction de la Sécurité Direction de la Santé Direction de la Travaux Direction de la Vie Sociale	Direction de l'Architecture Direction de l'Urbanisme Direction de l'Environnement Direction de l'Equipement Direction de l'Hydraulique Direction de l'Industrie Direction de l'Informatique Direction de la Recherche Scientifique Direction de la Statistique Direction de la Formation Direction de la Maintenance Direction de la Sécurité Direction de la Santé Direction de la Travaux Direction de la Vie Sociale	Direction de l'Architecture Direction de l'Urbanisme Direction de l'Environnement Direction de l'Equipement Direction de l'Hydraulique Direction de l'Industrie Direction de l'Informatique Direction de la Recherche Scientifique Direction de la Statistique Direction de la Formation Direction de la Maintenance Direction de la Sécurité Direction de la Santé Direction de la Travaux Direction de la Vie Sociale
ARCHITECTE AGENCE: MALLOU OUBRA Agence N° 07/04/149			
PROBLEME			
AADL			
PROJET			
ETUDE DE 175 LOGEMENTS PROMOTIONNELS, COMMERCES ET GARAGE AU SOUS SOL AU SITE 1 DE LA VILLE NOUVELLE ALI MENDJELI CONSTANTINE			
CONTRAT		ETAT	
ARCHITECTURE		EXECUTION	
TITRE DU PLAN			
LOT 3 -BATIMENT TYPE "G"- FACADES POSTERIEURE			
MODIFICATION		VOIE ET APPROBATION	
DATE	PROJET	ETAT	PROJET
04/2010		1/50	AR-3-G-09

INTRODUCTION GENERAL.

La construction des ouvrages est basée principalement sur le choix du type d'ouvrage et des matériaux pour le construire, elle a été parmi les premiers soucis de l'homme.

Malheureusement, les risques naturels tel que : les séismes, le tsunami ...etc. causent des dommages dans ces ouvrages et mènent parfois à des pertes en vie humaine. Pour cela, l'étude des structures est un passage très important et une étape obligée dans le domaine de génie civil.

En Algérie la menace potentielle est le séisme, notamment le nord du pays qui se trouve au bord d'une faille sismique très active .L'ingénieur civil doit assurer la bonne conception des ouvrages vis-à-vis de ces menaces et développer des meilleurs moyens pour réduire les catastrophes sismiques, et c'est pourquoi nous avons étudiés l'effet de la direction de séisme sur le bâtiment en se basant sur des différents règlements.

Ce projet est implanté dans la commune de Ain Defla classée comme une région de moyenne sismicité (zone IIb) selon le règlement parasismique Algérien (RPA99/version 2003).

L'ouvrage en question est un bâtiment à usage habitation + commerce de forme irrégulier en béton armé contenant (R+9+Sous-sol).

Le but de projet est de voir la conception parasismique de ce bâtiment avec une étude comparative sur l'influence de la direction sismique.

Le mémoire est composé de huit chapitres qui sont les suivants :

- Le premier chapitre constitue une présentation descriptive de l'ouvrage.
- Dans le deuxième chapitre nous avons mentionnés les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés.
- Dans le 3ème chapitre, nous allons pré dimensionner les éléments résistants.
- Dans le quatrième chapitre nous intéressons à la recherche bibliographique sur l'influence de direction de séisme sur les bâtiments et les différentes règles de combinaison directionnelle.
- L'objectif du cinquième chapitre est de la modélisation de la structure et la détermination des différents modes de vibrations, en renforçant l'ossature par des voiles, on vérifie ainsi toutes les vérifications nécessaires. L'étude du bâtiment sera faite par la méthode modale spectrale à l'aide du logiciel de calcul ETABS (version 2016).

- L'objectif du sixième chapitre est d'étudier l'effet de l'angle d'incidence du séisme sur la performance d'un bâtiment de forme irrégulier.
- Le septième chapitre a pour but de ferrailer les éléments résistants à partir des résultats obtenus par l'analyse dynamique afin qu'ils puissent résister aux différentes sollicitations.
- Le huitième et le dernier chapitre consistent à dimensionner et ferrailer les éléments de l'infrastructure.

1.1 Introduction

Les constructions en béton armé sont connues par leurs résistance, durabilité et confort mais ils nécessitent une bonne conception structurale et sismique, ainsi leur stabilité est bien liée à la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

Dans ce présent chapitre on va vous présenter l'ouvrage étudié ainsi que ces caractéristiques et les différents éléments qui le constituent.

1.2 Présentation de l'ouvrage

Dans ce projet on va faire une conception parasismique d'une structure en béton armé en (R+9) + Sous-sol à usage d'habitation, l'ouvrage est implanté à Meliana wilaya de Ain Defla qui est classée (Zone IIb) selon le classement des zones établi par le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003), avec une étude comparative à propos de l'influence de la direction sismique préconisé par RPA99 ainsi que la direction par défaut établie par le programme numérique, et la direction sismique par défaut vérifié les critères imposées par (RPA 99 version 2003).

1.3 Composition de l'ouvrage

C'est un bloc de forme irrégulière en plan et régulier en élévation et comportant :

- Un rez-de-chaussée + 1^{er} étage à usage commerce.
- 8 étages courants à usage d'habitation.
- Un sous-sol à usage parking.
- Une terrasse inaccessible.

1.4 Caractéristiques géométriques

1.4.1 Dimensions en plan

- Longueur totale du bâtiment : 18.71 m
- Largeur totale du bâtiment : 17.84 m

1.4.2 Dimensions en élévation

- Hauteur du sous-sol : 2.5 m
- Hauteur du RDC : 3.4 m

- Hauteur des étages courants : 3.06 m
- Hauteur totale du bâtiment : 30.94 m

1.5 Classification selon le RPA99 VER 2003

Ce bâtiment est classé dans le « Groupe 2 » car il est à usages multiples (habitations, commerce, parking) dont la hauteur totale ne dépasse pas 48m.

1.6 Conception de l'ouvrage

1.6.1 Ossature de l'ouvrage

La structure comporte des ossatures constituées des portiques auto-stables (poteaux-poutres) avec des voiles en béton armé afin d'assurer la stabilité de l'ensemble vis-à-vis aux charges verticales et horizontales.

1.6.2 Planchers

Un plancher est un élément essentiel de la construction, car il est amené à supporter les charges de chaque étage du bâtiment.

Notre bâtiment comporte deux types de planchers :

- Plancher à corps creux avec entrevous en gravier 3/8.
- Plancher à dalle pleine.

1.6.3 Poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux de l'ossature du bâtiment qui supportent principalement un effort normal de compression avec un moment fléchissant négligeable, dans notre cas on a proposés que des poteaux carrés.

1.6.4 Poutres

Les poutres sont des éléments horizontaux de la conception structurale de l'ouvrage, conçues pour résister à la flexion. Pour notre structure les poutres sont porteuses dans les deux directions à cause des dalles pleines.

1.6.5 Acrotère

Au niveau de la terrasse, la structure est entourée d'un acrotère en béton armé de 60 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

1.6.6 Escaliers

Le bâtiment est muni d'une cage d'escaliers, assurant la circulation sur toute la hauteur du bâtiment.

Elle est réalisée en béton armé à trois volées coulées sur place.

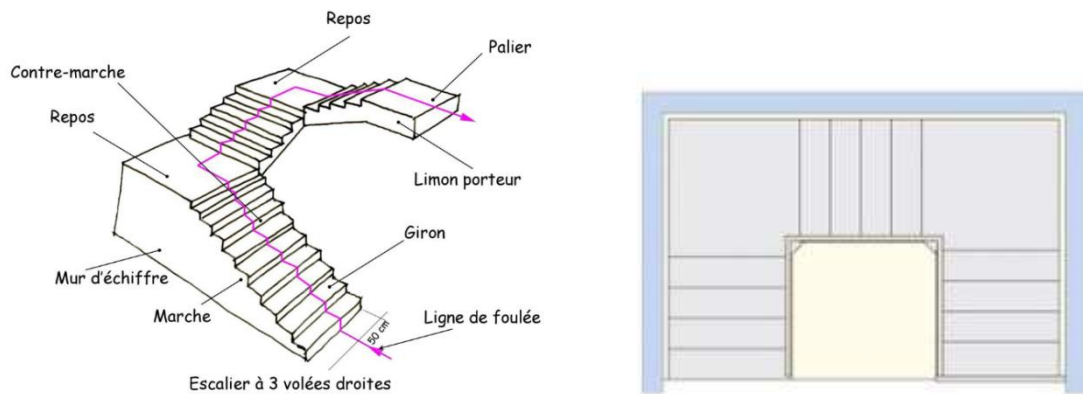


Figure1.1 Escalier à trois volées.

1.6.7 Ascenseur

Le bâtiment est de hauteur importante, c'est pour cela la conception d'un ascenseur est indispensable afin que les usagés puissent circuler facilement entre les différents étages.

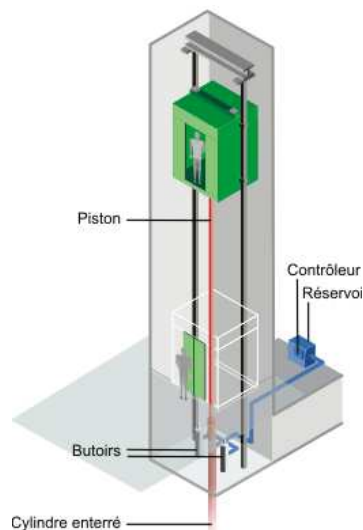


Figure1.2 Ascenseur.

1.6.8 Maçonnerie

La maçonnerie la plus utilisée en ALGÉRIE est en briques creuses pour cet ouvrage nous avons deux types de murs :

- Murs extérieurs :

Le remplissage des façades est en maçonnerie non rigide elles sont composées d'une double cloison en briques creuses a 8 trous de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm d'épaisseur pour assurer une bonne isolation thermique.

➤ Murs intérieurs :

Ils seront réalisés en brique creuses de 10cm d'épaisseur qui seront destinés à séparer la surface intérieure habitable.

1.6.9 Revêtements

- Mortier de ciment pour le crépissage de façades extérieures.
- Enduit en plâtre pour les cloisons et plafonds.
- Dalle de sol pour les planchers et escaliers.
- Céramiques pour les salles d'eaux.

1.6.10 Caractéristiques du sol

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

2.1 Introduction

L'objectif de n'importe quelle étude d'une structure en génie civil est d'assurer la sécurité et la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis aux différentes charges appliquées. En parallèle, une construction selon les normes nécessite un bon choix des matériaux utilisés, ces derniers ont connus beaucoup de changement et d'amélioration concernant leurs compositions, leurs poids, leurs qualités ainsi que leurs prix. Pour cela, on va consacrer ce chapitre pour citer les différents matériaux utilisés dans notre étude.

2.2 Planchers et cloisons

2.2.1 Les Planchers

Les planchers désignent les structures porteuses horizontales d'un édifice. Ces porteurs horizontaux supportent leur propre poids ainsi que celui des revêtements, des cloisons et des charges d'exploitation.

Ils peuvent être exécutés en bois, en acier ou en béton armé. Le plancher est réalisé par une dalle horizontale de 160 à 300 mm d'épaisseur et un réseau porteur horizontal constitué de poutres, poutrelles et chevêtres.

Les planchers ont un rôle très important dans la structure, ils supportent les charges verticales puis les transmettent aux éléments porteurs et aussi ils isolent les différents étages du point de vue thermique et acoustique.

- **Les Planchers à Corps Creux**

Les planchers à corps creux sont les plus utilisés dans les constructions en béton armé grâce à la facilité de leurs mises en œuvre, leurs coûts relativement bas et leurs isolations thermiques et acoustiques. Le choix de l'épaisseur de ce type de plancher dépend des portées des nervures, son type est déterminé en fonction des dimensions d'espaces à couvrir.

Les planchers à corps creux sont constitués des :

- Corps creux ou "entrevous" ;
- Poutrelles ;
- Une dalle de compression armée.

Les poutrelles sont placées à des intervalles réguliers sur les éléments porteurs tels que les murs ou les poutres. L'intervalle est comblé par des entrevous, ces derniers sont disposés entre deux poutrelles porteuses pour donner une structure auto-porteuse. L'ensemble composé des entrevous et des poutrelles constitue le fond de

coffrage, et c'est là que le béton va être coulé sur une armature en treillis soudé préalablement installée.

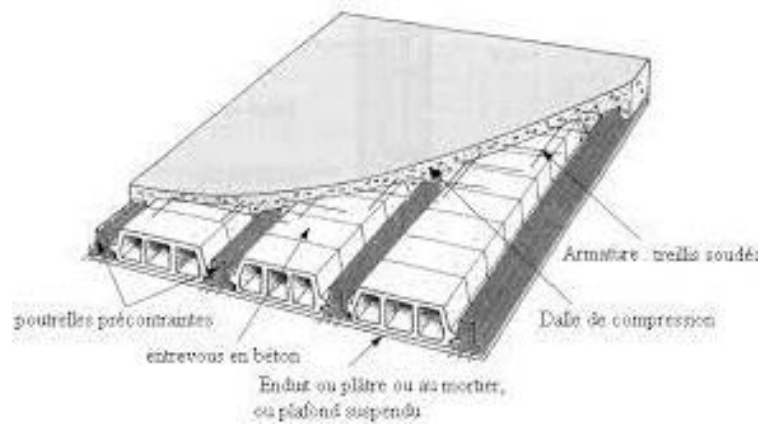


Figure 2.1 Plancher à corps creux.

➤ Les corps creux « entrevous »

Ce sont des éléments préfabriqués et prêts à l'emploi qui sont placés en tant que fond de coffrage afin de créer un plancher. Ils transmettent les charges aux poutrelles et s'appuient sur ces dernières sans aucun dispositif extérieur. Ils servent aussi de remplissage horizontal et de coffrage perdu une fois la dalle est coulée.

Il existe plusieurs types des entrevous tel que :

- Les entrevous maçonnés (en béton ou en terre cuite) ;
- Les entrevous en polystyrène ;
- Les entrevous légers.

Dans notre étude on va utiliser un seul type des entrevous : entrevous en béton armé.

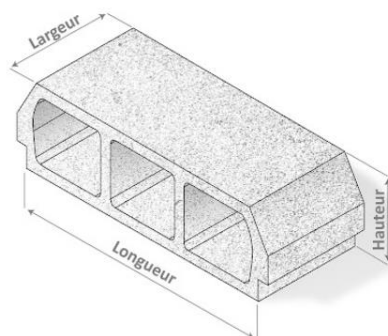


Figure 2.2 Schémas des entrevous.

Tableau 2.1 Les dimensions des entrevous et leurs résistances mécaniques.

Type d'entrevous	Dimensions effectives			Résistance au poinçonnement-flexion (daN)	Masse Volumique kg/m ³	La conductivité thermique λ
	Hauteur (mm)	Largeur (mm)	Longueur (mm)			
Hourdis_25	155	250	495	120	25	0.0348
Hourdis_40	155	400	495	158		
Hourdis_40_re housse	200	400	495	-		
Hourdis_1m	155	1000	495	424		
Hourdis_70	300	700	230	150		

➤ Les Poutrelles

Les poutrelles en béton sont des éléments porteurs indispensables pour la réalisation des planchers lors de la construction d'un bâtiment. Elles sont réalisées en béton armé ou précontraint, partiellement ou entièrement préfabriqués. Les poutrelles permettent de tenir les entrevous et de répartir les charges sur les appuis extrêmes.

On distingue 3 différents types des poutrelles :

- Poutrelles en béton armé ;
- Poutrelles en béton type treillis ;
- Poutrelles en béton précontraint.

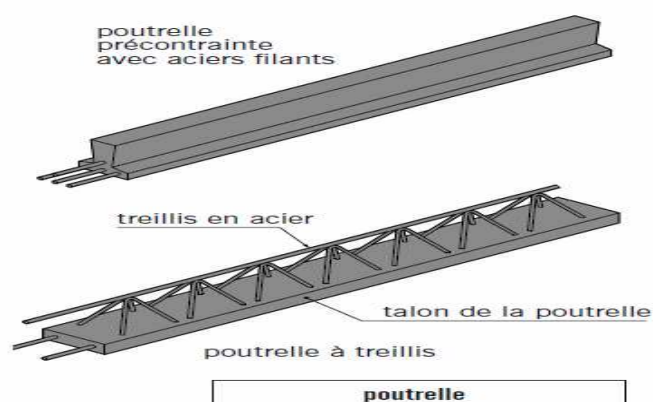


Figure 2.3 Type des Poutrelles.

➤ **La dalle de compression**

C'est une dalle en béton armé coulée en place sur la totalité de la surface du plancher avec une épaisseur comprise entre 4 à 6 cm. La dalle de compression est toujours armée, c'est-à-dire qu'on pose un treillis soudé ou des barres de fer dans l'épaisseur pour la rendre encore plus résistante.

Une bonne dalle de compression assure une bonne isolation acoustique et plus de rigidité, son placement correct assure une meilleure distribution des charges ponctuelles et linéaires.

- **Plancher dalle pleine**

2.2.2 Les cloisons

Les cloisons sont des ouvrages verticaux, intérieurs ou extérieurs qui permettent d'aménager un espace de vie selon nos goûts. La planification est effectuée pour l'un ou l'autre des besoins. Ces éléments sont utilisés pour la séparation, l'isolation et la protection.

De nombreux matériaux sont utilisés pour la réalisation des cloisons, à choisir en fonction des besoins et de budget.

Dans notre étude, on va utiliser un seul type de cloisons ;

- Cloisons en maçonnerie ;

2.3 Béton armé

2.3.1 Béton

Le béton est utilisé comme matériau de construction (béton armé ou précontraint) ou de remplissage (génie civil) et même comme élément décoratif (parements, mobilier). C'est un matériau constitué par le mélange dans des proportions convenables, de granulats naturels normaux (gravier, sable) avec un dosage en ciment au moins égal à 300 kg par m^3 de béton mis en œuvre.

Ce matériau peut varier en fonction de la nature des granulats, adjuvants, colorants, traitements de surface et peut ainsi s'adapter aux exigences de chaque réalisation par ses performances et son aspect. Il résiste bien à la compression, tandis que sa résistance à la traction est faible.

- **Composition du béton**

La composition pondérale d'un béton courant, c'est-à-dire le poids des différents composants permettant de fabriquer 1 m^3 de béton durci, est la suivante : granulats,

1800 kg ; ciment, 350 kg ; eau, 180 kg ; à quoi s'ajoutent éventuellement quelques 10 à 20 kg d'adjuvants.

Le ciment : se présente sous la forme d'une poudre fine de couleur grise ou blanche. C'est le composant fondamental du béton, puisqu'il permet la transformation d'un mélange sans cohésion en un corps solide. Le ciment utilisé dans la composition est du type : CPJ - CEM II/B42.5

Les granulats : elles sont constituées par les sables, les gravillons et les cailloux. Ils forment le squelette du béton. Par convention, on appelle sables les grains de dimensions comprises entre 0,08 mm et 5 mm, gravillons ceux dont les dimensions sont comprises entre 5 et 25 mm et cailloux ceux dont les dimensions sont supérieures à 25mm.

L'eau : dite eau de gâchage, doit présenter les propriétés d'une eau potable.

Les adjuvants : ce sont des produits ajoutés en faible dose lors du malaxage ou avant la mise en œuvre dans les coffrages du béton afin d'en améliorer certaines propriétés. Ils représentent entre 1 et 3 % du poids du ciment.

➤ Résistance du béton

- **Résistance à la compression**

Pour l'établissement des projets, dans les cas courants, un béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise. Celle-ci, notée f_{c28} .

Dans tous les cas la résistance à la compression est mesurée par compression axiale de cylindres droits de révolution de 200 cm² de section et d'une hauteur double de leur diamètre.

Pour $j = 28$; $f_{cj} = f_{c28}$

$$\text{Pour } \begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} & \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \\ r_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} f_{c28} & \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \end{cases}$$

Pour $28 < j < 60$ $f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83} f_{c28}$

Pour $j \geq 60$ $f_{cj} = 1.10 f_{c28}$

➤ Pour cette étude on prend : $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$

- **Résistance à la traction**

La résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours, notée, est conventionnellement définie par les relations :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} \text{ Si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \Rightarrow f_{tj} = 2.4 \text{ MPa}$$

- **Modules de déformation longitudinale du béton**

- **Module de déformation instantanée**

Sous des contraintes normales d'une courte durée d'application. On admet qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égale à :

$$E_{ij} = 110003\sqrt{f_{cj}}, \text{ avec } E_{ij} \text{ et } f_{cj} \text{ en [MPa]} \Rightarrow E_{ij} = 34180 \text{ MPa}$$

- **Module de déformation différée**

Sous des contraintes de longue durée d'application on admet qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinal différée du béton E_{vj} est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700\sqrt[3]{f_{cj}} = \frac{E_{ij}}{3} \text{ avec } E_{ij} \text{ et } f_{cj} \text{ en [MPa]} \Rightarrow E_{ij} = 11497 \text{ MPa}$$

- **Coefficient de poisson**

$$u = \frac{\text{allongement relatif transversal}}{\text{raccourcissement relatif longitudinal}} = \frac{\Delta d/d}{\Delta l/l}$$

$u = 0.2$ Pour le calcul des déformations et pour les justifications aux états-limites de service (béton non fissuré).

$u = 0$ Pour le calcul des sollicitations et dans le cas des états limites ultimes (béton fissuré).

- **Poids volumique**

On prend $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$

- **Les Contraintes Limites**

- Etat limite ultime « E.L.U »

La contrainte ultime du béton en compression est donnée par : $\sigma_b = \frac{0.85f_{c28}}{\theta\gamma_b}$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité tel que :

$\gamma_b = 1,5$ Cas des actions courantes transitoires ;

$\gamma_b = 1,15$ Cas des actions accidentelles.

Le coefficient de minoration 0,85 a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligeant le fluage du béton.

θ : Coefficient fixé en fonction de la durée d'application de l'action considérée.

$$\text{Si } t > 24h \rightarrow \theta = 1$$

$$\text{Si } 1h < t < 24h \rightarrow \theta = 0,9$$

$$\text{Si } t < 1h \rightarrow \theta = 0,85$$

Avec : t durée d'application de l'action considérée en heures. Pour $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$. On trouve : $\sigma_b = 17 \text{ MPa}$.

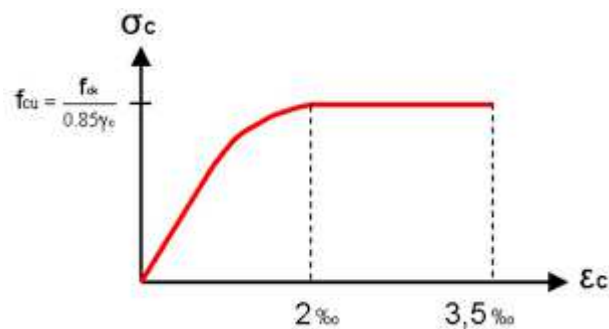


Figure 2.4 Diagramme contrainte-déformation du béton E.L.U.

- Etat limite de service « E.L.S »

La contrainte limite de service est donnée par : $\sigma_{bc} = 0,6f_{c28}$

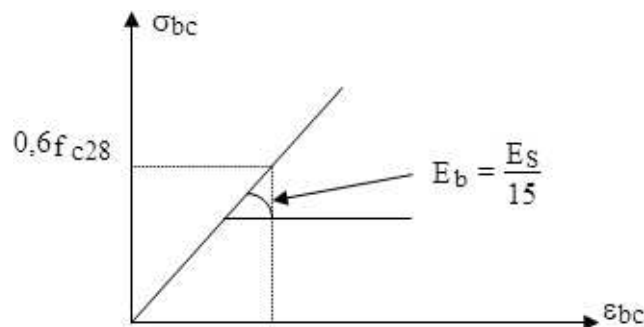


Figure 2.5 Diagramme contrainte-déformation du béton E.L.S.

2.3.2 Acier

Afin de remédier au problème de non résistance du béton à la traction, on intègre dans les pièces de béton des armatures d'acier pour reprendre les efforts de traction.

Les aciers utilisés pour constituer les pièces en béton armé sont situés dans (a).

a) Les limites élastiques

Les ronds lisses (R.L) : $f_e = 240 MPa$

Barres à haute adhérences (H.A) : $f_e = 500 MPa$

Treillis soudés (TS) : $f_e = 520 MPa$; $\varphi = 6 mm$ pour les dalles.

b) Contraintes limites de calcul

❖ Etat Limite Ultime « E.L.U »

On adopte le diagramme contraintes-déformations suivant dans les calculs relatifs aux états limites :

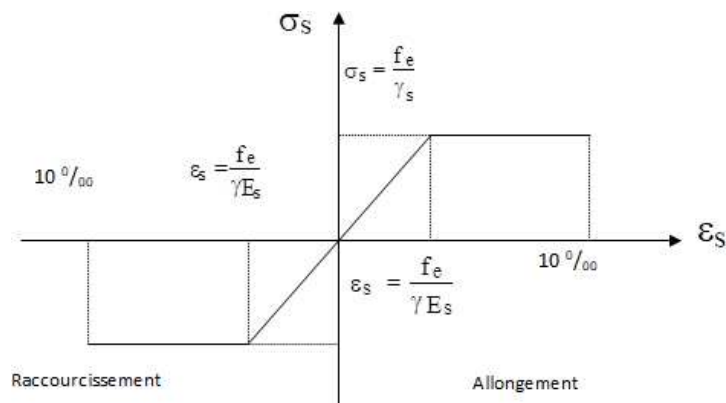


Figure 2.6 Diagramme contrainte-déformation d'acier.

σ_s : Contrainte de l'acier $\sigma_s = \frac{f_e}{E_s \gamma_s}$

γ_s Coefficient de sécurité de l'acier ;

$\gamma_s = 1,15$ Cas générale ; $\gamma_s = 1,00$ Cas des combinaisons accidentelles.

ϵ_s : Allongement (déformation) relatif de l'acier : $\epsilon_s = \frac{\Delta l}{l}$; $\epsilon_{es} = \frac{f_e}{E_s \gamma_s}$

Pour les aciers FeE500 on a :

$$\sigma_s = 434,78 MPa \quad S_{es} = \frac{500}{1,15 \times 2,1 \times 10^5} = 2,07 \%$$

❖ **Etats Limite de service « E.L.S »**

Fissuration peu préjudiciable : aucune vérification à effectuer ;

Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \varepsilon = \min\left(\frac{2}{3} f_e; \max(0.5 f_e; 110 \sqrt{n f_{tj}})\right)$.

Fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = 0.8 \varepsilon$

Avec :

η : Coefficient de fissuration tels que :

$\eta = 1$ Pour des aciers ronds lisses ;

$\eta = 1,6$ Pour des aciers de H.A ;

c) Module d'élasticité de l'Acier

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

d) Coefficient d'équivalence

Le coefficient d'équivalence noté n est le rapport de : $\eta = \frac{E_s}{E_b} = 15$

n : Coefficient d'équivalence ;

E_s : Module de déformation de l'acier ;

E_b : Module de déformation du béton.

2.4 Hypothèses de calcul

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

- Les sections droites restent planes après déformation.
- Il n'y a pas de glissement entre les armatures d'acier et le béton.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul de la résistance à cause de sa faible résistance à la traction.
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5 ‰ en flexion simple ou composée et à 2‰ dans la compression simple
- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10‰.

• La contrainte de calcul, notée « σ_s » et qui est définie par la relation

Est égale à :

Rond lisse	{	$\sigma_{sf} = 204.34 \text{MPa}$	<i>Situation durable</i>
		$\sigma_s = 235 \text{MPa}$	<i>Situation accidentelle</i>
Haute adhérence	{	$\sigma_{sf} = 434.78 \text{MPa}$	<i>Situation durable</i>
		$\sigma_s = 500 \text{MPa}$	<i>Situation accidentelle</i>

Allongement de rupture : $\varepsilon_s = 10\%$

3.1 Introduction

Le pré dimensionnement des éléments résistants est une étape régie par des lois empiriques issues de l'expérience ; il sera fait selon le [1] et les [2]. 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 ;

3.2 Pré-dimensionnement 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 des planchers vont être utilisés :

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

3.2.1 Plancher à Corps Creux

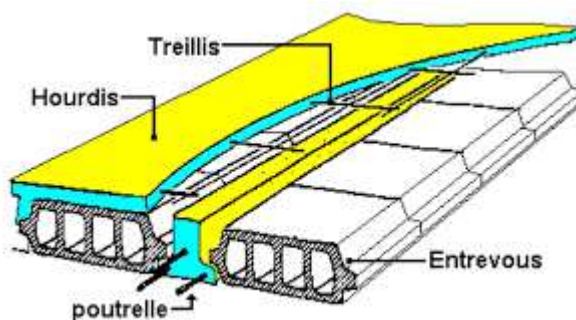


Figure 3.1 Plancher corps creux.

• **Condition de déformation**

L'épaisseur du plancher est déterminée par l'épaisseur des poutrelles. Pour le pré dimensionnement, on va utiliser les formules empiriques qui ont pour but de limiter la flèche, le porté maximal est de $L_{max} = 490$ cm. La hauteur des poutrelles est donnée par la formule suivante :

$$\frac{L_{max}}{25} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{20}$$

a). **Résistance à la flexion**

Dans notre cas, la dalle reposant sur quatre appuis a une portée de 490 cm.

Tableau 3.1 Choix du l'épaisseur de la dalle corps creux.

$\frac{L_{max}}{25} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{20}$	$\frac{490}{25} \leq h_t \leq \frac{490}{20}$ $19.6 \leq h_t \leq 24.5$
Le choix	« e = 21cm \Rightarrow (16+5) »

3.2.2 Plancher à dalle pleine

a). **Condition de résistance au feu**

- e = 7 cm Pour une heure de coupe-feu,
- e = 11 cm Pour deux heures de coupe-feu,
- e = 17,5 cm Pour quatre heures de coupe-feu.

On opte pour : e = 15 cm.

b). **Isolation phonique**

Selon les règles [1], l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm, pour obtenir une bonne isolation acoustique.

On limite donc notre épaisseur à : e = 15 cm

c). **Résistance à la flexion**

Pour des dalles reposant sur trois ou quatre appuis (plancher dalle pleine) :

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$$

Dans notre cas la dalle reposant sur quatre appuis a une portée de 430 cm.

Tableau 3.2 Choix du l'épaisseur de la dalle pleine.

$\frac{430}{50} \leq e \leq \frac{430}{40}$	$\frac{430}{50} \leq e \leq \frac{430}{40}$ $8.6 \leq e \leq 10.75$
Le choix	$e = 15 \text{ cm}$

3.3 Evaluation des charges et surcharges

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

3.3.1 Charges permanentes [3]

➤ **Plancher terrasse**

Tableau 3.3 Charge permanentes sur le plancher terrasse.

Désignations de l'élément	ρ (kN/m ³)	eps (m)	G (kN/m ²)
Protection en gravillons	18	0.05	0.9
Étanchéité multicouche	-	-	0.12
Forme de pente ($e_{moy} = 25\text{cm}$)	22	0.125	2.75
Isolation thermique (liège)	4	0.04	0.16
Dalle à corps creux (16+5)	-	-	2.8
Enduit au plâtre	10	0.02	0.2
Σ	/	/	6.93

➤ **Plancher étage courant**

Tableau 3.4 Charge permanentes sur le plancher étage courant.

Désignations de l'élément	ρ (kN/m ³)	eps (m)	G (kN/m ²)
Revêtement en carrelage	20	0.02	0.4
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Lit de sable	18	0.03	0.54
Dalle à corps creux (16+5)	-	-	2.8
Enduit en plâtre	10	0.02	0.2
Cloisons de répartition	-	-	1
Σ	/	/	5.34

➤ **Les dalles pleines**

Tableau 3.5 Charge permanentes sur les dalles pleines.

Désignations de l'élément	ρ (kN/m ³)	<i>eps</i> (m)	G (kN/m ²)
Revêtement en carrelage	20	0.02	0.4
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Lit de sable	18	0.02	0.36
Dalle en béton armé	25	0.15	3.75
Enduit en plâtre	12	0.02	0.24
Σ	/	/	5.15

➤ **Les dalles pleines terrasse**

Tableau 3.6 Charge permanentes sur les dalles pleines.

Désignations de l'élément	ρ (kN/m ³)	<i>eps</i> (m)	G (kN/m ²)
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Lit de sable	18	0.02	0.36
Dalle en béton armé	25	0.15	3.75
Enduit en plâtre	12	0.02	0.24
Cloison légères	/	/	/
Σ	/	/	5.75

➤ **Maçonnerie / double cloisons**

Tableau 3.7 Charge permanentes des murs extérieurs.

Désignations de l'élément	ρ (kN/m ³)	<i>eps</i> (m)	G (kN/m ²)
Enduit intérieur en plâtre	10	0.02	0.20
Brique creuses	9	0.10	0.90
Lame d'air	0	0.05	0
Brique creuses	9	0.15	1.35
Enduit extérieur en ciment	18	0.02	0.36
Σ	/	/	2.81

➤ **L'acrotère**

$$G_1(\text{Le poids propre}) = 25 \times [(0.1 \times 0.6) + (0.08 \times 0.1) + (0.1 \times 0.02 / 2)]$$

$$= 1,725 \text{ kN/ml}$$

$$G_2 \text{ (Le poids de revêtement)} = 2 \times 0.02 \times 0.6 \times 14 = 0.336 \text{ kN/ml}$$

$$G = G_1 + G_2 = 2,061 \text{ KN/ml}$$

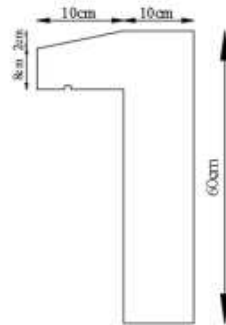


Figure 3.2 L'acrotère.

➤ Les escaliers

a). Charges permanentes

✓ La volée

Tableau 3.8 Evaluation des charges de la volée d'escalier.

Désignations de l'élément	ρ (kN/m ³)	eps (m)	G (kN/m ²)
Revêtement horizontal	22	0.02	0.44
Revêtement vertical	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Lit de sable	18	0.02	0.36
Poids propre de la marche	25	0.17/2	2.125
Poids propre de volée	25	0.15/(cos α)	4.41
Enduit de plâtre	15	0.02/(cos α)	0.35
Σ	/	/	8.525

✓ Le palier

Tableau 3.9 Evaluation des charges du palier d'escalier.

Désignations de l'élément	ρ (kN/m ³)	eps (m)	G (kN/m ²)
Revêtement horizontal	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Lit de sable	18	0.02	0.36
Poids propre du palier (BA)	25	0.15	3.75
Enduit de plâtre	15	0.02	0.3
Σ	/	/	5.25

3.3.2 Surcharge d'exploitation [3]

Tableau 3.10 Surcharge d'exploitation.

N° de l'étage	Usage	Charge d'exploitation (kN/m ²)
Du 2 ^{ème} au 9 ^{ème}	Habitat	1.5
RDC et 1 ^{ère} étage	commerce	5
/	Terrasse inaccessible	1
/	Balcon	3.5
/	Balcon commerce	5
/	Escalier	2.5

3.4 Les portiques

3.4.1 Pré dimensionnement des poutres

➤ Les poutres

Ce sont des éléments horizontaux, leur rôle est de transmettre aux poteaux les efforts dus aux charges transmises par les planchers. Leur pré dimensionnement se base sur les trois étapes suivantes :

1. Détermination des dimensions (h, b) à partir des formules empiriques données par le [1]
2. Vérification des conditions imposées sur (h, b) par [2].
3. Vérification de la rigidité.

Les trois étapes précédentes sont résumées dans ce qui suit :

a) Détermination des dimensions (h et b) à partir des formules données par le [2] :

$$\text{Selon [2] : } \begin{cases} \text{La hauteur } h \text{ de la poutre : } \frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \\ \text{La largeur } b \text{ de la poutre : } 0.3h \leq b \leq 0.7h \end{cases}$$

b) Vérification des conditions imposées sur h et b par le [1] pour la zone sismique II:

$$\text{Vérification selon le [1] : } \begin{cases} \text{La hauteur } h \text{ de la poutre doit être : } h \geq 20 \text{ cm} \\ \text{La largeur } b \text{ de la poutre doit être : } b \geq 20 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{Vérification de la rigidité : } \frac{h}{b} \leq 4$$

Tableau 3.11 Pré-dimensionnement des poutres.

	Poutres porteuses	Poutres non porteuses
Condition de résistance	$L_{max} = 5.14 m$ $514/15 \leq h \leq 514/10$ $34.06 cm \leq h \leq 51.1 cm$ On prend : $h = 45 cm$ $0.3h \leq b \leq 0.7h$ $15 cm \leq b \leq 35 cm$ On prend : $b = 30 cm$	$L_{max} = 4.90 m :$ $490/15 \leq h \leq 490/10$ $32.66 cm \leq h \leq 49 cm$ On prend : $h = 45 cm$ $0.3h \leq b \leq 0.7h$ $12 cm \leq b \leq 28 cm$ On prend : $b = 30 cm$
Vérification selon 2	$h \geq 30 cm \rightarrow 45 cm > 30 cm$ (Condition vérifiée) $b \geq 20 cm \rightarrow 30 cm > 20 cm$ (condition vérifiée)	$h \geq 30 cm \rightarrow 45 cm > 30 cm$ (Condition vérifiée) $b \geq 20 cm \rightarrow 30 cm > 20 cm$ (condition vérifiée)
Condition de rigidité	$h/b \leq 4$ $45/30 = 1.5 \leq 4$	$h/b \leq 4$ $45/30 = 1.5 \leq 4$

Toutes les conditions sont vérifiées, donc on opte pour :

Des poutres porteuses : $(b \times h) = (30 \times 45) cm$.

Des poutres non porteuses : $(b \times h) = (30 \times 45) cm$.

3.4.2 Pré-dimensionnement des poteaux

➤ Les poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux destinés principalement à transmettre les charges verticales aux fondations, et à participer au contreventement total ou partiel des bâtiments.

➤ Principe

Le pré dimensionnement des poteaux se fait en considérant que ces derniers travaillent à la compression simple centrée, on procédera par la descente de charge puis

par la loi de dégression de la surcharge d'exploitation on choisissant les poteaux les plus sollicités.

Loi de dégression

Comme il est rare que toute les charge d'exploitation agissent simultanément, on applique pour chaque détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0.5Q.

Avec : Q : charge d'exploitation

Tableau 3.12 Dégression des surcharges.

Niveau des Plancher	Surcharge	Σ Surcharge	Σ Surcharge (kN/m ²)
Terrasse	Q0	$\Sigma 0 = Q0$	1
P8	Q1	$\Sigma 1 = Q0 + Q1$	2,5
P7	Q2	$\Sigma 2 = Q0 + 0.95 (Q1 + Q2)$	3,85
P6	Q3	$\Sigma 3 = Q0 + 0.9 (Q1 + Q2 + Q3)$	5,05
P5	Q4	$\Sigma 4 = Q0 + 0.85 (Q1 + Q2 + Q3 + Q4)$	6,1
P4	Q5	$\Sigma 5 = Q0 + 0.8 (Q1 + Q2 + Q3 + Q4 + Q5)$	7
P3	Q6	$\Sigma 6 = Q0 + 0.75 (Q1 + Q2 + Q3 + Q4 + Q5 + Q6)$	7,75
P2	Q7	$\Sigma 7 = Q0 + 0.714 (Q1 + Q2 + Q3 + Q4 + Q5 + Q6 + Q7)$	8.497
P1	Q8	$\Sigma 8 = Q0 + 0.69 (Q1 + Q2 + Q3 + Q4 + Q5 + Q6 + Q7 + Q8)$	11.695
RDC	Q9	$\Sigma 8 = Q0 + 0.67 (Q1 + Q2 + Q3 + Q4 + Q5 + Q6 + Q7 + Q8 + Q9)$	14.735
SOUS SOL	Q10	$\Sigma 8 = Q0 + 0.67 (Q1 + Q2 + Q3 + Q4 + Q5 + Q6 + Q7 + Q8 + Q9 + Q10)$	18.085

- **Procédure de pré dimensionnement**

Le Pré dimensionnement des poteaux s'effectue de la manière suivante :

- Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
- Évaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau.
- La section du poteau est alors calculée aux états limite ultime (ELU) vis-à-vis

de la compression simple du poteau.

- La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposées par le [2].
- Vérification de critère de résistance.

❖ Poteau central

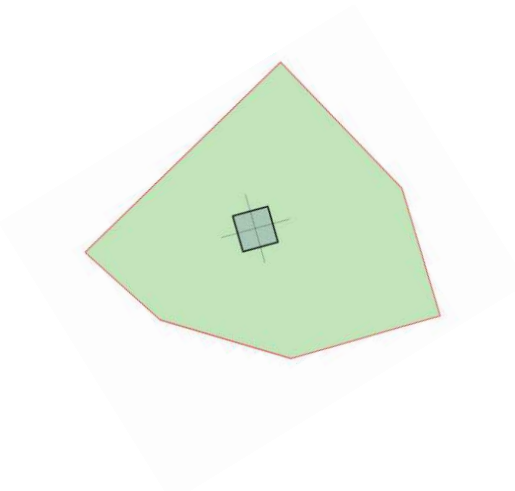


Figure 3.3 Section porte par le poteau central le plus sollicité.

- **Surface afférente**

$S = 16.12 \text{ m}^2$ calculer par l'Autocad

Sdalle pleine = 6.856 m^2

Scorps creux = 9.272 m^2

- **Calcul des différents poids**

Poids des planchers :

- Poids du plancher terrasse (corps creux) = $6.93 \times 9.272 = 64.25 \text{ kN}$
- Poids du plancher étages courant (corps creux) = $5.43 \times 9.272 = 50.34 \text{ kN}$
- Poids de la dalle pleine pour les autres étages = $5.15 \times 6.856 = 35.30 \text{ kN}$
- Poids de la dalle pleine pour RDC + 1^{er} étage = $5.15 \times 16.12 = 83.01 \text{ kN}$
- Poids du plancher terrasse dalle pleine = $5.75 \times 6.856 = 39.422 \text{ kN}$

Poids des poutres principales et secondaires :

$$(0.3 \times (0.45 - 0.21) \times 25 \times (2.20+2.15+1.35+2)) = 13.86 \text{ kN}$$

Poids des poteaux :

CHAPITRE 3 : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

$$\text{Poteau (h = 3.06)} = 25 \times (3.06 - 0.45) \times 0.3^2 = 5.87 \text{ kN}$$

$$\text{Poteau (h = 3.4)} = 25 \times (3.4 - 0.45) \times 0.3^2 = 6.63 \text{ kN}$$

$$\text{Poteau (h = 2.52)} = 25 \times (2.52 - 0.45) \times 0.3^2 = 4.65 \text{ kN}$$

Tableau 3.13 Descente de charge du poteau central (rectangulaire).

ETAGES	Niv eau	DESIGNATION DES ELEMENTS	G (kN)	Q (kN)
9 ^{ème} ETAGES	N1	Poids du plancher terrasse Poids des Poutres PP+PS Poids du Poteau	103.672 13.86 5.87	16.12
8 ^{ème} ETAGES	N2	N1+ Poids du plancher courant Poids des Poutres PP+PS Poids du Poteau	127.299 85.64 16.747 5.87	40.3
7 ^{ème} ETAGES	N3	N2 X1	236.566 109.267	62.062
6 ^{ème} ETAGES	N4	N3 X1	354.1 109.267	81.406
5 ^{ème} ETAGES	N5	N4 X1	455.1 109.267	98.332
4 ^{ème} ETAGES	N6	N5 X1	564.367 109.267	112.84
3 ^{ème} ETAGES	N7	N6 X1	673.634 109.267	124.93
2 ^{ème} ETAGES	N8	N7 X1	782.901 111.58	136.97
1 ^{er} ETAGES	N9	N8 X2	892.168 109.267	188.52
RDC	N10	N9 X2	999.575 107.407	237.52
SOUS SOL	N11	N10 X3	1133.35 105.427	291.53

❖ **Poteau de rive**

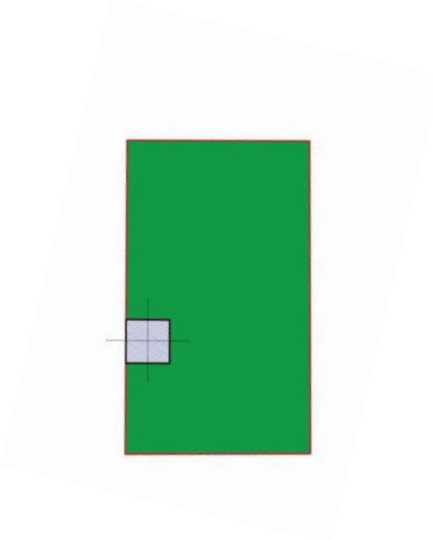


Figure 3.4 Section portée par le poteau de rive le plus sollicité.

- **Surface afférente :**

$S = 10.02 \text{ m}^2$ calculer par l'Autocad.

Sdalle pleine = 5.601 m²

Scorps creux = 4.43 m²

- **Calcul des différents poids**

Poids des plancher :

- Poids du plancher terrasse (corps creux) = $6.38 \times 4.43 = 28.26 \text{ kN}$
- Poids du plancher étages courant (corps creux) = $5.34 \times 4.43 = 23.65 \text{ kN}$
- Poids de la dalle pleine pour RDC + 1^{er} étage = $5.15 \times 10.02 = 51.603 \text{ kN}$
- Poids de la dalle pleine pour les autres étages = $5.15 \times 5.601 = 28.84 \text{ kN}$
- Poids du plancher terrasse dalle pleine = $5.75 \times 5.601 = 32.205 \text{ kN}$
-

Poids des poutres principale et secondaire :

$$(0.3 \times (0.45 - 0.21) \times 25 \times 3.4) + (0.3 \times (0.45 - 0.21) \times 25 \times 2.48) = 10.58 \text{ kN}$$

Poids des poteaux :

- Poteau (h = 3.06) = $25 \times (3.06 - 0.45) \times 0.30^2 = 5.87 \text{ kN}$
- Poteau (h = 3.4) = $25 \times (3.4 - 0.45) \times 0.30^2 = 6.63 \text{ kN}$
- Poteau (h = 2.52) = $25 \times (2.52 - 0.45) \times 0.30^2 = 4.62 \text{ kN}$

Poids de l'acrotère :

$$(2.06 \times 3.74) = 7.70 \text{ kN}$$

Poids des murs :

- Pour l'étage d'habitation = $2.81 \times 3.74 \times (3.06 - 0.45) = 27.42 \text{ kN}$
- Pour l'étage RDC + 1^{er} étage = $2.81 \times 3.74 \times (3.14 - 0.45) = 28.27 \text{ kN}$
- Pour sous-sol = $2.81 \times 3.74 \times (2.52 - 0.45) = 21.75 \text{ kN}$

Tableau 3.14 Descente de charge du poteau de rive.

ETAGES	Niveau	DESIGNATION DES ELEMENTS	G (kN)	Q (kN)
9 ^{ème} ETAGES	N1	Poids de l'acrotère	7.70	10.02
		Poids du plancher terrasse	60.465	
		Poids des Poutres PP+PS	10.58	
		Poids du Poteau	5.87	
8 ^{ème} ETAGES	N2	N1+ Poids du plancher courant	87.82	24.5
		Poids des Poutres PP+PS	52.49	
		Poids du Poteau	10.58	
		Poids des murs	5.87	
7 ^{ème} ETAGES	N3	N2 X1	186.87 99.05	37.73
6 ^{ème} ETAGES	N4	N3 X1	285.92 99.05	49.49
5 ^{ème} ETAGES	N5	N4 X1	384.97 99.05	59.78
4 ^{ème} ETAGES	N6	N5 X1	484.02 99.05	68.6
3 ^{ème} ETAGES	N7	N6 X1	583.07 99.05	75.95
2 ^{ème} ETAGES	N8	N7 X2	682.12 99.05	83.27
1 ^{er} ETAGES	N9	N8 X2	781.17 99.77	114.61
RDC	N10	N9 X3	880.94 99.77	144.403
SS	N12	N11 X3	980.71 91.27	177.23

❖ Poteau d'angle :

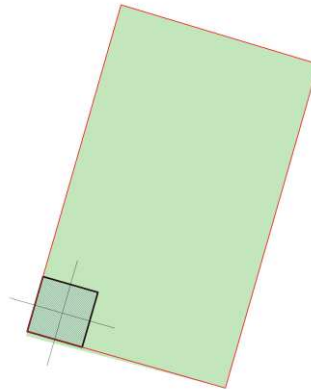


Figure 3.5 Section portée par le poteau d'angle le plus sollicité.

- **Surface afférente :**

$$S = 4.48 \text{ m}^2 \text{ calculer par l'Autocad.}$$

- **Calcul des différents poids**

Poids des plancher :

- Poids du plancher terrasse (corps creux) = $6.38 \times 4.48 = 28.58 \text{ kN}$
- Poids du plancher étages courant (corps creux) = $5.34 \times 4.48 = 9.82 \text{ kN}$
- Poids de la dalle pleine pour RDC + 1^{er} étage = $5.15 \times 4.48 = 23.072 \text{ kN}$

Poids des poutres principale et secondaire :

$$(0.3 \times (0.45 - 0.21) \times 25 \times 2.72) + (0.3 \times (0.45 - 0.21) \times 25 \times 1.65) = 9.50 \text{ kN}$$

Poids des poteaux

- Poteau (h = 3.06) = $25 \times (3.06 - 0.45) \times 0.3^2 = 5.87 \text{ kN}$
- Poteau (h = 3.4) = $25 \times (3.4 - 0.45) \times 0.3^2 = 6.63 \text{ kN}$
- Poteau (h = 2.52) = $25 \times (2.52 - 0.45) \times 0.3^2 = 4.65 \text{ kN}$

Poids de l'acrotère

$$(2.06 \times 4.37) = 9 \text{ kN}$$

Poids des murs

- Pour l'étage d'habitation = $2.81 \times 4.37 \times (3.06 - 0.45) = 32.05 \text{ kN}$
- Pour l'étage RDC + 1^{er} étage = $2.81 \times 4.37 \times (3.14 - 0.45) = 33.03 \text{ kN}$
- Pour sous-sol = $2.81 \times 4.37 \times (2.52 - 0.45) = 25.41 \text{ kN}$

Tableau 3.15 Descente de charge du poteau d'angle.

ETAGES	Niveau	Désignation des éléments	G (kN)	Q (kN)
9 ^{ème} ETAGES	N1	Poids de l'acrotère	9	4.48
		Poids du plancher terrasse	28.58	
		Poids des Poutres PP+PS	9.50	
		Poids du Poteau	5.87	
8 ^{ème} ETAGES	N2	N1+ Poids du plancher courant	53.96	11.2
		Poids des Poutres PP+PS	9.82	
		Poids du Poteau	9.50	
		Poids des murs	5.87	
			32.05	
7 ^{ème} ETAGES	N3	N2 X1	111.59 57.63	17.24
6 ^{ème} ETAGES	N4	N3 X1	169.22 57.63	22.62
5 ^{ème} ETAGES	N5	N4 X1	226.85 57.63	27.32
4 ^{ème} ETAGES	N6	N5 X1	284.48 57.63	31.36
3 ^{ème} ETAGES	N7	N6 X1	342.11 57.63	34.72
2 ^{ème} ETAGES	N8	N7 X2	399.74 57.63	38.03
1 ^{er} ETAGES	N9	N8 X2	457.37 72.63	52.37
RDC	N10	N9 X3	530 72.63	67
SS	N12	N11 X3	602.63 63.042	81

- **Dimensionnement des poteaux :**

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

$$N_u = \alpha \left[\frac{B_r * f_{c28}}{0,9 * \gamma_b} + \frac{A_s * f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

N_u : effort normal ultime (compression) = 1,35 G + 1,5 Q

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

λ : Élancement d'EULER : $\lambda = \frac{L_f}{i}$

L_f : Longueur de flambement : $L_f = k * l_0$

i : Rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

I : Moment d'inertie de la section : $I = \frac{b * a^3}{12}$

B : la surface de la section du béton : $a \times b$;

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

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

f_e : Limite élastique de l'acier ($f_e = 500 \text{ MPa}$) ;

f_{c28} : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28} = 30 \text{ MPa}$) ;

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.

-Moment d'inertie : $I = \frac{bh^3}{12}$

- Section du béton : $B = a \times b$

- Section réduite : $((a - 0.02) \times (b - 0.02))$

Selon le BAEL 91 modifié 99 :

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

On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que :

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{Si } \lambda \geq 50 \\ \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{Si } 50 < \lambda < 70 \end{cases}$$

On prend comme hypothèse $\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0,708$.

La section réduite du poteau est donnée par l'équation suivante :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{B \gamma_s} \right]} = 0.0531 \times N_u$$

Le minimum requis par le RPA 99 version 2003 :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(a, b) \geq 25 \text{ cm} \\ \min(a, b) \geq \frac{h_e}{20} \text{ cm} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \end{array} \right.$$

Avec :

(a, b) : Dimensions de la section ;

h_e : Hauteur d'étage ;

B : Section de béton du poteau ;

A_s : Section d'armatures ($A_s = 1\%B$) ;

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

Et pour la même zone sismique. on doit avoir au minimum : $D \geq 30 \text{ cm}$; h_e/D

Avec :

D : diamètre de la section.

h_e : Hauteur d'étage.

Vérification à l'ELS

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

Avec :

$$\delta_{ser} = N_{ser}/(B + \eta A_s) \leq 0.6f_{c28}$$

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 ($\eta = E_s/ E_b = 15$).

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

En remplaçant dans l'équation les différents termes par leur valeur, on obtiens

$$\delta_{ser} = \frac{N_{ser}}{1.15B} \leq 0.6f_{c28} = 18 \text{ Mpa}$$

Les Poteaux les plus sollicités sont :

Le poteau central : $S= 16.12 \text{ m}^2$

Le poteau de rive :S= 10.02 m²

Le poteau d'angle :S= 4.4

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

❖ **Le poteau central : S = 16.12m**

Tableau 3.16 Choix des sections des poteaux centraux (carrés).

Niveau	Ng (kN)	Nq (kN)	Nu (kN)	Br (cm ²)	a=b (cm)	RPA(cm ²)	le choix
9	127.299	16.12	196.03	104.09	12.20	25×25	25×25
8	236.566	40.3	379.81	201.67	16.20	25×25	25×25
7	354.1	62.062	571.12	303.26	19.41	25×25	25×25
6	455.1	81.406	736.49	391.07	21.77	25×25	25×25
5	564.367	98.33	909.39	482.88	23.97	25×25	25×25
4	673.634	112.84	1078.66	572.76	25.93	25×25	30×30
3	782.901	124.93	1244.31	660.72	25.70	25×25	30×30
2	892.168	136.97	1409.88	748.64	29.36	25×25	30×30
1	999.575	188.52	1632.20	866.69	31.43	25×25	35×35
RDC	1133.35	237.52	1886.30	1001.62	33.64	25×25	35×35
Sous sol	1238.77	291.53	2109.56	1120.17	35.46	25×25	40×40

- **Vérification de critère de résistance**

$$\frac{Nu}{B} = fu \leq 17 \text{ MPa}$$

Tableau 3.17 Vérification de critère de résistance (Poteaux centraux).

Niveaux	Nu	B	Nu/B	f bu	Vérification
9	196.03	25×25	3.1	17	Vérifiée
8	379.81	25×25	6.07	17	Vérifiée
7	571.12	25×25	9.13	17	Vérifiée
6	736.49	25×25	11.78	17	Vérifiée
5	909.39	25×25	14.55	17	Vérifiée
4	1078.66	30×30	11.98	17	Vérifiée
3	1244.31	30×30	13.82	17	Vérifiée
2	1409.88	30×30	15.66	17	Vérifiée
1	1632.20	35×35	13.32	17	Vérifiée
RDC	1886.30	35×35	15.39	17	Vérifiée
SS	2109.56	40×40	13.18	17	Vérifiée

• Vérification à l'ELS

Tableau 3.18 Vérification poteaux centraux à l'ELS.

Niveaux	Ns	B	Ns/1.15B	0.6fc28	Vérification
9	143.41	25×25	1.99	18	vérifiée
8	276.86	25×25	3.85	18	vérifiée
7	416.16	25×25	5.79	18	vérifiée
6	536.5	25×25	7.46	18	vérifiée
5	662.69	25×25	9.22	18	vérifiée
4	786.47	30×30	7.59	18	vérifiée
3	907.83	30×30	8.77	18	vérifiée
2	1029.13	30×30	9.94	18	vérifiée
1	1188.09	35×35	8.43	18	vérifiée
RDC	1370.87	35×35	9.73	18	vérifiée
SS	1530.25	40×40	8.31	18	vérifiée

❖ Le poteau de rive : $S=10.02 \text{ m}^2$

Tableau 3.19 Choix des sections des poteaux de rives (carrés).

Niveau	Ng (kN)	Nq (kN)	Nu (kN)	Br (cm ²)	a=b (cm)	RPA (cm ²)	le choix
9	87.82	10.02	133.587	70.93	10.42	25×25	25×25
8	186.87	24.5	289.024	153.47	14.38	25×25	25×25
7	285.92	37.73	442.58	235	17.32	25×25	25×25
6	384.97	49.49	593.94	315.38	19.75	25×25	25×25
5	484.02	59.78	743.09	394.58	21.86	25×25	25×25
4	583.07	68.6	890.04	472.61	23.73	25×25	25×25
3	682.12	75.95	1034.78	549.46	25.44	25×25	30×30
2	781.17	83.27	1179.48	626.30	27.02	25×25	30×30
1	880.94	114.61	1405.87	746.51	29.32	25×25	30×30
RDC	980.71	144.403	1589.80	844.18	31.05	25×25	35×35
SS	1071.98	177.23	1672.16	887.91	31.79	25×25	35×35

- Vérification de critère de résistance

$$\frac{Nu}{B} = fu \leq 17 \text{ MPa}$$

Tableau 3.20 Vérification de critère de résistance (Poteaux de rives).

Niveaux	Nu	B	Nu/B	f bu	Vérification
9	133.587	25×25	2.13	17	Vérifiée
8	289.024	25×25	4.62	17	Vérifiée
7	442.58	25×25	7.08	17	Vérifiée
6	593.94	25×25	9.50	17	Vérifiée
5	743.09	25×25	11.88	17	Vérifiée
4	890.04	25×25	14.24	17	Vérifiée
3	1034.78	30×30	11.49	17	Vérifiée
2	1179.48	30×30	13.10	17	Vérifiée
1	1405.87	30×30	15.62	17	Vérifiée
RDC	1589.80	35×35	12.97	17	Vérifiée
SS	1672.16	35×35	13.65	17	Vérifiée

- Vérification à l'ELS

Tableau 3.21 Vérification poteaux de rives a l'ELS.

Niveaux	Ns	B	Ns/1.15B	0.6fc28	Vérification
9	97.84	25×25	1.56	18	Vérifiée
8	211.37	25×25	3.33	18	Vérifiée
7	323.65	25×25	5.17	18	Vérifiée
6	434.46	25×25	6.95	18	Vérifiée
5	543.8	25×25	8.70	18	Vérifiée
4	651.67	25×25	10.42	18	Vérifiée
3	758.07	30×30	8.42	18	Vérifiée
2	864.44	30×30	9.60	18	Vérifiée
1	995.55	30×30	11.06	18	Vérifiée
RDC	1125.11	35×35	9.18	18	Vérifiée
SS	1249.21	35×35	10.19	18	Vérifiée

❖ Les poteaux D'angles : $S=4.48m^2$

Tableau 3.22 Choix des sections des poteaux d'angle (carrés).

Niveau	N_g (kN)	N_q (kN)	N_u (kN)	B_r (cm ²)	a=b (cm)	RPA (cm ²)	le choix
9	53.96	4.48	79.56	42.24	8.49	25×25	25×25
8	111.59	11.2	167.44	88.91	11.42	25×25	25×25
7	169.22	17.24	254.30	135.03	13.62	25×25	25×25
6	226.85	22.62	340.17	180.63	15.43	25×25	25×25
5	284.48	27.32	425.02	225.68	17.022	25×25	25×25
4	342.11	31.36	508.88	270.21	18.43	25×25	25×25
3	399.74	34.72	591.73	314.2	19.72	25×25	25×25
2	457.37	38.03	674.49	358.15	20.92	25×25	25×25
1	530	52.37	794.05	421.64	22.53	25×25	25×25
RDC	602.63	67	914.05	485.36	24.03	25×25	25×25
SS	665.67	81	1020.1	541.67	25.27	25×25	30×30

- **Vérification de critère de résistance**

$$N_u/B = f_u \leq 17 \text{ MPa}$$

Tableau 3.23 Vérification de critère de résistance (Poteaux d'angle).

Niveaux	N_u	B	N_u/B	f _{bu}	Vérification
9	79.56	25×25	1.27	17	Vérifiée
8	167.44	25×25	2.67	17	Vérifiée
7	254.30	25×25	4.06	17	Vérifiée
6	340.17	25×25	5.44	17	Vérifiée
5	425.02	25×25	5.80	17	Vérifiée
4	508.88	25×25	8.14	17	Vérifiée
3	591.73	25×25	9.46	17	Vérifiée
2	674.49	25×25	10.79	17	Vérifiée
1	794.05	25×25	12.70	17	Vérifiée
RDC	914.05	25×25	14.62	17	Vérifiée
SS	1020.1	30×30	11.33	17	Vérifiée

- Vérification à l'ELS

Tableau 3.24 Vérification poteaux d'angle a l'ELS.

Niveaux	Ns	B	Ns/1.15B	0.6f _c 28	Vérification
9	58.44	25×25	1.07	18	vérifiée
8	122.79	25×25	1.70	18	vérifiée
7	186.46	25×25	2.59	18	vérifiée
6	249.47	25×25	3.47	18	vérifiée
5	311.8	25×25	4.33	18	vérifiée
4	373.47	25×25	5.19	18	vérifiée
3	434.46	25×25	6.04	18	vérifiée
2	495.4	25×25	6.89	18	vérifiée
1	582.37	25×25	8.10	18	vérifiée
RDC	669.63	25×25	9.31	18	vérifiée
SS	746.67	30×30	7.21	18	vérifiée

3.4.1 Pré-dimensionnement des voiles

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés d'une part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux, d'autre part à reprendre une partie des charges verticales. Leur pré dimensionnement se fera conformément à l'RPA 99 version2003.

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

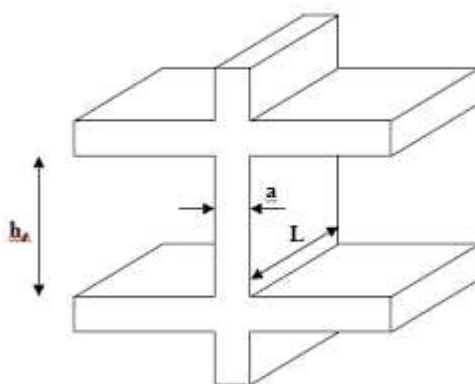


Figure 3.6 Coupe de voile en élévation.

$$a \geq \max \left\{ 15\text{cm}; \frac{he}{22} \right\}$$

- Pour le RDC : $he = 340 - 21 = 319 \text{ cm}$

$$a \geq \max\{15\text{cm}; 14.5\text{cm}\}$$

$$a \geq 15 \text{ cm}$$

- Pour les autres étages : $he = 306 - 21 = 285 \text{ cm}$

$$a \geq \max\{15\text{cm}; 12.95\text{cm}\}$$

$$a \geq 15 \text{ cm}$$

- On adoptera : $a = 20\text{cm}$ pour l'ensemble des étages

3.5 Conclusion

Après avoir fait les calculs nécessaires, nous sommes arrivés aux résultats suivants :

- Les planchers :

Hauteur du plancher $ht = 21 \text{ cm}$ soit un plancher de $(16+ 5) \text{ cm}$

- Les poutres :

Section des poutres principales $(30 \times 45) \text{ cm}^2$

Section des poutres secondaires $(30 \times 45) \text{ cm}^2$

- Les poteaux :

La section des poteaux est :

RDC ou 1^{eme} niveau $(35 \times 35) \text{ cm}^2$

2^{eme} ou 4^{eme} niveau $(30 \times 30) \text{ cm}^2$

5^{eme} ou 9^{eme} niveau $(25 \times 25) \text{ cm}^2$

- Les voiles :

Épaisseur des voiles $e = 20\text{cm}$.

4.1 Introduction

Les séismes font partie des cataclysmes naturels qui ont exercé une grande fascination sur l'humanité. Ils sont responsable de la destruction des villes entières, la cause de la mort des millions d'hommes et souvent des conséquences économiques désastreuses pour les pays touchés. Cela pose un ultime défi aux spécialistes de génie parasismique et aux ingénieurs en génie civil de concevoir des bâtiments, des ponts des barrages capables de résister aux forces dévastatrices engendrées par les tremblements de terre. [3]

La réglementation parasismique Algérienne qui est entrée en vigueur depuis 1981 et qui ne cesse d'être révisée et actualisée (en 1983, en 1988, en 1999 et en 2003) afin d'être plus réaliste et répondre aux nouvelles exigences, reste toujours insuffisante au vu des constatations faites durant tous les séismes qui nous ont frappés et marqués. [4]

Les méthodes linéaires élastiques classiques insuffisantes, du fait qu'ils n'approchent pas le comportement réel de la structure à savoir que la définition de la ductilité et la capacité a dissipé de l'énergie reste un sujet à discuter.

La double nécessité de mieux décrire la performance attendue d'une nouvelle construction soumise à un séisme et de mieux évaluer la vulnérabilité sismique d'un bâtiment existant a conduit entre autres au développement des méthodes de calculs non linéaires des structures.

Ce qui a encouragé les chercheurs à développer de nouvelles générations de méthodes de conception sismique, dans cette recherche Nous parlerons de l'effet de direction des tremblements de terre sur la construction.

4.2 Généralité sur les séismes

4.2.1 Description des séismes

Les séismes sont les risques naturels majeurs les plus meurtriers dans le monde, généralement associés à des dégâts considérables. Ils correspondent à une rupture superficielle ou profonde de roches résistantes. Au moment de la rupture, l'énergie libérée va se dissiper d'une part sous forme de chaleur et d'autre part, sous forme d'ondes qui se propagent à l'intérieur de la terre, se traduisant en surface par des vibrations du sol [3]. Il existe plusieurs types d'ondes sismiques (Figure 4.1). Tout d'abord, il y a des ondes de volume qui vont traverser la terre. Leur vitesse dépend du

matériau traversé et elle augmente avec la profondeur. On distingue deux types d'ondes de volume. Les ondes P, ou primaires, qui engendrent des dilatations et des compressions des sols parallèlement à la propagation de l'onde, sont les plus rapides. Les ondes S, ou secondaires, provoquent des mouvements du sol perpendiculaire à leur propagation. Ensuite, il existe aussi des ondes de surface qui se propagent parallèlement à la surface et qui sont moins rapides que celles de volumes mais par contre qui peuvent être de plus forte amplitude. Elles se décomposent en deux types, d'un côté les « ondes de Love » dont le déplacement se développe dans un plan horizontal perpendiculaire à la propagation de l'onde et les « ondes de Rayleigh » qui provoquent des déplacements complexes aussi bien verticaux qu'horizontaux [4].

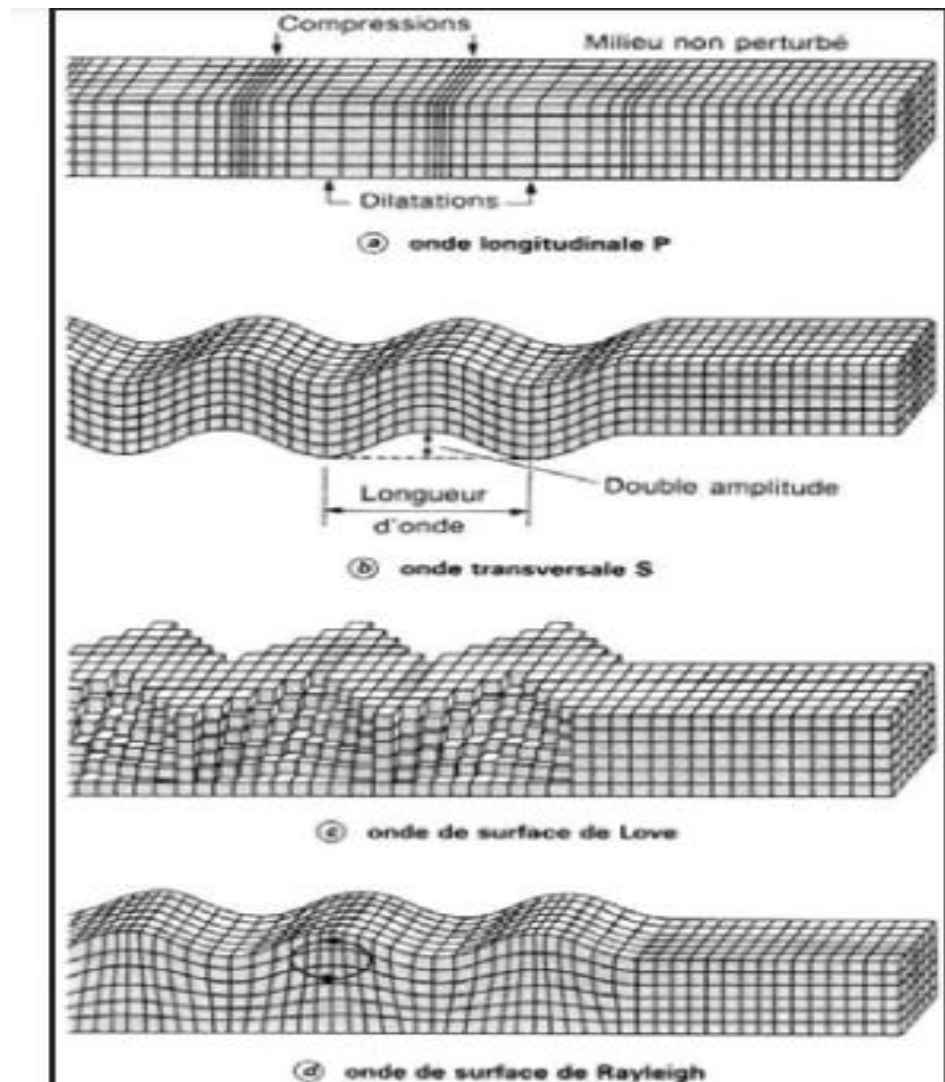


Figure 4.1 Représentation de différents mouvements du sol dus aux ondes [4].

4.2.2 Conséquences du séisme sur les structures :

➤ Déformations d'une structure dues à un séisme :

Pour illustrer les déformations dues au séisme, on considère une structure modélisée dans l'espace, symétrique par rapport à deux plans verticaux, aussi bien du point de vue des raideurs que des masses [5]. Les masses sont supposées concentrées aux nœuds (figure 4.2).

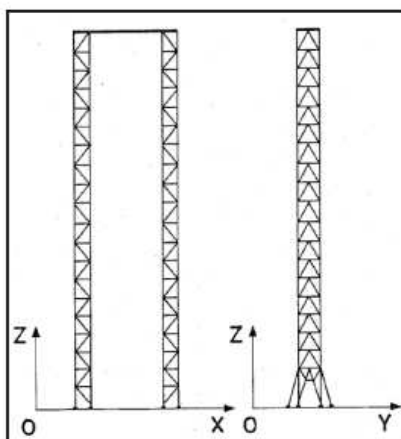
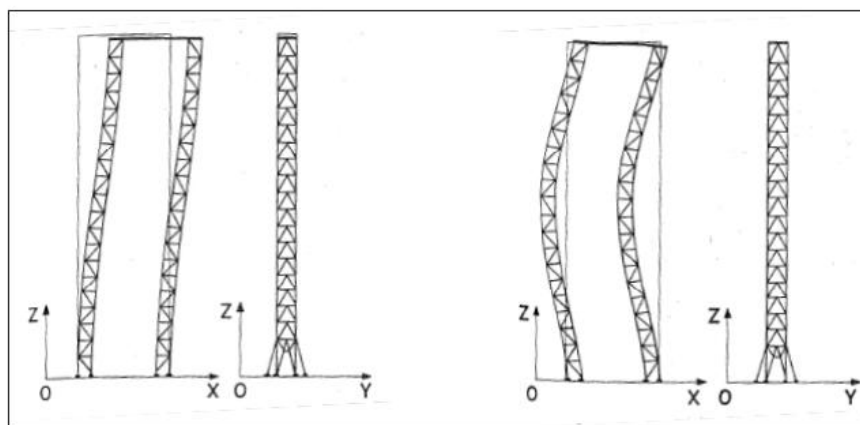


Figure 4.2 Modèle de structure symétrique [5].

Les principaux modes propres de vibration peuvent être groupés en 3 catégories :

- Les modes de vibration « horizontaux » dans le plan Oxz : les nœuds se déplacent dans des plans parallèles au plan Oxz. Ainsi, comme les déplacements horizontaux dans la direction Ox sont prépondérants par rapport aux déplacements verticaux (figure 4.3), seuls les éléments de structure contenus dans ces plans subissent des efforts [6].

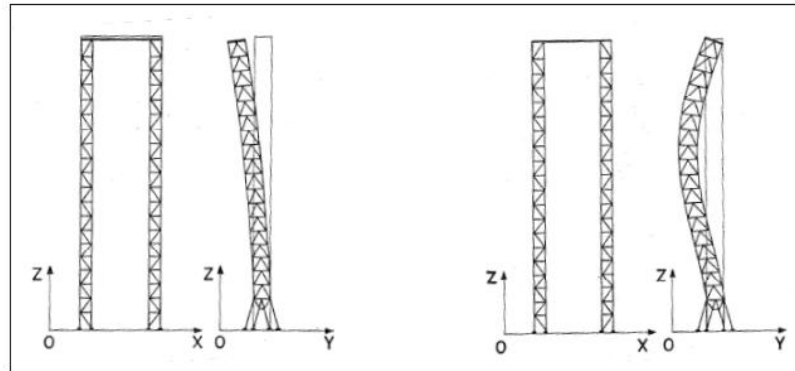


Mode 1, plan Oxz

Mode 2, plan Oxz

Figure 4.3 Modes de vibration dans le plan Oxz [6].

- Les modes de vibration dans le plan Oyz : ces modes sont analogues aux précédents avec les déplacements principaux des nœuds s'effectuant dans la direction Oy (figure 4.4). [7].

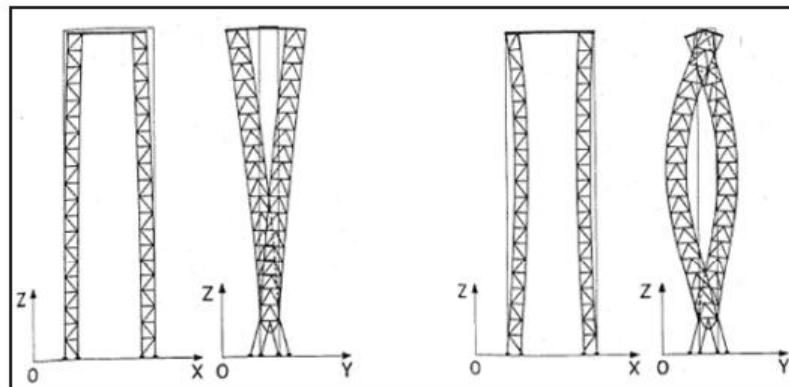


Mode 1, plan Oyz

Mode 2, plan Oyz

Figure 4.4 Modes de vibration dans le plan Oyz [7].

- Les modes de vibration de torsion, la structure subit une torsion autour de l'axe Oz. Les nœuds se déplacent dans des plans horizontaux de manière antisymétrique par rapport à cet axe (figure 4.5) [7].



Mode 1 de torsion

Mode 2 de torsion

Figure 4.5 Modes de vibration de torsion [7].

4.3 Effet de l'angle de la direction horizontale sismique sur les performances des constructions

L'analyse linéaire de accélérogrammes temporelle (LTHA) est utilisée de nos jours pour évaluer la performance sismique des bâtiments RC de grande hauteur et l'effet de l'angle d'incidence.

Le mouvement du sol d'entrée est appliqué aux structures sous différents angles par rapport aux axes principaux.

L'angle critique varie pour chaque structure en fonction du type de modèle, de la période fondamentale, etc.

Un modèle régulier et deux modèles irréguliers en plan sont considérés pour la présente étude.

Trois bâtiments, c'est-à-dire des bâtiments réguliers, en forme de Plus et en forme de H, sont modélisés dans ETABS.

Ils sont soumis à des forces sismiques à un certain angle d'incidence allant de 0 à 180 degrés avec une période fondamentale.

Les forces des colonnes, le déplacement maximal des étages et les cisaillements d'étage sont les différents paramètres pris en compte pour la comparaison.

Un bâtiment de cinq étages est considéré pour effectuer l'analyse du temps pour les données d'accélération du sol enregistrées à la station Los Angeles-baldwin hills pour le tremblement de terre de Northridge survenu le 17 janvier [11].

4.3.1 Étude numérique

Dans la présente étude, un bâtiment de 5 étages est considéré comme un cadre pour effectuer une analyse du temps pour les données d'accélération du sol enregistrées à la station de Los Angeles – Baldwin Hills pour le tremblement de terre de Northridge qui s'est produit le 17 janvier 1994, la même analyse est effectuée pour les modèles de bâtiments suivants :

- Bâtiment régulier (R)
- Bâtiment en forme de Plus (+)
- Bâtiment en forme de H

❖ Données sur le tremblement de terre de NorthRidge

- Accélération maximale = 234,182 cm/sec/sec à 10,40 sec.
- Vitesse maximale = 14,773 cm/sec à 15,68 s.

CHAPITRE 4 : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE SUR L'INFLUENCE DE DIRECTION DE SEISME SUR LES CONSTRUCTIONS

- Déplacement maximal = 5,791 cm à 28,14 secondes
- Distance de l'hypocentre = 18 km
- Magnitude = 6,69 (échelle de magnitude du moment)
- Intervalle de temps = 0,02 sec
- Nombre de points de données d'accélération enregistrés = 3001

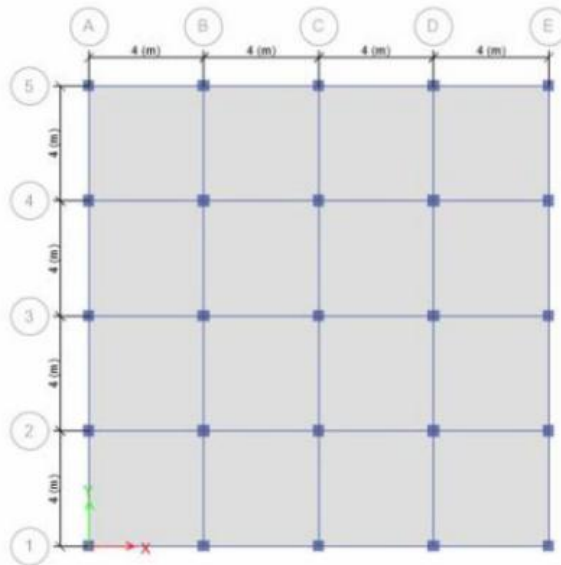


Figure 4.6 Plan du bâtiment régulier.

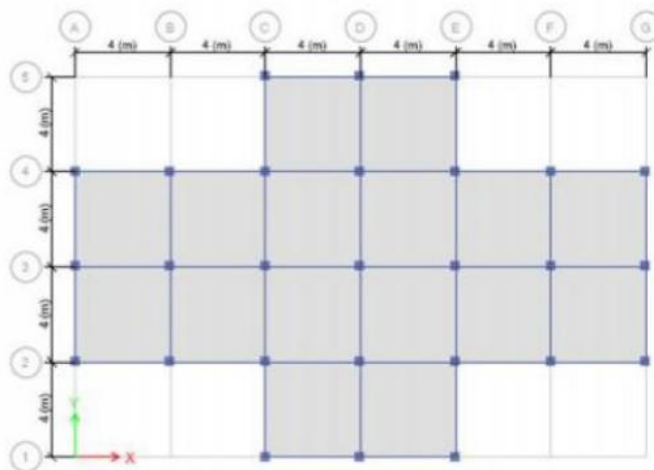


Figure 4.7 Plan d'un bâtiment en forme de plus.

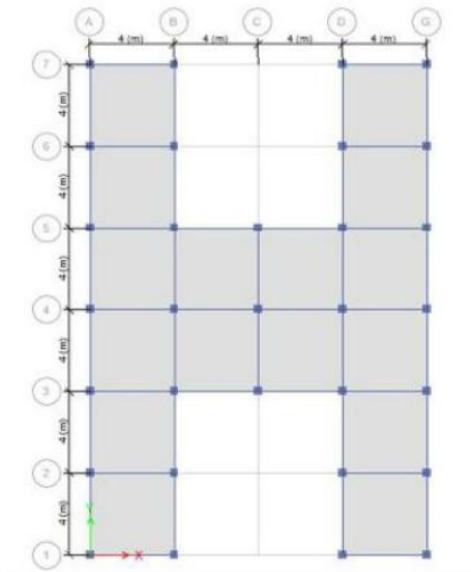


Figure 4.8 Plan du bâtiment en forme de H.

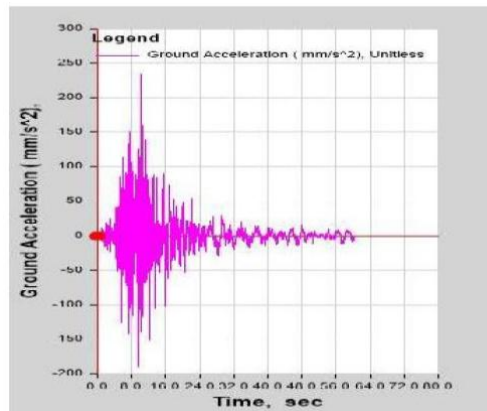


Figure 4.9 Accélérogramme du tremblement de terre de Northridge.

❖ Résultat et discussion

Les résultats de l'analyse chronologique sous forme de forces maximales des colonnes, du déplacement maximal et du cisaillement d'étage pour tous les bâtiments et leurs variations en pourcentage par rapport à un bâtiment ordinaire [11].

➤ Forces maximales des colonnes

Les valeurs des forces maximales des colonnes et leur variation avec l'angle d'incidence sont présentées à (la figure 4.10) et au (tableau 4.1). Pour le bâtiment régulier, les forces maximales sur les colonnes se sont produites lorsque l'accélération maximale du sol est appliquée à 135 degrés, la valeur a augmenté de 54 % par rapport à 0 degré. Pour le bâtiment de forme plus, les forces maximales des colonnes se sont produites lorsque l'accélération

CHAPITRE 4 : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE SUR L'INFLUENCE DE DIRECTION DE SEISME SUR LES CONSTRUCTIONS

maximale du sol est appliquée à 135 degrés, la valeur a augmenté de 50% par rapport à 0 degré. Pour les bâtiments en forme de H, les forces maximales des colonnes s'est produite lorsque l'accélération maximale du sol est appliquée à 45 degrés, la valeur a augmenté de 45% par rapport à 0 degré. [11].

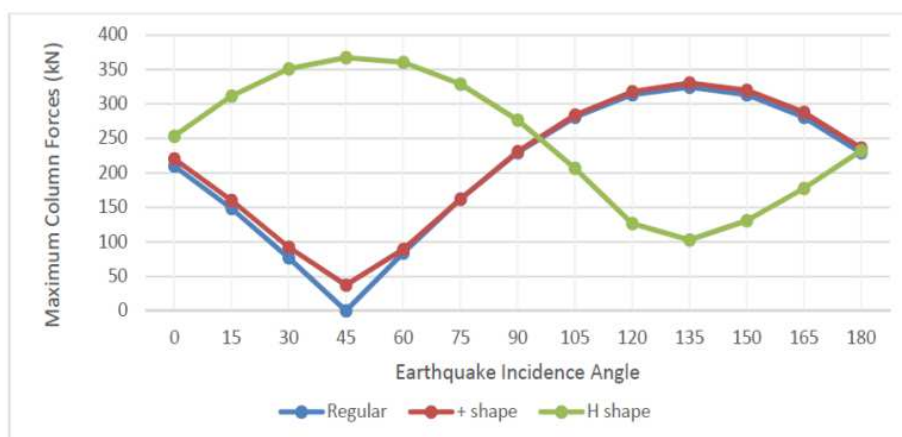


Figure 4.10 Variation des forces maximales de la colonne en fonction de l'angle d'incidence.

Tableau 4.1 Forces maximales des colonnes et variation en %.

Angle d'incidence	Forces maximales des colonnes					
	régulier	Différence %	forme plus	Différence %	H forme	Différence %
0	210.14	220.55	253.26
15	148.59	-29	160.24	-27	311.36	23
30	76.92	-63	92.22	-58	350.99	39
45	0.00	-100	37.17	-83	367.09	45
60	83.95	-60	88.95	-60	360.27	42
75	162.17	-23	161.77	-27	328.91	30
90	229.35	9	230.82	5	276.69	9
105	280.89	34	284.13	29	206.80	-18
120	313.29	49	318.08	44	126.53	-50
135	324.34	54	330.35	50	102.90	-59
150	313.29	49	320.12	45	130.85	-48
165	280.89	34	288.06	31	177.67	-30
180	229.35	9	236.38	7	232.11	-8

➤ Déplacement maximal des étages

Les valeurs du déplacement maximal de l'étage et la variation avec l'angle d'incidence sont présentées à (la figure 4.11) et au (tableau 4.2). Pour un bâtiment de forme régulière, le

CHAPITRE 4 : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE SUR L'INFLUENCE DE DIRECTION DE SEISME SUR LES CONSTRUCTIONS

déplacement maximal de l'étage s'est produit lorsque l'accélération maximale du sol est appliquée à 165 degrés, la valeur a augmenté de 6% par rapport à 0 degré.

Pour le bâtiment de forme Plus, le déplacement maximal de l'étage s'est produit lorsque le pic de l'accélération maximale du sol est appliquée à 180 degrés a augmenté de 7% par rapport à 0 degré. Pour le bâtiment en forme de H le déplacement maximal de l'étage s'est produit lorsque l'accélération maximale du sol est appliquée à 90 degrés valeur a augmenté de 24% par rapport à 0 degré. [11].

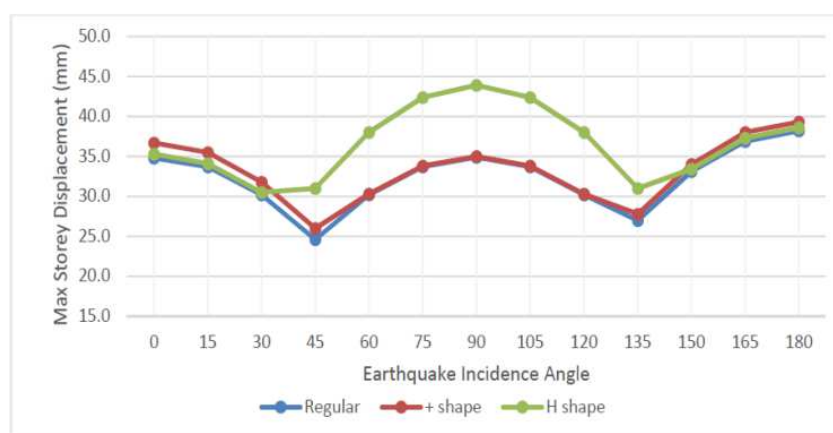


Figure 4.11 Variation du déplacement maximal en fonction de l'angle d'incidence.

Tableau 4.2 Déplacement maximal des étages et variation en %.

Angle d'incidence	Déplacement maximal des étages					
	régulier	Différence %	forme plus	Différence %	H forme	Différence %
0	34.8	36.7	35.3
15	33.7	-3	35.5	-3	34.1	-3
30	30.2	-13	31.8	-13	30.5	-14
45	24.6	-29	26.0	-29	31	-12
60	30.2	-13	30.3	-17	38	8
75	33.7	-3	33.8	-8	42.4	20
90	34.9	0	35	-5	43.9	24
105	33.7	-3	33.8	-8	42.4	20
120	30.2	-13	30.3	-17	38	8
135	27	-22	27.8	-24	31	-12
150	33.1	-5	34	-7	33.4	-5
165	36.9	6	38	4	37.3	6
180	38.2	10	39.3	7	38.6	9

➤ Cisaillement maximal de l'étage

Les valeurs du cisaillement maximal de l'étage et la variation avec l'angle d'incidence sont présentées à (la figure 4.12) et au (tableau 4.3).

Pour un bâtiment de forme régulière, le cisaillement maximal de l'étage a s'est produit lorsque l'accélération maximale du sol est appliquée le long des axes principaux (0 et 90 degrés). la valeur a augmenté de 6% par rapport à 0 degré. Pour les bâtiments de forme plus, le cisaillement maximal de l'étage a eu lieu lorsque l'accélération maximale du sol est appliquée à 180 degrés, la valeur a augmenté de 1% par rapport à 0 degré. Pour les bâtiments en forme de H, le cisaillement maximal de l'étage a eu lieu lorsque l'accélération maximale du sol est appliquée à 90 degrés, la valeur augmente de 15% par rapport à 0 degré.

En considérant les valeurs de l'angle d'incidence critique de tous les modèles,

Le bâtiment en forme de Plus a montré une variation négligeable de la force maximale de la colonne par rapport au bâtiment ordinaire tandis que le bâtiment en forme de H a montré une augmentation de 13,2% de la force maximale de la colonne par rapport au bâtiment régulier. [11].

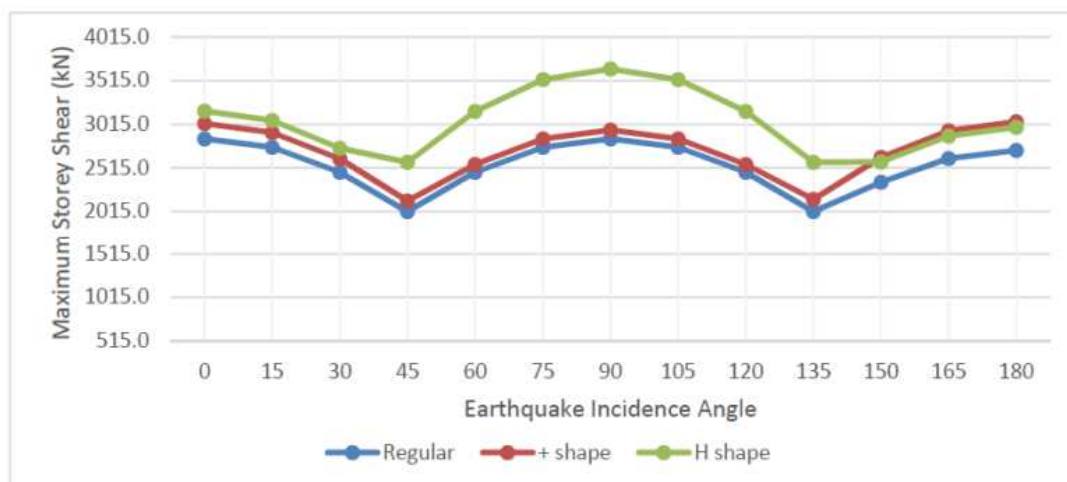


Figure 4.12 Variation du cisaillement maximal de l'étage en fonction de l'angle d'incidence.

Tableau 4.3 Cisaillement maximal de l'étage et variation en %.

Angle d'incidence	Cisaillement maximal de l'étage					
	régulier	Différence %	forme plus	Différence %	H forme	Différence %
0	2849.2	3024.6	3166.8
15	2752.1	-3	2921.6	-3	3058.9	-3
30	2467.5	-13	2621.6	-13	2742.2	-13
45	2014.7	-29	2138.7	-29	2582.2	-18
60	2467.5	-13	2554	-16	3162.6	0
75	2752.1	-3	2848.6	-6	3527.4	11
90	2849.1	0	2949.1	-2	3651.8	15
105	2752.1	-3	2848.6	-6	3527.4	11
120	2467.5	-13	2554	-16	3162.6	0
135	2014.7	-29	2153.5	-29	2582.2	-18
150	2352.7	-17	2637.5	-13	2582.2	-18
165	2624.1	-8	2941.7	-3	2880.7	-9
180	2716.7	-5	3045.5	1	2982.4	-6

4.4 Les méthodes de calculs des combinaisons modales

4.4.1 Introduction

Le règlement "R.P.A.2003" propose trois méthodes de calcul des forces sismiques: la méthode statique équivalente, la méthode modale spectrale et la méthode temporelle par accélérogrammes. Parmi ces trois méthodes, la méthode modale spectrale est largement utilisée pour le calcul à cause de sa simplicité et de ses résultats satisfaisants. Cependant, la précision de cette méthode dépend beaucoup du nombre de modes considéré et du type de combinaison choisi pour ces modes (SRSS, CQC, Gupta ou Hadjian) [9].

4.4.2 Les Différentes Combinaisons

De manière généralisée, toutes les méthodes de combinaisons de réponses modales peuvent être représentées par une seule équation :

$$R_P = \sqrt{\sum_{j=1}^n \sum_{k=1}^n C_{jk} R_{pj} R_{pk}}$$

Les coefficients C_{jk} peuvent être définis de manière unique pour chaque méthode.

➤ **Racine carrée de la somme des carrés (SRSS)**

La SRSS est à la base de toutes les méthodes de combinaison des réponses modales non corrélées. Toutes les méthodes de combinaison des composantes de réponse déphasées sont équivalentes à la SRSS s'il n'y a pas des modes. Dans le cas de SRSS :

$$C_{jk} = 1.0 \text{ pour } \{j = k\}$$

$$C_{jk} = 0.0 \text{ pour } \{j \neq k\}$$

Combinaison SRSS réduit à:

$$R_p = \sqrt{\sum_{i=1}^n R_{pi}^2}$$

➤ **La combinaison quadratique complète de Der Kiureghian (CQC)**

Der Kiureghian [12] présente une méthodologie similaire à la combinaison à double somme de Rosenbleuth pour l'évaluation de la corrélation modale pour l'analyse du spectre de réponse sismique ; elle est également basée sur l'application de la théorie des vibrations aléatoires, mais utilise une durée infinie de bruit blanc pour représenter la charge sismique. Une formule pour le calcul des coefficients C_{jk} en fonction des fréquences circulaires modales et des rapports d'amortissement modaux a été dérivée :

$$C_{jk} = \frac{8 \left(\sqrt{\beta_j \beta_k w_j w_k} \right) \times (\beta_j w_j + \beta_k w_k) \times w_k w_j}{(w_j^2 - w_k^2)^2 + 4 \beta_j \beta_k w_j w_k \times (w_j^2 + w_k^2) + 4 (\beta_j^2 + \beta_k^2) w_j^2 w_k^2}$$

➤ **Méthode de Lindly-Youw**

Mathématiquement, la méthode de Lindly-Youw [13] est définie par les équations suivantes :

$$0 \leq \alpha_i \leq 1.0 \quad ; \quad \alpha_i = \frac{Z_{pa}}{S_{ai}}$$

$$R_{ri} = R_i \times \alpha_i$$

$$R_{pi} = R_i \times \alpha_i$$

$$R_p = \sqrt{\sum_{j=1}^n \sum_{k=1}^n C_{jk} R_{pj} R_{pk}}$$

$$R_t + \sqrt{R_r^2 + R_p^2}$$

➤ **Hadjian méthode**

La méthode Hadjian à la même limite que la méthode de Lindley-Yow dans la gamme des basses fréquences. Car la définition de α_i est identique. Cependant la méthode Hadjian possède des contradictions internes en ce qui concerne les relations supposées entre les composantes de réponse en phase et hors phase.

➤ **Gupta méthode**

La méthode de Gupta [14] est identique dans sa forme à la méthode de Lindley - Yow. La seule différence très significative est la définition de α_i . Les équations président restent les mêmes. Dans la méthode de Gupta, α_i est une fonction explicite de la fréquence.

La base originale de la définition de α_i est semi-empirique, qui définit α_i comme une fonction continue de la fréquence, a été développée à partir des résultats des études numériques.

4.4.3 Comparaison entre les méthodes des combinaisons modales

➤ **Description de travail**

Lors d'une réunion du Comité de l'ASCE sur l'analyse sismique (Analysis Standard for Safety-Class Nuclear Structures), Hadjian et Gupta ont été invités [15] à appliquer leurs méthodes de combinaison modale à un ensemble de problèmes spécifiques, afin de pouvoir effectuer une comparaison. Cinq bâtiments à 3 degrés de liberté devaient être analysés. Les cinq bâtiments sont identiques, sauf que leurs rigidités sont augmentées proportionnellement, de sorte que leurs fréquences fondamentales varient de 2 à 64 Hz.

Chacun des cinq bâtiments devait être soumis à six accélérogrammes de mouvement, trois mouvements du sol et trois mouvements de la structure. Dans cette recherche, ces accélérogrammes de mouvement sont désignés comme Séisme 1 à Séisme 6. Les tremblements de terre 1 à 3 sont, respectivement, ceux de San Fernando (Holywood Storage, 1917, EW), Taft (1952, S69E) et Olympia (1949, S86W). Les trois accélérogrammes de mouvement en structure ont été fournis par le comité ; leur source est inconnue.

Chacun des cinq bâtiments a été analysé pour chacune des accélérogrammes des mouvements par la méthode d'accélérogramme temporel et la méthode du spectre de réponse.

Les valeurs du spectre de réponse ont été combinées en utilisant la méthode SRSS, la méthode de Kennedy, la méthode de Gupta et la méthode de Hadjian.

Ces valeurs ont été comparées avec les valeurs maximales absolues correspondantes de la méthode de l'accélérogramme temporel. Les réponses d'intérêt étaient les déplacements de l'étage, les forces d'inertie de l'étage, les cisaillements de l'étage et les moments de l'étage. et

les moments de l'accélérogramme. On a rapidement constaté que les déplacements de l'étages ont dominés par le mode fondamental, Par conséquent, les valeurs de leur spectre de réponse étaient insensibles à la méthode de combinaison. Toutes les méthodes ont donné déplacements en accord presque parfait avec les valeurs correspondantes de l'historique temporel. Par conséquent, les déplacements ont été retirés de la comparaison.

L'erreur dans la méthode du spectre de réponse est définie comme suit :

$$erreur\% = \left(\frac{\text{valeur du spectre de réponse}}{\text{valeur de l'histoire dans le temps}} - 1 \right)$$

Tableau 4.4 Résumé statistique des erreurs en pourcentage.

	SRSS	Kennedy	Hajian	Gupta
Erreur absolue maximale	41	37	38	21
Erreur moyenne	- 1.3	- 1.5	4.1	-0.8
Écart-type	16.9	10.7	8.8	3.7
Ecart-type relatif	4.6	2.9	2.4	1.0

Un résumé statistique des erreurs dans les différentes méthodes de combinaison modale est présenté dans le tableau (4.4).

L'erreur moyenne dans toutes les méthodes est relativement insignifiante. Le paramètre d'erreur le plus important à prendre en considération est l'écart-type relatif. Par rapport à la valeur de la méthode de Gupta, l'écart-type relatif pour la méthode de Hadjian est de 2,4, celui de Kennedy est de 2,9 et celui de la méthode SRSS de 4,6. Ainsi, les quatre méthodes sont listées dans l'ordre croissant de précision dans le tableau (4.4), à savoir, SRSS, Kennedy, Hadjian et Gupta. La méthode de Gupta donne les résultats du spectre de réponse qui sont les plus proches des résultats de l'accélérogramme temporelle, et sont bien dans la gamme de précision acceptable.

➤ **Comparaison de l'analyse de l'accélérogrammes et des résultats spectre de réponse de les méthodes SRSS ,Gupta, Kenndy et Hajian**

L'objectif de la présente étude, comme expliqué plus haut, est d'examiner la validité de la méthode de Gupta de combinaison modale de Gupta dans la méthode du spectre de réponse d'analyse. D'autres méthodes ont été considérées pour établir leur validité relative. Il s'agit de la méthode SRSS la méthode de Kennedy et la méthode de Hadjian. Le site base de la validation est la proximité entre les résultats obtenus en

utilisant l'une des méthodes de combinaison modale en compétition, avec les valeurs maximales absolues correspondantes obtenues à partir du temps de réponse.

L'analyse de l'accélérogramme, en considérant cette dernière comme la norme. Cinq bâtiments ont été analysés, chacun soumis à six l'accélérogramme de mouvement, soit un total de 30 cas .Pour chaque cas, les quantités suivantes ont été comparées : déplacements, forces d'inertie, forces de cisaillement et moments de renversement à trois niveaux d'étages. Les déplacements issus de l'accélérogramme temporelle étaient presque identiques à ceux de l'analyse du spectre de réponse, quelle que soit la technique de combinaison. Il en est ainsi parce que dans tous les cas les déplacements du premier mode ont dominé la réponse. Par conséquent, les déplacements ont été éliminés de la comparaison. Ainsi, pour un total de 30 cas, 9 quantités chacune ont été comparées, soit un total de 270 quantités.

Erreurs dans les résultats du spectre de réponse (combinés parles différentes méthodes) par rapport aux résultats de l'accélérogramme ont été calculées pour les trois mouvements du sol et les trois mouvements dans la structure et sont rapportées dans le rapport original détaillé, [16]. Pour des raisons de brièveté, nous rapportons ici les résultats pour un seul mouvement de sol (séisme1) et un mouvement dans la structure (tremblement de terre 4). Tous nos calculs ont été effectués en utilisant un rapport d'amortissement de 5 %. Hadjian a effectué ses calculs pour les tremblements de terre 1 à 3 en utilisant un amortissement de 5% et pour les tremblements de terre 4 à 6 en utilisant un amortissement de 2%. Il est évident que la méthode de combinaison modale de Gupta donne des résultats avec moins d'erreur par rapport aux résultats de l'accélérogramme temporelle.

Les figures (4.13) et (4.14) montrent une comparaison graphique entre la méthode de l'accélérogramme temporel et le spectre de réponse.la méthode de l'accélérogramme temporel et la méthode du spectre de réponse lorsque la combinaison modale a été faite par la méthode de Gupta, pour les séismes 1 et 4, respectivement.

Les résultats de l'accélérogramme temporel sont représentés par des lignes pleines et les résultats du spectre de réponse par des lignes pointillées. Chaque tracé a été mis à l'échelle de façon à ce que la valeur maximale soit toujours égale à l'unité. La concordance entre les deux séries de résultats est très bonne.

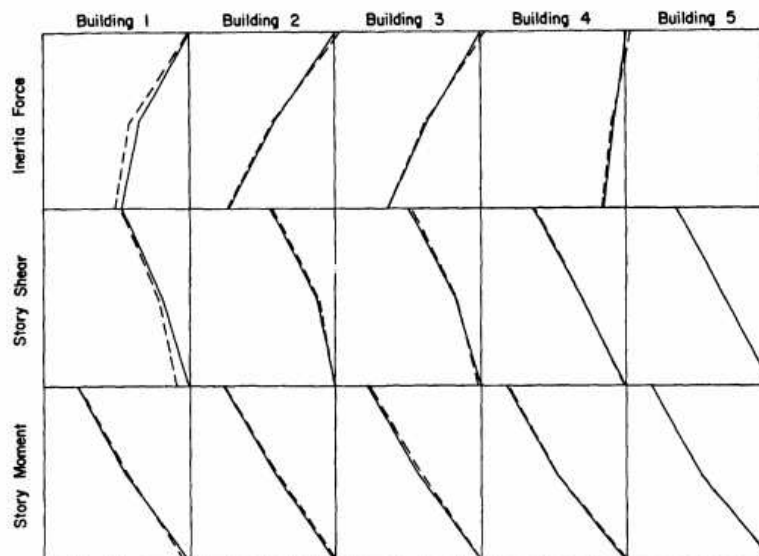


Figure 4.13 Comparaison entre le spectre de réponse (méthode de Gupta, lignes pointillées) et les résultats de l'accélérogramme temporel (lignes pleines), Tremblement de terre 1.

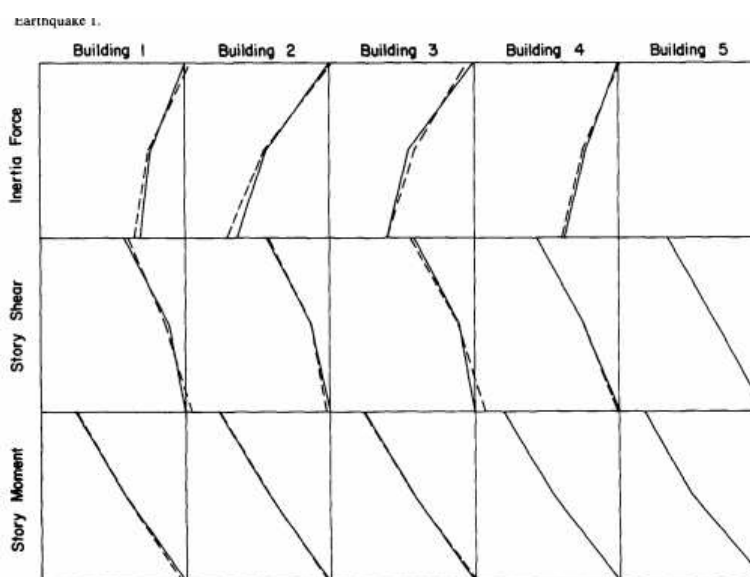


Figure 4.14 Comparaison entre le spectre de réponse (méthode de Gupta, lignes pointillées) et les résultats de l'accélérogramme temporel (lignes pleines), Séisme 4.

4.5 Les combinaisons de direction

4.5.1 Introduction

Lorsqu'une structure est soumise à des risques sismiques, elle doit être conçue pour résister aux mouvements sismiques de manière égale (de préférence) depuis toutes les directions possibles. Une conception structurelle basée sur la prise en compte des effets

orthogonaux des tremblements de terre peut aboutir à des dimensions insuffisantes des éléments, car une distribution défavorable des forces internes dans les éléments structurels se développerait généralement sous les effets combinés d'un mouvement sismique.

De nombreuses études ont étudié les effets bidirectionnels en utilisant plusieurs méthodes d'analyse [17].

- La procédure de la racine carrée de la somme des carrés (SRSS).
- Les règles 30 et 40% sont des approximations simplifiées de la méthode SRSS.
- la règle CQC3 (combinaison quadratique complète dans trois directions).

4.5.2 Règles de combinaison directionnelle

➤ Règle des 30% (ou 40%)

Dans les codes qui utilisent la règle des 30 %, celle-ci est généralement décrite comme suit [18] :

Cas 1 : Combinez la réponse résultant de 100% de la charge transversale avec la réponse correspondante de 30% de la charge longitudinale.

Cas 2 : Combinez la réponse résultant de 100% de la charge longitudinale avec la réponse correspondante de 30% de la charge transversale.

$$\begin{cases} cas1: R = 1.0R_x + 0.3R_y \\ cas2: R = 0.3R_x + 1.0R_y \end{cases}$$

La règle des 40% est définie de manière similaire dans les codes [18] [19].

➤ SRSS (racine carrée de la somme des carrés)

Pour une structure soumise à l'action des trois composantes d'un mouvement sismique, lorsque les réponses de chaque composante sont analysées séparément, la réponse maximale représentative induite par le séisme d'intérêt devrait être obtenue par la combinaison SRSS des réponses maximales représentatives des trois composantes du tremblement de terre calculées séparément comme suit [19] :

$$R = \sqrt{R_x^2 + R_y^2 + R_z^2}$$

➤ La règle CQC3

La règle CQC3 est l'expansion complète de la règle SRSS. Son concept et son algorithme ont été proposés par Menun et Der Kiureghian [20]. Son expression générique

tient compte du coefficient de corrélation du modèle C_{ij} entre les modes de vibration et l'angle critique θ entre l'excitation sismique et l'axe de la structure. [21].

Le calcul de la règle CQC3 est régi par un ensemble de trois équations comme suit :

$$\begin{cases} R = \sqrt{(R^1)^2 + (R^2)^2 + (R^3)^2} \\ R^k = \sqrt{\sum_i \sum_j C_{ij} R_i^k R_j^k} ; k = 1 \sim 3 \\ R_i^k = R_i^{kx} \cos \theta + R_i^{ky} \sin \theta ; k = 1 \sim 3 \end{cases}$$

➤ **La méthode de l'accélérogramme temporel**

Représente les déplacements réels d'une masse donnée sur la structure et dépend du déplacement relatif de la masse dans on tonne et du nombre de modes.

4.6 Comparaison des déplacement de masse de la méthode de l'accélérogramme temporel avec les méthodes CQC et SRSS

Le calcul de l'analyse modale d'une structure à cinq étages avec les dimensions de colonnes $b / h = 30/30$ cm a été réalisé, les poutres de la construction ont été observées comme étant absolument rigides dans la direction des oscillations, la hauteur entre les étages de la structure est de 3,0 m, la portée des poutres est de 6,0 m. La portée des poutres est de 6.0 m, et les masses sont concentrées au niveau des structures inter-étages (poutres), respectivement : $m_1 = m_2 = m_3 = m_4 = 6$ tonnes, $m_5 = 3$ tonnes

Les masses sont numérotées du premier au cinquième étage. Le coefficient d'amortissement de la structure est $\xi=5$ et l'accélération du support est $a_g=0,35g$.

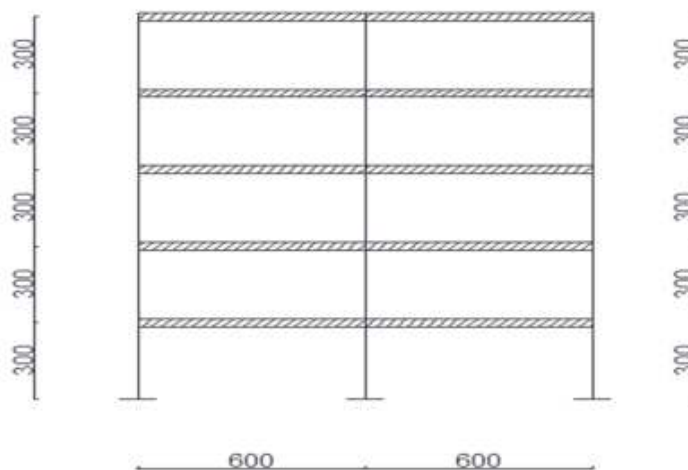


Figure 4.15 Structure par défaut de cinq étages.

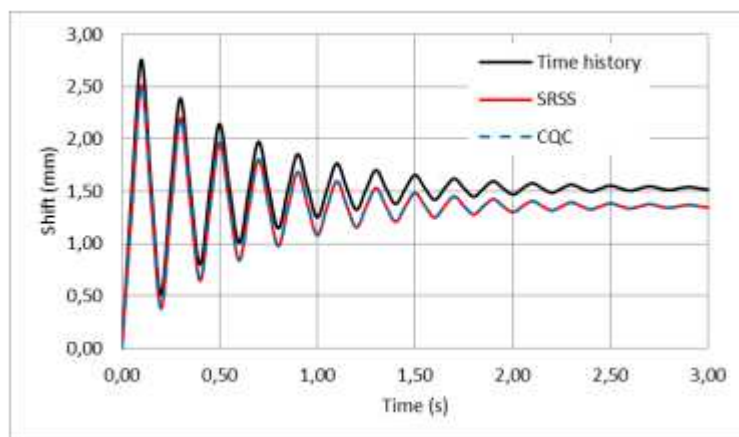


Figure 4.16 Comparaison du déplacement de la masse 1 par l'accélérogramme, le SRSS et le CQC.

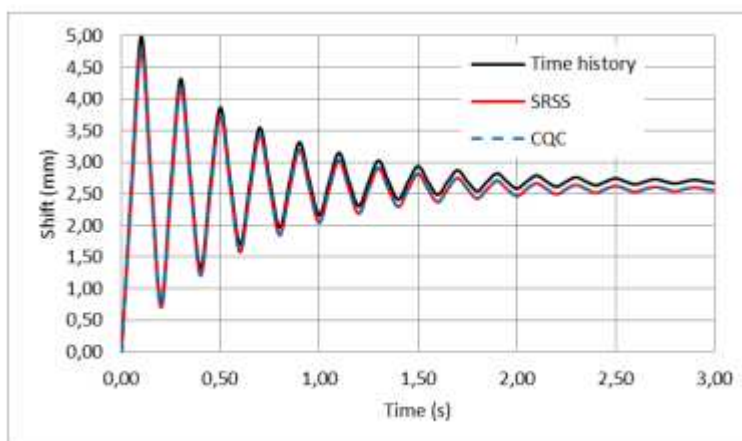


Figure 4.17 Comparaison du déplacement de la masse 2 par l'accélérogramme, le SRSS et le CQC.

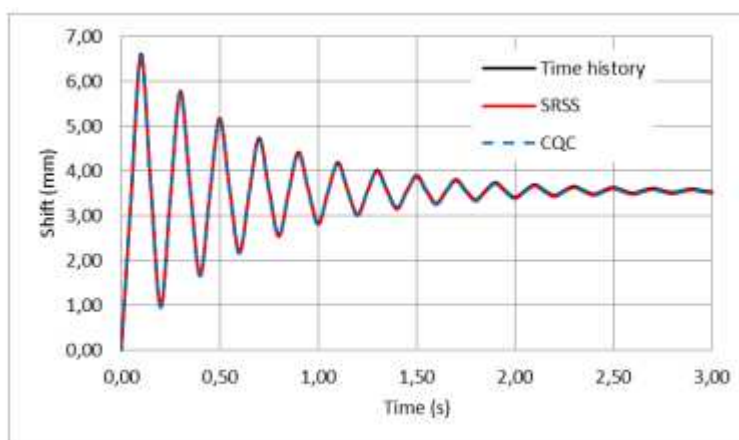


Figure 4.18 Comparaison du déplacement de la masse 3 par l'accélérogramme, SRSS et CQC.

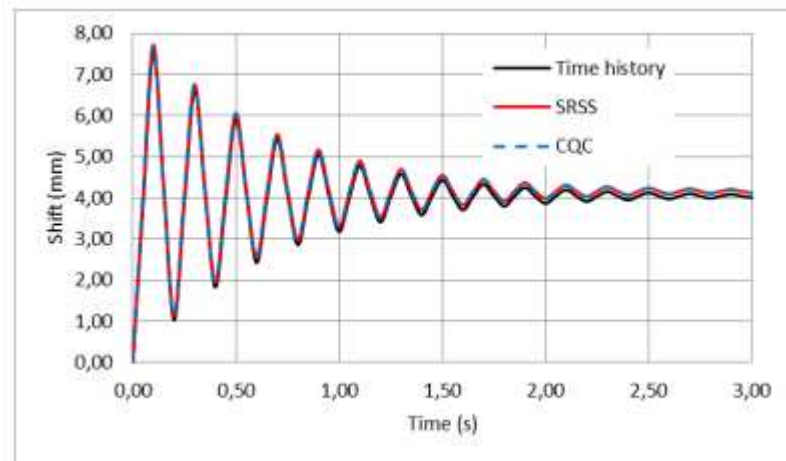


Figure 4.19 Comparaison du déplacement de la masse 4 par l'accélérogramme, SRSS et CQC.

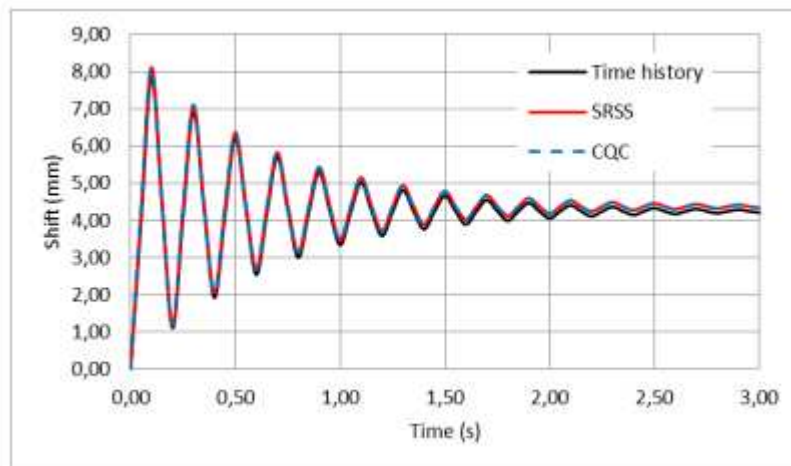


Figure 4.20 Comparaison du déplacement de la masse 5 par l'accélérogramme, SRSS et CQC.

D'après les résultats et les figures obtenus, nous pouvons voir que les décalages de masse selon l'histoire du temps, SRSS et CQC sont approximativement égaux, seulement il y a de petites différences dans la masse 1 entre l'accélérogramme temporel et les deux autres méthodes (SRSS et CQC).

4.7 Conclusion

Dans ce chapitre nous avons présentés une étude bibliographique sur l'influence de direction de séisme sur les bâtiments ainsi que les différents combinaisons modal et règles de combinaison directionnelle .D'après les différents recherches réalisé on peut conclure que :

- Les chercheurs distinguent deux types d'ondes sismiques. Les ondes de volume, Les ondes de surface.

- Les bâtiments en forme de H sont plus vulnérables aux tremblements de terre que les bâtiments plus et réguliers.
- La méthode de Gupta donne les résultats du spectre de réponse qui sont les plus proches des résultats de l'accélérogramme temporelle.
- la méthode de combinaison modale de Gupta donne des résultats avec moins d'erreur par rapport aux résultats de l'accélérogramme temporelle.
- les résultats selon les trois méthodes sont approximativement les mêmes, seulement il y a des petites différences dans la masse 1 entre l'histoire du temps et les deux autres méthodes (SRSS et CQC).

5.1 Introduction

Les forces d'origine sismique agissantes sur la structure pendant un séisme constituent le problème majeur en génie parasismique, connaissant l'intensité et la loi de variation dans le temps de ces forces, le concepteur pourrait dimensionner les ouvrages en leur assurant une rigidité et une résistance suffisante pour limiter les dommages.

5.2 Choix de la méthode de calcul

Les Règles Parasismiques Algériennes (RPA99 v2003) proposent trois méthodes de calcul des sollicitations qui sont :

- La méthode statique équivalente ;
- La méthode d'analyse modale spectrale ;
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes. Notre projet est :
 - ✓ De forme irrégulière ;
 - ✓ Implantée en Zone sismique II ;
 - ✓ Groupe d'usage 2 ;
 - ✓ Hauteur totale égale à 30.94 m.

Donc les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes vérifiées, c'est pour cela l'étude sismique sera conduite par l'analyse modale spectrale qui a été faite avec le logiciel de calcul « ETABS 2016 ».

5.2.1 La méthode dynamique modale spectrale [1]

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Les résultats de l'analyse spectrale peuvent être combinés avec les résultats de l'analyse statique pour le dimensionnement de la structure.

➤ Le Spectre de réponse de calcul

Représentation graphique du spectre de réponse :

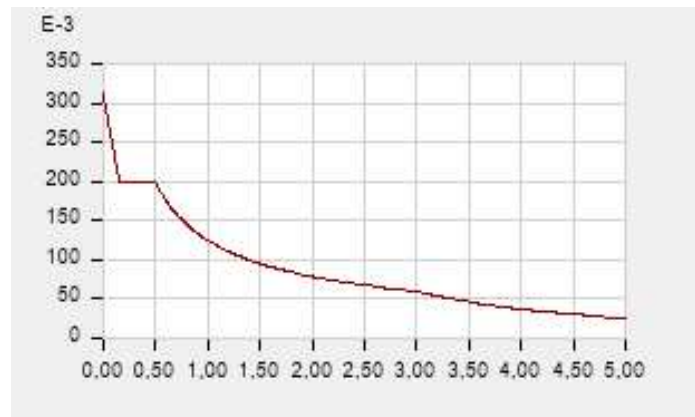


Figure 5.1 Spectre de réponse.

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales (suivant les axes centraux principaux des deux structures en plan) selon la formule :

- A : Coefficient d'accélération de zone $A = 0.15 \begin{cases} \text{Groupe d'usage 2} \\ \text{Zone sismique IIb} \end{cases}$
- D : Facteur d'amplification dynamique moyen

En fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T) & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases} \quad [1]$$

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau [1]

Site meuble S3 $\begin{cases} T_1 = 0.15 s \\ T_2 = 0.50 s \end{cases}$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par : $\eta = \sqrt{7/(2 + \varepsilon)} \geq 0.7$

avec ; $\xi = 7\% \rightarrow \eta = 0.88$

Estimation de la période fondamentale de la structure :

$$T = \min \begin{cases} T = C_T h_N^{\frac{3}{4}} \\ T = 0.09 h_N / \sqrt{D} \end{cases}$$

$$\begin{cases} Dx = 1.862 \text{ m} \\ Dy = 2.116 \text{ m} \end{cases}$$

Q : Facteur de qualité

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La redondance et la géométrie des éléments qui la constituent
- La régularité en plan et en élévation
- La qualité du contrôle de la construction. La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q = 1.15$$

P_q : Est la pénalité à retenir selon si le critère de qualité q « est satisfait ou non ».

R : Coefficient de comportement global de la structure.

Sa valeur unique est donnée par le tableau [1] en fonction du système de contreventement.

$R = 4$ Portiques contreventés par des voiles en béton armé « système 4b » (Art 3.4) [1]

Tableau 5.1 Coefficients pour le calcul de la force sismique totale.

		A	D	Q	R	V (kN)
St	X	0.15	1.862	1.15	4	1813.1813
	Y		2.116	1.15		1842.9069

5.3 Résultats de l'analyse dynamique de model initial

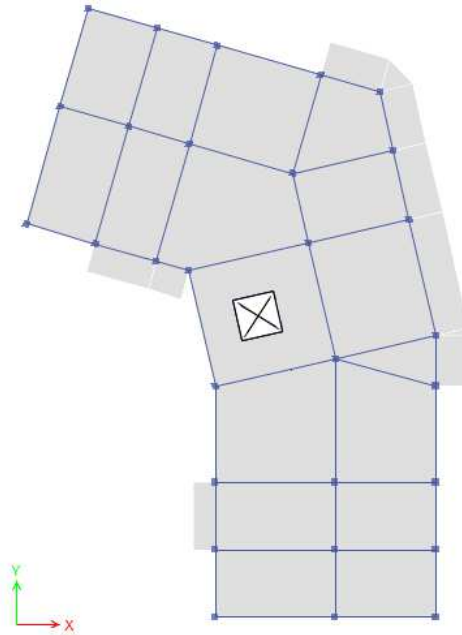


Figure 5.2 modèle initial.

5.3.1 Caractéristiques dynamiques propres

Tableau 5.2 Périodes et facteurs de participation massique du modèle initial.

Modes	Périodes (s)	Facteur de participation massique (%)					
		U_x	U_y	U_z	ΣU_x	ΣU_y	ΣU_z
1	1,778	0,579	0,1692	0	0,579	0,1692	0
2	1,707	0,1586	0,5686	0	0,7376	0,7377	0
3	1,528	0,0117	0,0122	0	0,7493	0,7499	0
4	0,642	0,1094	0,0356	0	0,8587	0,7855	0
5	0,621	0,0347	0,1089	0	0,8934	0,8944	0
6	0,557	0,0021	0,0016	0	0,8955	0,896	0
7	0,382	0,0296	0,0104	0	0,9251	0,9064	0
8	0,372	0,0103	0,0296	0	0,9355	0,936	0
9	0,333	0,0003	0,0001	0	0,9357	0,9361	0
10	0,273	0,0213	0,0076	0	0,957	0,9437	0
11	0,266	0,0075	0,0213	0	0,9645	0,9649	0
12	0,238	0,0001	0,00001523	0	0,9646	0,965	0

CHAPITRE 5 : ETUDE SISMIQUE

Commentaire :

Ces résultats sont obtenus avec une disposition sans voiles dans afin d'assurer une translation dans les deux premiers modes et une rotation dans le troisième.

5.3.2 Résultantes des forces sismiques

Tableau 5.3 Résultantes des forces sismiques.

St	W ($G + \beta Q$)	26490.38	V_x	2127.14	$0.8 V_x$	1701.712	F_x	1813.1813
			V_y	2417.313	$0.8 V_y$	1933.850	F_y	1842.9069

5.3.3 Vérification des déplacements inter étages

Tableau 5.4 Vérification des déplacements inter étages du modèle initial.

NIV	$U_1(cm)$	D_1	DéplAdd	$U_2(cm)$	D_2	DéplAdd	Observation
30,94	9.7355	1.82	3.06	9.1764	1.68	3.06	vérifiée
27,88	9.28	3.04	3.06	8.7553	2.85	3.06	vérifiée
24,82	8.5192	4.082	3.06	8.0413	3.854	3.06	Non vérifiée
21,76	7.4987	4.95	3.06	7.0777	4.69	3.06	Non vérifiée
18,7	6.2609	5.65	3.06	5.9048	5.366	3.06	Non vérifiée
15,64	4.8483	3.928	3.06	4.5633	3.733	3.06	Non vérifiée
12,58	3.8661	4.272	3.06	3.643	4.01	3.06	Non vérifiée
9,52	2.7981	4.5	3.06	2.6399	4.28	3.06	Non vérifiée
6,46	1.6619	3.43	3.06	1.5695	3.21	3.06	Non vérifiée
3,4	0.8039	3.21	3.4	0.7649	3.05	3.4	vérifiée

Remarque

Pour les déplacements inter étages qui dépassent les valeurs admissibles, on va ajouter des voiles de contreventement afin d'augmenter la rigidité latérale de la structure.

5.3.4 Vérification de l'effort normal réduit

Selon les formules données par [1], on va vérifier l'effort normal réduit dans les sections des poteaux.

Tableau 5.6 Vérification de l'effort normal réduit des poteaux.

Niveau	Combinaison	P (kN)	Choix	B_C (mm ²)	ν	$\nu \leq 0,30$
R+9	$G + Q + Ex$	217.111	25	52900	0.12	Vérifiée
R+8	$G + Q + Ex$	404.122	25	52900	0.21	Vérifiée
R+7	$G + Q + Ex$	591.8672	25	52900	0.31	Non Vérifiée
R+6	$G + Q + Ex$	787.0014	25	52900	0.42	Non Vérifiée
R+5	$G + Q + Ex$	998.1507	25	52900	0.53	Non Vérifiée
R+4	$G + Q + Ex$	1215.7941	30	78400	0.45	Non Vérifiée
R+3	$G + Q + Ex$	1439.9717	30	78400	0.53	Non Vérifiée
R+2	$G + Q + Ex$	1686.2728	30	78400	0.62	Non Vérifiée
R+1	$G + Q + Ex$	2034.7817	35	108900	0.55	Non Vérifiée
RDC	$G + Q + Ex$	2407.9736	35	108900	0.65	Non Vérifiée

5.4 Résultat de l'analyse dynamique de model final

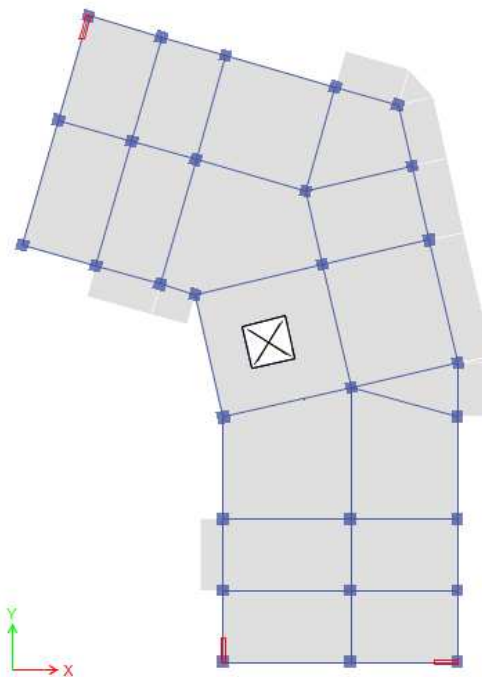


Figure 5.3 Disposition des voiles du modèle final.

CHAPITRE 5 : ETUDE SISMIQUE

5.4.1 Caractéristiques dynamiques propres

Tableau 5.7 Périodes et facteurs de participation massique du modèle final.

Modes	Périodes (s)	Facteur de participation massique (%)					
		U_x	U_y	U_z	ΣU_x	ΣU_y	ΣU_z
1	1,116	0,6519	0,0822	0	0,6519	0,0822	0
2	1,028	0,0777	0,6432	0	0,7296	0,7255	0
3	0,935	0,0076	0,0094	0	0,7372	0,7349	0
4	0,409	0,1292	0,0047	0	0,8664	0,7396	0
5	0,382	0,0046	0,1287	0	0,871	0,8683	0
6	0,337	0,0003	0,0031	0	0,8713	0,8713	0
7	0,235	0,0461	0,00004597	0	0,9174	0,8714	0
8	0,218	0,0004	0,0442	0	0,9178	0,9156	0
9	0,185	0,0013	0,0044	0	0,9191	0,92	0
10	0,161	0,0254	0,001	0	0,9444	0,921	0
11	0,147	0,0023	0,0244	0	0,9467	0,9454	0
12	0,125	0,0091	0,0021	0	0,9558	0,9474	0

5.4.2 Résultantes des forces sismiques

Tableau 5.8 Résultantes des forces sismiques de structure.

St	W ($G + \beta Q$)	28952.190	V_x	2324.82	$0.8 V_x$	1859.856	F_x	2544.0096
			V_y	2641.959	$0.8 V_y$	2113.567	F_y	2640.4197

5.4.3 Vérification des déplacements inter étage

Tableau 5.9 Vérification des déplacements inter étages du modèle final.

NIV	U_1 (cm)	D_1	Dépl.Add	U_2 (cm)	D_2	Dépl.Add	Observation
30,94	5,2462	1.47	3.06	4,6871	1.374	3.06	vérifiée
27,88	4,8789	1.94	3.06	4,3436	1.789	3.06	vérifiée
24,82	4,3944	2.19	3.06	3,8963	1.97	3.06	vérifiée
21,76	3,8451	2.45	3.06	3,4038	2.21	3.06	vérifiée
18,7	3,2323	2.44	3.06	2,8512	2.18	3.06	vérifiée
15,64	2,6216	2.4	3.06	2,3057	2.14	3.06	vérifiée
12,58	2,0204	2.5	3.06	1,7702	2.19	3.06	vérifiée
9,52	1,4024	2.36	3.06	1,2211	2.07	3.06	vérifiée
6,46	0,8113	2.05	3.06	0,7042	2,92	3.06	vérifiée
3,4	0.2968	1.2	3.4	0.2691	1.74	3.4	vérifiée

5.4.4 Vérification de l'effort normal réduit

Tableau 5.10 Vérification de l'effort normal réduit des poteaux.

Niveau	P (kN)	Choix	B _c (mm ²)	ν	$\nu \leq 0,30$
R+9	234.6909	30	78000	0.09	vérifiée
R+8	442.4812	30	78000	0.16	vérifiée
R+7	652.1204	35	108900	0.18	vérifiée
R+6	870.0511	35	108900	0.24	vérifiée
R+5	1102.303	40	144400	0.23	vérifiée
R+4	1343.9291	45	184900	0.22	vérifiée
R+3	1599.9864	45	184900	0.26	vérifiée
R+2	1874.1028	50	230400	0.25	vérifiée
R+1	2236.6687	50	280900	0.29	vérifiée
RDC	2612,5168	55	280900	0.29	vérifiée

5.4.5 Vérification de l'effet P-Δ :

L'effet P-Δ peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite pour tous les niveaux :

$$\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.1$$

Selon xx :

Tableau 5.11 Justification Vis à Vis De l'effet P-Δ selon x-x.

NIVEAU	h _k (cm)	P _k (kN)	Δ _k (cm)	V _k (kN)	θ _k	Observation
RDC	340,0	28952,2	1,2	2544,0096	0,040	vérifiée
Etage 1	306,0	25773,8	2,05	2485,5667	0,063	vérifiée
Etage 2	306,0	22741,0	2,36	2359,4466	0,074	vérifiée
Etage 3	306,0	19723,5	2,5	2197,2489	0,073	vérifiée
Etage 4	306,0	16804,1	2,4	2005,001	0,066	vérifiée
Etage 5	306,0	13884,8	2,44	1794,6727	0,062	vérifiée
Etage 6	306,0	11052,5	2,45	1568,9049	0,056	vérifiée
Etage 7	306,0	8296,2	2,19	1299,7603	0,046	vérifiée
Etage 8	306,0	5540,0	1,94	981,7033	0,036	vérifiée
Etage 9	306,0	2848,6	1,47	562,3764	0,024	vérifiée

Selon yy :

Tableau 5.12 Justification Vis à Vis De l'effet P-Δ selon y-y.

NIVEAU	hk (cm)	Pk (kN)	Δk (cm)	Vk (kN)	θk	Observation
RDC	340,0	28952,2	1,74	2640,4197	0.056	vérifiée
Etage 1	306,0	25773,8	2,92	2583,5587	0.095	vérifiée
Etage 2	306,0	22741,0	2,07	2456,9022	0.062	vérifiée
Etage 3	306,0	19723,5	2,19	2290,2664	0.051	vérifiée
Etage 4	306,0	16804,1	2,14	2092,0752	0.056	vérifiée
Etage 5	306,0	13884,8	2,18	1871,7254	0.052	vérifiée
Etage 6	306,0	11052,5	2,21	1632,3176	0.048	vérifiée
Etage 7	306,0	8296,2	1,97	1348,8584	0.039	vérifiée
Etage 8	306,0	5540,0	1,78	1011,8458	0.318	vérifiée
Etage 9	306,0	2848,6	1,37	576,3542	0.022	vérifiée

5.5 Justification du choix de coefficient de comportement

Le pourcentage des sollicitations dues aux charges verticales reprises par les voiles
L'effort normal total à la base de la structure $P_{Tot} = 33455.28$ kN

L'effort normal à la base repris par les voiles $P_{voiles} = 1069.382$ kN.

$$\frac{p_{VOILE}}{p_{TOTAL}} = 3.19 \% < 20\%$$

Avec ce système de contreventement les bâtiments sont limités en hauteur à 10 niveaux ou 33 m au maximum. Dans notre cas la hauteur de bâtiment est 30.91 m.

Alors les voiles de contreventement reprennent ne dépasse pas 20% des sollicitations dues aux charges verticales. Donc la supposition de $R = 4$ (système 4.b) est vérifiée.

5.6 Conclusion

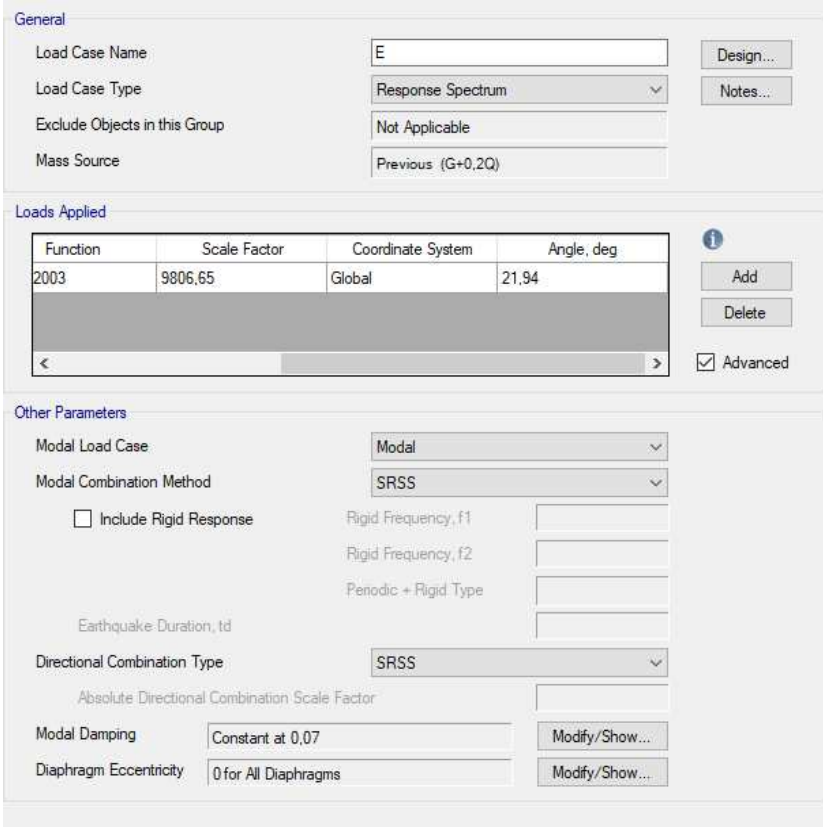
- La disposition des voiles et le choix des sections des poteaux sont des facteurs importants dans le comportement de la structure vis-à-vis au chargement appliqué.
- La forme de la structure la rend rigide sans avoir besoin beaucoup des voiles.
- La disposition des voiles n'est pas symétrique à cause d'irrégularité en plan.

6.1 Introduction

Afin d'examiner la validité de la méthode d'analyse modale spectrale et découvrir comment la direction de séisme affecte les bâtiments, nous avons analysé un bâtiment à 10 étages avec logiciel ETABS 2016 sous des différents angles d'incidences de séisme.

Les déplacements inter étage maximal, l'effort normal réduit et l'effort tranchant à la base sont les différents paramètres pris en compte pour la comparaison. Le bâtiment est :

- De forme irrégulière ;
- Implantée en Zone sismique IIb;
- Groupe d'usage 2 ;
- Hauteur totale égale à 30.94 m ;



Function	Scale Factor	Coordinate System	Angle, deg
2003	9806.65	Global	21.94

Figure 6.1 Exemple montre l'angle critique de la structure étudiée dans logiciel ETABS [Annexe B].

6.2 Résultat et discussion

6.2.1 Déplacement inter étage selon (X – X) [Annexe B]

Les valeurs des déplacements inter étages selon la direction (x-x) et leur variation avec l'angle d'incidence sont présentées à (la figure 6.2) et au (tableau 6.1). On observe que lorsque

CHAPITRE 6 : EFFET DE L'ANGLE D'INCIDENCE DU SEISME SUR LA PERFORMANCE SISMIQUE DE BATIMENT

l'angle d'incidence est 30° le déplacement inter étage atteint le maximum avec une valeur de 2.6 cm. Cependant il est toujours inférieur à la valeur admissible 3.06 cm.

- Le déplacement pour l'angle sismique 21.94° qui considéré comme angle des axes principaux du bâtiment est 2.44° cm.

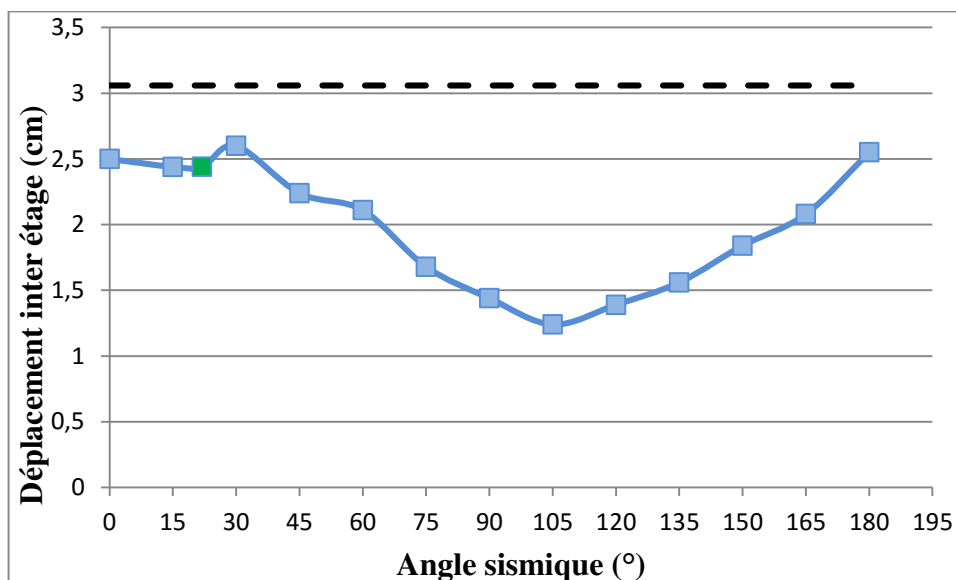


Figure 6.2 Variation du déplacement inter étages en fonction de l'angle d'incidence de séisme direction x.

Tableau 6.1 Déplacement inter étages direction x.

Angle	0	15	21,94	30	45	60	75	90	105	120	135	150	165	180
Déplacement inter étage selon X	2,5	2,44	2,44	2,6	2,24	2,11	1,68	1,44	1,24	1,39	1,56	1,84	2,08	2,55

6.2.2 Déplacement inter étage selon (Y – Y) [Annexe B]

Les valeurs du déplacement inter étage selon la direction (y-y) et la variation avec l'angle d'incidence sont présentées à (la figure 6.3) et au (tableau 6.2). On observe que lorsque l'accélération maximale du sol est 0° le déplacement inter étage atteint le maximum avec une valeur de 2.92 cm. Cependant il est toujours inférieur à la valeur admissible 3.06 cm.

- Le déplacement pour l'angle sismique 21.94° qui considéré comme angle des axes principaux du bâtiment est 0.92° .

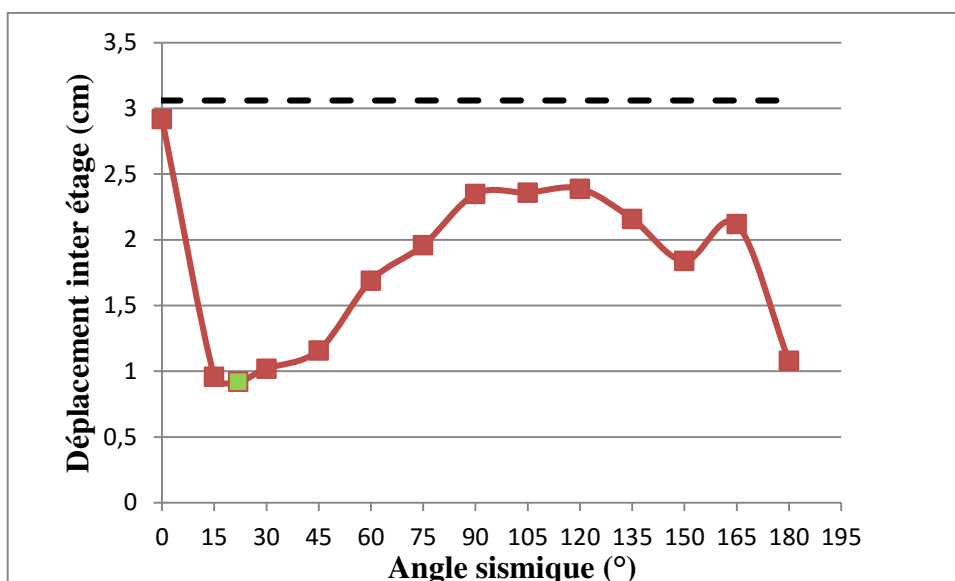


Figure 6.3 Variation du déplacement inter étages en fonction de l'angle d'incidence de séisme direction y.

Tableau 6.2 Déplacement inter étages direction y.

Angle	0	15	21,94	30	45	60	75	90	105	120	135	150	165	180
Déplacement inter étage selon Y	2,92	0,96	0,92	1,02	1,16	1,69	1,96	2,35	2,36	2,39	2,16	1,84	2,12	1,08

6.2.3 L'effort normal réduit [Annexe B]

Les valeurs de l'effort normal de l'étage et la variation avec l'angle d'incidence sont présentées à (la figure 6.4) et au (tableau 6.3). On constate des petits changements entre les différents efforts donnés en termes de changement d'angle de sorte que le plus grand se situe dans l'angle 120° avec une valeur de 0.35 supérieur à 0.3 qui est considéré comme une valeur admissible.

- Pour l'angle 21.94° l'effort normal réduit est vérifié pour chaque étage.

CHAPITRE 6 : EFFET DE L'ANGLE D'INCIDENCE DU SEISME SUR LA PERFORMANCE SISMIQUE DE BATIMENT

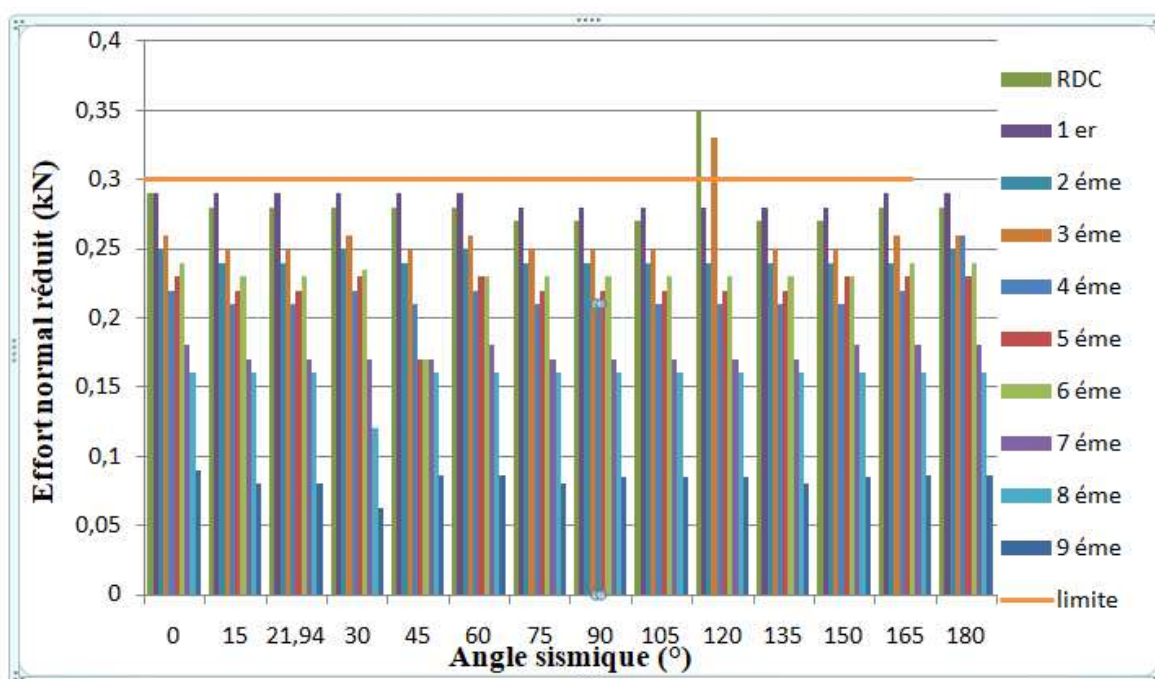


Figure 6.4 Variation de l'effort normal réduit pour chaque étage en fonction de l'angle d'incidence de séisme.

Tableau 6.3 L'effort normal réduit pour chaque étage en fonction de l'angle d'incidence de séisme.

Angle	0	15	21,94	30	45	60	75	90	105	120	135	150	165	180
	L'effort normal réduit													
RDC	0,29	0,28	0,28	0,28	0,28	0,28	0,27	0,27	0,27	0,35	0,27	0,27	0,28	0,28
1	0,29	0,29	0,29	0,29	0,29	0,29	0,28	0,28	0,28	0,28	0,28	0,28	0,29	0,29
2	0,25	0,24	0,24	0,25	0,24	0,25	0,24	0,24	0,24	0,24	0,24	0,24	0,24	0,25
3	0,26	0,25	0,25	0,26	0,25	0,26	0,25	0,25	0,25	0,33	0,25	0,25	0,26	0,26
4	0,22	0,21	0,21	0,22	0,21	0,22	0,21	0,21	0,21	0,21	0,21	0,21	0,22	0,26
5	0,23	0,22	0,22	0,23	0,17	0,23	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22	0,23	0,23
6	0,24	0,23	0,23	0,235	0,17	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,24	0,24
7	0,18	0,17	0,17	0,17	0,17	0,18	0,17	0,17	0,17	0,17	0,17	0,17	0,18	0,18
8	0,16	0,16	0,16	0,12	0,16	0,16	0,16	0,16	0,16	0,16	0,16	0,16	0,16	0,16
9	0,09	0,08	0,08	0,063	0,086	0,086	0,08	0,085	0,085	0,085	0,08	0,085	0,086	0,086

6.2.4 L'effort tranchant à la base [Annexe B]

Les valeurs de l'effort tranchant à la base et la variation avec l'angle d'incidence sont présentées à (la figure 6.5) et au (tableau 6.4), (tableau 6.5) on observe que dans le plupart des cas les valeurs de $0.8V$ en fonction de l'angle d'incidence sont

CHAPITRE 6 : EFFET DE L'ANGLE D'INCIDENCE DU SEISME SUR LA PERFORMANCE SISMIQUE DE BATIMENT

supérieurs à les valeurs de V de sorte qu'aux angles 15 ° ; 75 °;105 ° et 165° atteignent respectivement les valeurs 8166,195 kN ; 7185,93kN ; 7185,90 kN et 8166,16 kN.

Donc l'effort tranchant à la base n'est pas vérifié dans les plupart des cas, même pour le cas de l'angle 21.94°.

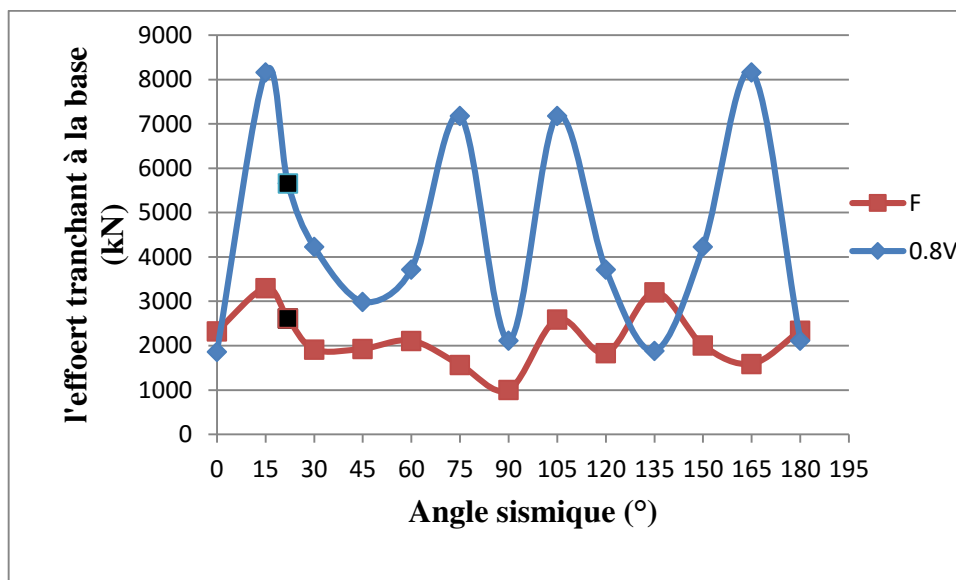


Figure 6.5 Variation de l'effort tranchant à la base en fonction de l'angle d'incidence de séisme.

Tableau 6.4 L'effort tranchant à la base.

Angle	0	15	21,94	30	45	60	75
F	2324,82	3297,97	2611,358	1914,46	1929,11	2111,57	1566,9
0.8V	1859,856	8166,195	5656,76	4227,134	2989,03	3719,71	7185,93

Tableau 6.5 L'effort tranchant à la base (suite de tableau).

Angle	90	105	120	135	150	165	180
F	1001,712	2590,73	1833,4	3203,167	2004,046	1591,53	2338,096
0.8V	2113,567	7185,90	3719,7	1882,77	4227,12	8166,16	2113,567

6.3 Conclusion

Dans ce chapitre on a vu l'influence de l'angle d'incidence sur un bâtiment de forme irrégulier à 10 étages. Nous avons variés l'angle sismique de 0 ° à 180 ° avec un pas de 15°. Les résultats obtenus montrent que la direction de séisme affecte l'effort tranchant à la base, le déplacement inter étage et l'effort normal réduit.

- Le déplacement inter étage est vérifié quel que soit l'angle d'incidence pour la forme de la structure étudiée.

- L'effort normal réduit et l'effort tranchant à la base n'est pas vérifié pour tous les angles d'incidence pour le cas étudié.
- Dans la méthode modale spectrale les angles d'incidence 0° et 90° ne sont pas toujours les cas les plus défavorables.

7.1 Introduction

Le ferrailage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence [1] et [2]. Nous avons utilisé le logiciel ETABS.

Les combinaisons sont en fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- Les combinaisons données par la règle du [2]:

$$\text{E.L.U : } 1,35G + 1,5Q$$

$$\text{E.L.S : } G + Q$$

- Les combinaisons données par les règles du [1]:

- ✓ $G + Q \pm E$

- ✓ $0,8 G \pm E$

Avec :

G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitations.

E : charges sismiques.

Notre structure se compose des éléments résistants suivants :

- Poteaux.
- Poutres.
- Voiles.

7.2 Ferrailage des poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations. Un poteau est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens longitudinal et transversal, donc le calcul se fera en flexion déviée composée.

Les étapes de calcul :

- Calcul de ferrailage longitudinal en utilisant les deux logiciels SOCOTEC et PMFC.
- Vérification vis à vis à l'ELS.
- Calcul de ferrailage transversal.

7.2.1 Logiciel BAELR/SOCOTEC

C'est un logiciel utilisé pour le calcul de ferrailage longitudinal des sections rectangulaires soumises à la flexion composée sur un seul plan.

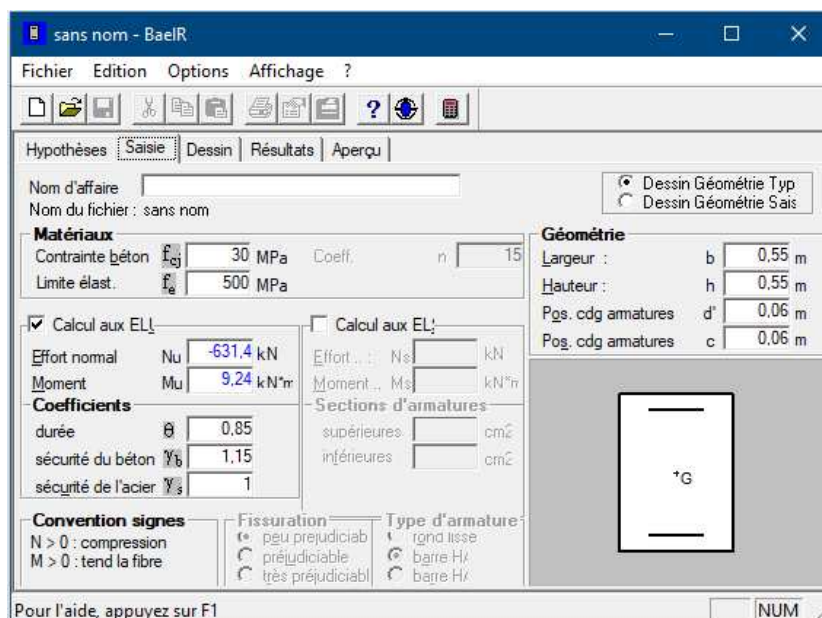


Figure 7.1 Exemple de calcul de section de ferrailage avec le SOCOTEC.

7.2.2 Présentation d'ensemble du logiciel PMFC

❖ Définition

C'est un logiciel de calcul de ferrailage des éléments de forme rectangulaire soumissent à la flexion composée, le calcul est basé sur les règles citées par le [2].

❖ Objectifs du programme :

- Le calcul des sections de ferrailage est fait pour tous les cas possibles du couple d'efforts (P et M) tirées à partir du logiciel (ETABS 2016).
- Le ferrailage est calculé suivant les deux plans x-x et y-y.
- Le calcul s'effectue en tenant compte le phénomène du flambement suivant les deux plans.
- La section d'acier finale choisie pour chaque section de poteau est la plus défavorable de tous les cas calculés par le logiciel.

Figure 7.2 Exemple de calcul de section de ferrailage avec le PMFC.

❖ Input / Output

Tableau 7.1 Input / output (PMFC).

Input	Output
<ul style="list-style-type: none"> • b et h : dimensions du poteau. • C: La distance de centre de gravité de l'armature jusqu'à la fin de la section de poteau. • Lo: Longueur du poteau. • K: Coefficient de flambement. • Contraintes des matériaux : f_{c28} et f_e. • Axes de rotation (x-x, y-y). • La situation : Durable ou 	<ul style="list-style-type: none"> • Les resultants de la flexion composée en tenant compte le phénomène de flambement. • A_s, $A's$ en (cm²). • Le couple P et M qui ont donné la section d'acier la plus défavorable. • N° de l'élément.. • La combinaison la plus défavorable. • La section d'acier minimale pour les fibres comprimées. • La section d'acier minimale pour les

accidentelle.	fibrestendues.
---------------	----------------

7.2.3 Calculs de ferrailage

Les armatures sont obtenues sous l'effet des sollicitations les plus défavorables, dans les situations durable et accidentelle.

❖ **Poteaux RDC (usage commerce)**

Tableau 7.2 Calcul des sections d'armatures des poteaux 55 × 55.

SOCOTEC						
	Sollicitations	Situation Durable		Situation Accidentelle		As choisis (cm ²)
		Effort (kN)	A _S ^{calcul} (cm ²)	Effort (kN)	A _S ^{calcul} (cm ²)	
Cas 1	N ^{max}	-3138.6	0	-2609.9	/	/
	M ^{corr}	8.34		-234.7		
Cas 2	N ^{min}	-862.9	0	343.26	4.94	4.94
	M ^{corr}	24.6		38.503		
Cas 3	N ^{trac}	/	0	-5.84	2.16	2.16
	M ^{corr}	/		58.23		
Cas 4	M ^{max}	53.62	0	246.80	3.83	3.83
	N ^{corr}	1953.9		-1931.9		
PMFC						
Direction		P (kN)		M (kN.m)	A _S ' (cm ²)	A _S ^{calcul} (cm ²)
X-X		313,4089		207,3232	0	12,56
Y-Y		233,998		216,5048	0	12,19

❖ **Poteaux 1^{ème} + 2^{ème} étage (usage habitation + commerce)**

Tableau 7.3 Calcul des sections d'armatures des poteaux 50 × 50.

SOCOTEC						
	Sollicitations	Situation Durable		Situation Accidentelle		As choisis
		Effort	A _S ^{calcul}	Effort	A _S ^{calcul}	

CHAPITRE 7 : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX.

			(cm^2)		(cm^2)	(cm^2)
Cas 1	N^{max}	-644.31	0	274.25	5.36	5.36
	M^{corr}	19.58		60.22		
Cas 2	N^{min}	-2690.9	0	-2234.67	/	/
	M^{corr}	24.42		-189.52		
Cas 3	N^{trac}	/	0	-0.9504	5.27	5.27
	M^{corr}	/		123.46		
Cas 4	M^{max}	-74.84	0	197.22	9.01	9.01
	N^{corr}	-1740.84		45.36		
PMFC						
Direction	P (kN)	M (kN.m)		A'_S (cm^2)		A_S^{calcul} (cm^2)
X-X	191,7725	190,4583		0		11,45
Y-Y	45,3613	197,2195		0		10,32

❖ Poteaux 3^{ème} + 4^{ème} étage (usage habitation)

Tableau 7.4 Calcul des sections d'armatures des poteaux 45 × 45.

SOCOTEC						
	Sollicitations	Situation Durable		Situation Accidentelle		As choisis (cm^2)
		Effort	A_S^{calcul} (cm^2)	Effort	A_S^{calcul} (cm^2)	
Cas 1	N^{max}	-467.96	0	157.09	4.73	4.73
	M^{corr}	18.40		66.1		
Cas 2	N^{min}	-1973.85	0	-1598.75	/	/
	M^{corr}	29.65		-153.17		
Cas 3	N^{trac}	/	0	-3.47	4.22	4.22
	M^{corr}	/		89.19		
Cas 4	M^{max}	51.15	0	158.86	7.32	7.32
	N^{corr}	-1099.2		-45.81		
PMFC						
Direction	P (kN)	M (kN.m)		A'_S (cm^2)		A_S^{calcul} (cm^2)
X-X	30,1715	163,8742		0		9,41
Y-Y	29,5162	148,1558		0		8,53

❖ Poteaux 5^{ème} étage (usage habitation)

Tableau 7.5 Calcul des sections d'armatures des poteaux 40 × 40.

SOCOTEC						
	Sollicitations	Situation Durable		Situation Accidentelle		As choisis (cm^2)
		Effort	A_S^{calcul} (cm^2)	Effort	A_S^{calcul} (cm^2)	
Cas 1	N^{max}	-381.34	0	61.02	3.58	3.58

CHAPITRE 7 : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX.

	M^{corr}	18.82		55.10		
Cas 2	N^{min}	-1412.71	0	-1101.55	/	/
	M^{corr}	30.36		-177.12		
Cas 3	N^{trac}	/	0	-1.19	6.69	6.69
	M^{corr}	/		120.77		
Cas 4	M^{max}	49.80	0	126.83	2.46	2.46
	N^{corr}	-909.8		-520.14		
PMFC						
Direction	P (kN)	M (kN.m)		A'_S (cm^2)		A_S^{calcul} (cm^2)
X-X	-2,0758	133,2167		0		7,88
Y-Y	-1,192	120,7725		0		7,1

❖ Poteaux 6^{ème} + 7^{ème} étage (usage habitation)

Tableau 7.6 Calcul des sections d'armatures des poteaux 35 × 35.

SOCOTEC						
	Sollicitations	Situation Durable		Situation Accidentelle		As choisis (cm^2)
		Effort	A_S^{calcul} (cm^2)	Effort	A_S^{calcul} (cm^2)	
Cas 1	N^{max}	-217.34	0	23.7	3.35	3.35
	M^{corr}	18.45		49.77		
Cas 2	N^{min}	-1134.16	0	-869.47	/	/
	M^{corr}	24.10		-93.47		
Cas 3	N^{trac}	/	0	17.30	3.49	3.49
	M^{corr}	/		52.97		
Cas 4	M^{max}	47.34	0	106.53	3.3	3.3
	N^{corr}	-537.06		-432.37		
PMFC						
Direction	P (kN)	M (kN.m)		A'_S (cm^2)		A_S^{calcul} (cm^2)
X-X	-27,4129	105,6725		0		7,05
Y-Y	-44,3975	98,4825		0		6,38

❖ Poteaux 8^{ème} + 9^{ème} étage (usage habitation)

Tableau 7.7 Calcul des sections d'armatures des poteaux 30 × 30.

SOCOTEC						
	Sollicitations	Situation Durable		Situation Accidentelle		As choisis (cm^2)
		Effort	A_S^{calcul} (cm^2)	Effort	A_S^{calcul} (cm^2)	

CHAPITRE 7 : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX.

Cas 1	N^{max}	-61.78	1.02	-16.13	2.14	2.14
	M^{corr}	20.53	1.02	31.27		
Cas 2	N^{min}	-584.9	0	-442.13	/	/
	M^{corr}	17.94	0	-56.14		
Cas 3	N^{trac}	/	0	/	/	/
	M^{corr}	/	0	/		
Cas 4	M^{max}	43.87	2.08	67.55	3.13	3.3
	N^{corr}	-169.34	2.08	-411.45		
PMFC						
Direction	P (kN)	M (kN.m)	A'_S (cm^2)	A_S^{calcul} (cm^2)		
X-X	-134.571	-67.1093	0	4.49		
Y-Y	-91.587	59.080	0	4.05		

Tableau 7.8 Sections d'armatures maximales calculées des poteaux.

	55×55	50×50	45×45	40×40	35×35	30×30
A_S^{max} SOCOTEC	4.94	9.01	7.32	6.69	3.49	3.3
A_S^{max} PMFC	12,56	11,45	9,41	7,88	7,05	4.49

Remarque

- Les résultats obtenus en utilisant le logiciel SOCOTEC sont inférieurs aux résultats obtenus par le programme PMFC.
- Le choix de ferrailage poteaux est fait selon les résultats obtenus par le programme PMFC.

Tableau 7.9 Tableau Choix de ferrailage.

Section	A_S^{calcul} (cm^2)	Choix	A_S^{adb} (cm^2)	Choix	A_S^{adb} (cm^2)	A_S^{min} (cm^2)	A_S^{max} (cm^2)
30×30	4.49	3T14	4.62	8T14	12.3	36	54
35×35	7.05	2T16+2T14	7.1	4T16+8T14	20.36	49	73.5
40×40	7.88	4T16	8.04	12T16	24.1	64	96
45×45	9.41	2T20+2T16	10.3	4T20+8T16	28.7	84	121.5
50×50	11.5	2T20+3T16	12.31	4T20+12T16	36.7	100	150
55×55	12.56	3T20+2T16	13.44	8T20+8T16	41.2	121	181.5

7.2.4 Vis-à-vis de l'état limite de service [2]

Résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau 7.10 Vérifications des contraintes des poteaux avec N^{max} et M^{corr}

Niveaux	Sections (cm ²)	Nser (kN)	Mser (kNm)	σ_s (Mpa)	$\bar{\sigma}_s$ (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Vérification
RDC	55×55	-2270.95	6.05	101.9	250	6.8	18	Vérifiée
1+2 étages	50×50	-1952.12	17.70	110.8	250	7.44	18	Vérifiée
3+4 étages	45×45	-1437.14	21.50	105.1	250	7.1	18	Vérifiée
5 étages	40×40	-1028.79	22.03	104.2	250	7.1	18	Vérifiée
6+7 étages	35×35	-826.17	17.50	104	250	7.12	18	Vérifiée
8+9 étages	30×30	-426.80	13.02	85.1	250	5.94	18	Vérifiée

Tableau 7.11 Des contraintes des poteaux avec M^{max} et N^{corr}

Niveaux	Sections (cm ²)	Nser (kN)	Mser (kNm)	σ_s (Mpa)	$\bar{\sigma}_s$ (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Vérification
RDC	55×55	-1440.40	23.90	72.1	250	4.86	18	Vérifiée
1+2 Etages	50×50	-1265.78	53.37	92.1	250	6.29	18	Vérifiée
3+4 Etages	45×45	- 814.13	49.02	83.1	250	5.74	18	Vérifiée
5 Etages	40×40	-673.34	41.83	93.6	250	6.53	18	Vérifiée
6+7 étages	35×35	-399.56	44.6	96.6	250	6.95	18	Vérifiée
8+9 Etages	30×30	-129.76	38.79	109	250	8.66	18	Vérifiée

7.2.5 Vérification De L'effort Tranchant [1] [2]

Résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau 7.12 Vérification de la contrainte de cisaillement.

Etage	Section (cm ²)	Tu (kN)	τ_u (Mpa)	λ	Pd	τ_u RPA (Mpa)	τ_u BAEL (Mpa)	Vérification
RDC	55×55	109.9	0.403	4.33	0.040	3	2.25	Vérifiée
1+2 étages	50×50	151.8	0.674	4.3	0.040	3	2.25	Vérifiée

CHAPITRE 7 : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX.

3+4 étages	45×45	133.1	0.730	4.76	0.040	3	2.25	Vérifiée
5 étages	40×40	109.3	0.759	5.36	0.075	3	2.25	Vérifiée
6+7 étages	35×35	83.60	0.758	6.12	0.075	3	2.25	Vérifiée
8+9 étages	30×30	47.62	0.587	7.14	0.075	3	2.25	Vérifiée

7.2.6 Ferrailage transversal des poteaux

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums et le choix d'armatures transversales des poteaux.

Tableau 7.13 Ferrailage des armatures transversales.

Niveaux	Section (cm ²)	L _f (m)	λ _g (%)	ρ _a	T _u ^{max} (kN)	Zone	S _t (cm)	A _t ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adm} (cm ²)
RDC	55×55	2.38	4.32	3.75	109.93	Nodale	10	1.49	6T8	3
						courante	15	2.24	6T8	3
1+2 étages	50×50	2.14	4.28	3.75	151.76	Nodale	10	2.27	6T8	3
						courante	15	3.4	6T10	4.74
3+4 étages	45×45	2.14	4.75	3.75	133.11	Nodale	10	2.21	4T10	3.16
						courante	15	3.02	4T10	3.16
5 étages	40×40	2.14	5.35	2.5	109.3	Nodale	10	1.36	4T8	2
						courante	15	2.05	4T10	3.16
6+7 étages	35×35	2.14	6.11	2.5	83.60	Nodale	10	1.19	4T8	2
						courante	15	1.79	4T8	2
8+9 étages	30×30	2.14	7.13	2.5	47.62	Nodale	10	0.79	4T8	2
						courante	15	1.19	4T8	2

7.2.7 Longueur de recouvrement [1]

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r = 40 \phi l$ en zone II.

- T14..... $L_r = 56 \text{ cm}$.
- T16..... $L_r = 64 \text{ cm}$.
- T20..... $L_r = 80 \text{ cm}$.

7.2.8 Ferrailage des poteaux du sous-sol

Prenons le poteau le plus sollicité dont l'effort normal

$$N_u = 2613 \text{ kN.}$$

- Poids de la dalle pleine $5.15 \times 6.85 = 35.28 \text{ kN}$
- Poids de corps creux $5.34 \times 9.27 = 49.50 \text{ kN}$
- Poids du poteau..... $0.55 \times 0.55 \times (2.5 - 0.55) \times 25 = 15.50 \text{ kN}$
- Poids de la poutre principale..... $0.3 \times (0.45 - 0.21) \times 7.7 \times 25 = 13.86 \text{ kN}$

$$G = 114.14 \text{ kN}$$

$$\text{Surcharge d'exploitation } Q = 5 \times 16.12 = 80.60 \text{ kN}$$

Donc l'effort normal total revenant aux poteaux de sous sol

$$N_{u1} = 1,35G + 1,5Q = 2888 \text{ kN}$$

$$N_u (\text{Sous-sol}) = N_u (\text{sous-sol}) + N_{u1} = 2480.33 \text{ kN}$$

- **Calcul du ferrailage :**

Tableau 7.14 Calcul du ferrailage de poteau du sous-sol le plus sollicité.

<i>i</i>	λ	α	$Br \text{ (cm}^2\text{)}$	A_s	$A_{s \text{ min}} [1]$	Choix	$At_{adp} \text{ (cm}^2\text{)}$
16	10.93	0.83	2809	<0	24.20	4T16+12T14	26.54

- **Vérification à l'ELS [2]**

$$N_{ser} (\text{sous-sol}) = 2270.95 \text{ kN.}$$

$$N_{ser1} = G + Q = 194.74 \text{ kN.}$$

D'où:

$$N_{ser} (\text{SS}) = N_{ser} (\text{sous-sol}) + N_{ser1} = 2466 \text{ kN.}$$

Tableau 7.15 Vérification des contraintes des poteaux de sous sol.

Section (cm ²)	$N_{ser} \text{ (kN)}$	$\sigma_s \text{ (MPa)}$	$\bar{\sigma}_s \text{ (MPa)}$	$\sigma_{bc} \text{ (MPa)}$	$\bar{\sigma}_{bc} \text{ (MPa)}$	Vérification
45x45	246.6	111.11	500	7.4	18	ok

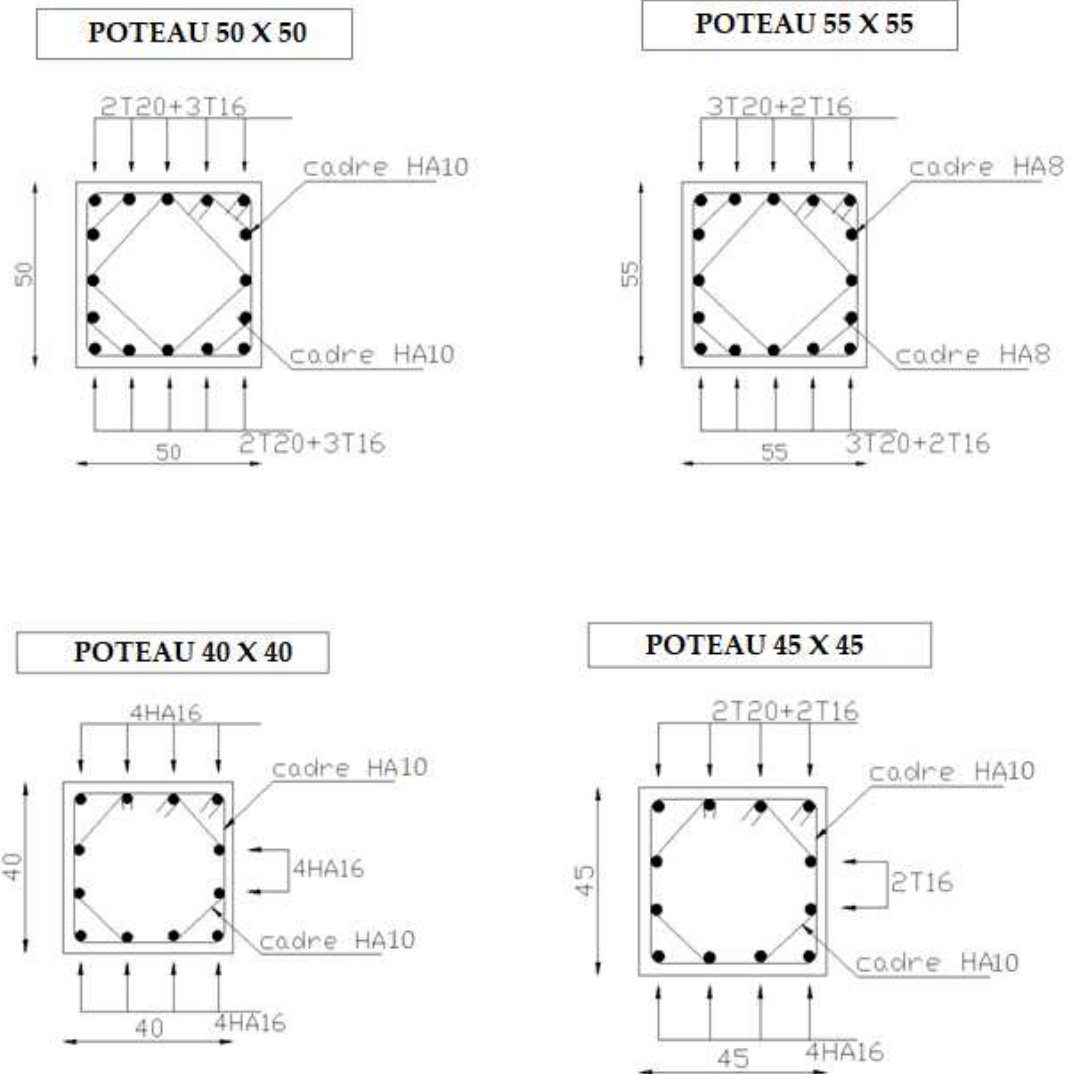
- Détermination des armatures transversales

Pour les poteaux d'infrastructure ; $A_t = 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2$

Espacement en zone nodale : $S_t = 10 \text{ cm}$

Espacement en zone courante : $S_t = 15 \text{ cm}$

7.2.9 Schéma de ferrailage des poteaux



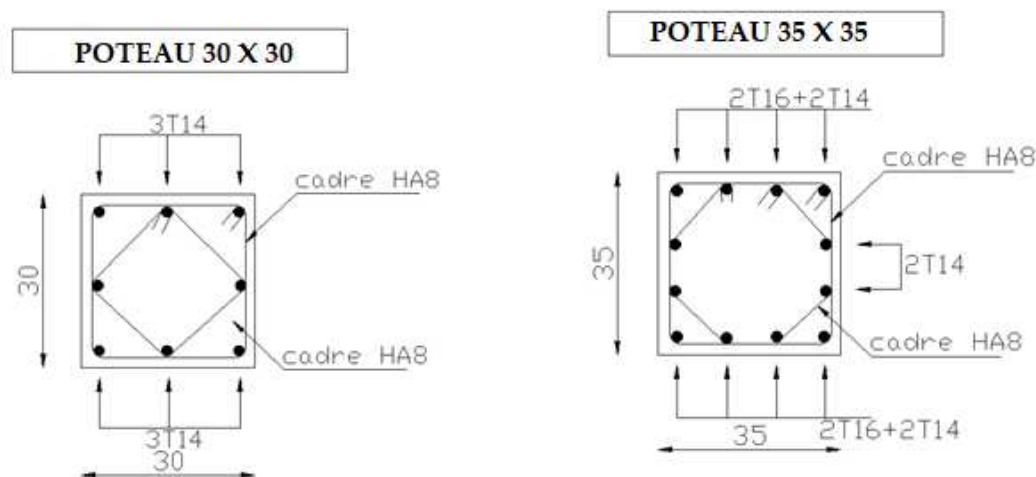


Figure 7.3 Ferrailage des poteaux.

7.3 Ferrailage des poutres

Les poutres sont ferrillées en flexion simple à l'état limite ultime, sous l'effet des moments les plus défavorables. Le calcul du ferrailage longitudinal et transversal de des poutres selon le sens principale et selon le sens secondaire avec et sans voiles en soutien des programmes ETABS 2016, SOCOTEC et Flexion Simple.

7.3.1 Calcul de ferrailage

Tableau 7.16 Sections d'armatures min et max selon [1].

Section (cm ²)	As ^{max} ZC (cm ²)	As ^{max} ZR (cm ²)	As ^{min} (cm ²)
30×45	54	81	6.75

Le ferrailage final adopté est donné par les tableaux suivants :

➤ **Sens principale (35×45)**

Usage de commerce :

Tableau 7.17 Calcul des sections d'armatures Sens principale 30×45 (Sans voiles).

Section	Situation	Position	M ^{3max} (kN.m)	AS (cm ²)	AS' (cm ²)	As ^{min} (cm ²)
---------	-----------	----------	--------------------------	-----------------------	------------------------	--------------------------------------

CHAPITRE 7 : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX.

30x45	Durable	En travée	60.01	3.32	0	6.75
		Sur appuis	-87.376	0	4.92	6.75
	Accidentelle	En travée	104.37	5.09	0	6.75
		Sur appuis	-171.56	0	8.65	6.75

Tableau 7.18 Calcul des sections d'armatures Sens principale 30×45 (avec voiles).

Section	Situation	Position	M^{3max} (kN.m)	AS (cm ²)	AS' (cm ²)	As ^{min} (cm ²)
30x45	Durable	En travée	13.24	0.71	0	6.75
		Sur appuis	-35.81	0	1.95	6.75
	Accidentelle	En travée	221.32	11.48	0	6.75
		Sur appuis	-253.04	0	13.38	6.75

Usage d'habitation :

Tableau 7.19 Calcul des sections d'armatures Sens principale 30×45 (Sans voiles).

Section	Situation	Position	M^{3max} (kN.m)	AS (cm ²)	AS' (cm ²)	As ^{min} (cm ²)
30x45	Durable	En travée	62.98	3.49	0	6.75
		Sur appuis	-79.24	0	4.44	6.75
	Accidentelle	En travée	104.66	5.1	0	6.75
		Sur appuis	-162.68	0	8.17	6.75

Tableau 7.20 Calcul des sections d'armatures Sens principale 30×45 (avec voiles).

Section	Situation	Position	M^{3max} (kN.m)	AS (cm ²)	AS' (cm ²)	As ^{min} (cm ²)
30x45	Durable	En travée	14.17	0.76	0	6.75
		Sur appuis	-57.73	0	3.19	6.75
	Accidentelle	En travée	223.01	11.58	0	6.75
		Sur appuis	-255.01	0	13.5	6.75

Usage de terrasse :

Tableau 7.21 Calcul des sections d'armatures Sens principale 30×45 (Sans voiles).

Section	Situation	Position	M^{3max} (kN.m)	AS (cm ²)	AS' (cm ²)	As ^{min} (cm ²)
	Durable	En travée	70.65	3.94	0	6.75

CHAPITRE 7 : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX.

30x45		Sur appuis	-52.45	0	2.89	6.75
	Accidentelle	En travée	54.71	2.61	0	6.75
		Sur appuis	-70.95	0	3.4	6.75

Tableau 7.22 Calcul des sections d'armatures Sens principale 30×45 (avec voiles).

Section	Situation	Position	M^{3max} (kN.m)	AS (cm ²)	AS' (cm ²)	As ^{min} (cm ²)
30x45	Durable	En travée	6.82	0.37	0	6.75
		Sur appuis	-47.50	0	2.61	6.75
	Accidentelle	En travée	54.63	2.6	0	6.75
		Sur appuis	-105.03	0	5.12	6.75

➤ **Sens secondaire 30x45**

Usage de commerce :

Tableau 7.23 Calcul des sections d'armatures Sens secondaire 30×45 (Sans voiles).

Section	Situation	Position	M^{3max} (kN.m)	AS (cm ²)	AS' (cm ²)	As ^{min} (cm ²)
30x45	Durable	En travée	52.45	2.89	0	6.75
		Sur appuis	-92.45	0	5.22	6.75
	Accidentelle	En travée	123.26	6.06	0	6.75
		Sur appuis	-152.74	0	7.63	6.75

Tableau 7.24 Calcul des sections d'armatures Sens secondaire 30×45 (avec voiles).

Section	Situation	Position	M^{3max} (kN.m)	AS (cm ²)	AS' (cm ²)	As ^{min} (cm ²)
30x45	Durable	En travée	9.07	0.49	0	6.75
		Sur appuis	-19.97	0	1.08	6.75
	Accidentelle	En travée	258.75	13.73	0	6.75
		Sur appuis	-281.51	0	15.16	6.75

Usage d'habitation :

Tableau 7.25 Calcul des sections d'armatures Sens secondaire 30×45 (Sans voiles).

Section	Situation	Position	M^{3max} (kN.m)	AS (cm ²)	AS' (cm ²)	As ^{min} (cm ²)
	Durable	En travée	16.50	0.89	0	6.75

CHAPITRE 7 : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX.

30x45		Sur appuis	-53.34	0	2.94	6.75
	Accidentelle	En travée	122.83	6.04	0	6.75
		Sur appuis	-134.02	0	6.63	6.75

Tableau 7.26 Calcul des sections d'armatures Sens secondaire 30×45 (avec voiles).

Section	Situation	Position	M^{3max} (kN.m)	AS (cm ²)	AS' (cm ²)	As ^{min} (cm ²)
30x45	Durable	En travée	16.50	0.89	0	6.75
		Sur appuis	-53.34	0	2.94	6.75
	Accidentelle	En travée	238.93	12.52	0	6.75
		Sur appuis	-264.63	0	14.09	6.75

Usage de terrasse :

Tableau 7.27 Calcul des sections d'armatures Sens secondaire 30×45 (Sans voiles).

Section	Situation	Position	M^{3max} (kN.m)	AS (cm ²)	AS' (cm ²)	As ^{min} (cm ²)
30x45	Durable	En travée	52.21	2.88	0	6.75
		Sur appuis	-56.73	0	3.13	6.75
	Accidentelle	En travée	45.07	2.14	0	6.75
		Sur appuis	-63.67	0	3.04	6.75

Tableau 7.28 Calcul des sections d'armatures Sens secondaire 30×45 (avec voiles).

Section	Situation	Position	M^{3max} (kN.m)	AS (cm ²)	AS' (cm ²)	As ^{min} (cm ²)
30x45	Durable	En travée	70.65	3.94	0	6.75
		Sur appuis	-92.45	0	5.22	6.75
	Accidentelle	En travée	258.76	13.73	0	6.75
		Sur appuis	-281.51	0	15.16	6.75

7.3.2 Choix des armatures :

Le ferrailage final adopté est donné par les tableaux suivant :

➤ Les poutres sans voile

Tableau 7.29 Choix de ferrailages des poutres sans voile.

Niveau	Section (cm ²)	Position	Max As (ZN) (cm ²)	Max As (ZC) (cm ²)	RPA As ^{min} (cm ²)	As ^{calcul} (cm ²)	Choix des armatures	As ^{adp} (cm ²)
commerce	PP (30x45)	Travée	54.00	81.00	6.75	3.32	3T14	4.62
		Appui				8.65	6T14	9.24
	PS (30x45)	Travée	54.00	81.00	6.75	2.89	3T14	4.62
		Appui				7.65	5T14	7.7
habitation	PP	Travée	54.00	81.00	6.75	3.49	3T14	4.62

	(30x45)	Appui				8.17	6T14	9.24
	PS (30x45)	Travée	54.00	81.00	6.75	2.69	3T12	3.39
	Appui	7.58				3T14+2T12	6.88	
Terrasse	PP (30x45)	Travée	54.00	81.00	6.75	3.94	3T14	4.62
		Appui				3.4	3T14	4.62
	PS (30x45)	Travée	54.00	81.00	6.75	2.88	3T14	4.62
		Appui				3.53	3T14	4.62

➤ **Les poutres avec voile**

Tableau 7.30 Choix de ferrillages des poutres avec voile.

Niveau	Section (cm ²)	Position	Max As (ZN) (cm ²)	Max As (ZC) (cm ²)	RPA As ^{min} (cm ²)	As ^{calcul} (cm ²)	Choix des armatures	As ^{adp} (cm ²)
commerce	PP (30x45)	Travée	54.00	81.00	6.75	0.71	3T12	3.39
		Appui				13.38	3T20+2T16	13.44
	PS (30x45)	Travée	54.00	81.00	6.75	0.49	3T12	3.39
		Appui				15.16	3T20+3T16	15.45
habitation	PP (30x45)	Travée	54.00	81.00	6.75	0.76	3T12	3.39
		Appui				13.5	3T20+3T16	15.45
	PS (30x45)	Travée	54.00	81.00	6.75	0.89	3T12	3.39
		Appui				14.09	3T20+3T16	15.45
Terrasse	PP (30x45)	Travée	54.00	81.00	6.75	0.37	3T12	3.39
		Appui				5.12	3T16	6.03
	PS (30x45)	Travée	54.00	81.00	6.75	3.94	3T14	4.62
		Appui				15.16	3T20+3T16	15.45

7.3.3 Condition de non fragilité [2]

Tableau 7.31 Vérification de la condition de non fragilité.

Section (cm ²)	As ^{adp} (cm ²)	As ^{min} (cm ²)	Verification
30×45	8.04	1.34	Vérifiée

7.3.4 Vérification vis à vis de l'ELS [2]

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

- Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

➤ Sens principal 30x45

Tableau 7.32 Vérification des poutres principales à l'ELS (sans voile).

Usage	Position	Mser (kN.m)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	σ_s (Mpa)	$\bar{\sigma}_s$ (Mpa)	Verification
commerce	En travée	57.90	6.78	18	82.4	250	vérifiée
	Sur appui	42.36	4.21		49.6		
Habitation	En travée	62.46	7.32	18	88.9	250	vérifiée
	Sur appui	45.73	4.54		53.6		
Terrasse	En travée	38.42	4.5	18	54.7	250	vérifiée
	Sur appui	51.62	6.05		73.5		

Tableau 7.33 Vérification des poutres principales à l'ELS (avec voile).

Usage	Position	Mser (kN.m)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	σ_s (Mpa)	$\bar{\sigma}_s$ (Mpa)	Verification
commerce	En travée	-20.38	2.23	18	25	250	vérifiée
	Sur appui	8.42	0.77		8.61		
Habitation	En travée	-41.98	4.6	18	51.6	250	vérifiée
	Sur appui	10.3	0.94		10.5		
Terrasse	En travée	-34.57	4.52	18	52.8	250	vérifiée
	Sur appui	4.95	0.58		7.02		

➤ Sens secondaire 30x45

Tableau 7.34 Vérification des poutres secondaire à l'ELS (sans voile).

Usage	Position	Mser (kN.m)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	σ_s (Mpa)	$\bar{\sigma}_s$ (Mpa)	Verification
commerce	En travée	65.46	7.67	18	93.2	250	vérifiée
	Sur appui	36.11	4.15		47.1		
Habitation	En travée	61.95	8.09	18	94.6	250	vérifiée
	Sur appui	37.27	5.16		55		
Terrasse	En travée	41.53	4.87	18	59.1	250	vérifiée
	Sur appui	38.1	4.64		54.2		

Tableau 7.35 Vérification des poutres secondaire à l'ELS (sans voile).

Usage	Position	Mser (kN.m)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	σ_s (Mpa)	$\bar{\sigma}_s$ (Mpa)	Verification
commerce	En travée	8.19	0.9	18	10.1	250	vérifiée
	Sur appui	2.88	0.22		2.6		
Habitation	En travée	38.76	4.24	18	47.6	250	vérifiée
	Sur appui	11.94	0.91		10.8		
Terrasse	En travée	32.23	3.18	18	37.5	250	vérifiée
	Sur appui	5.43	0.41		4.89		

7.3.5 Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant [2]

➤ Vérification de la contrainte de cisaillement

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau 7.36 Vérification de la contrainte de cisaillement.

Usage	Section	Tu ^{max} (kN)	τ_u (Mpa)	$\bar{\tau}_u$ (Mpa)	verefication
commerce	30x45	124.53	1,024	3	Vérifiée
	30x35	200.02	1.64	3	Vérifiée
Habitation	30x45	137.87	1,13	3	Vérifiée
	30x35	221.08	1.82	3	Vérifiée
Terrasse	30x45	78.65	0.65	3	Vérifiée
	30x35	59.38	0.49	3	Vérifiée

7.3.6 Calcul des armatures transversales [1] [2]

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE500.

Tableau 7.37 Calcul des armatures transversales.

Section	Tu (kN)	τ_u (Mpa)	S _t (cm)	S _t (cm)	S _t (cm)	S _t ^{adp} (cm)	A _t (cm ²)	Section	Choix
				ZN	ZC	ZN	ZC		
30x45	137.87	1.13	36.45	11.25	22.5	10	15	1.8	4T8
30x45	221.08	1.82	36.45	11.25	22.5	10	15	1,8	4T8

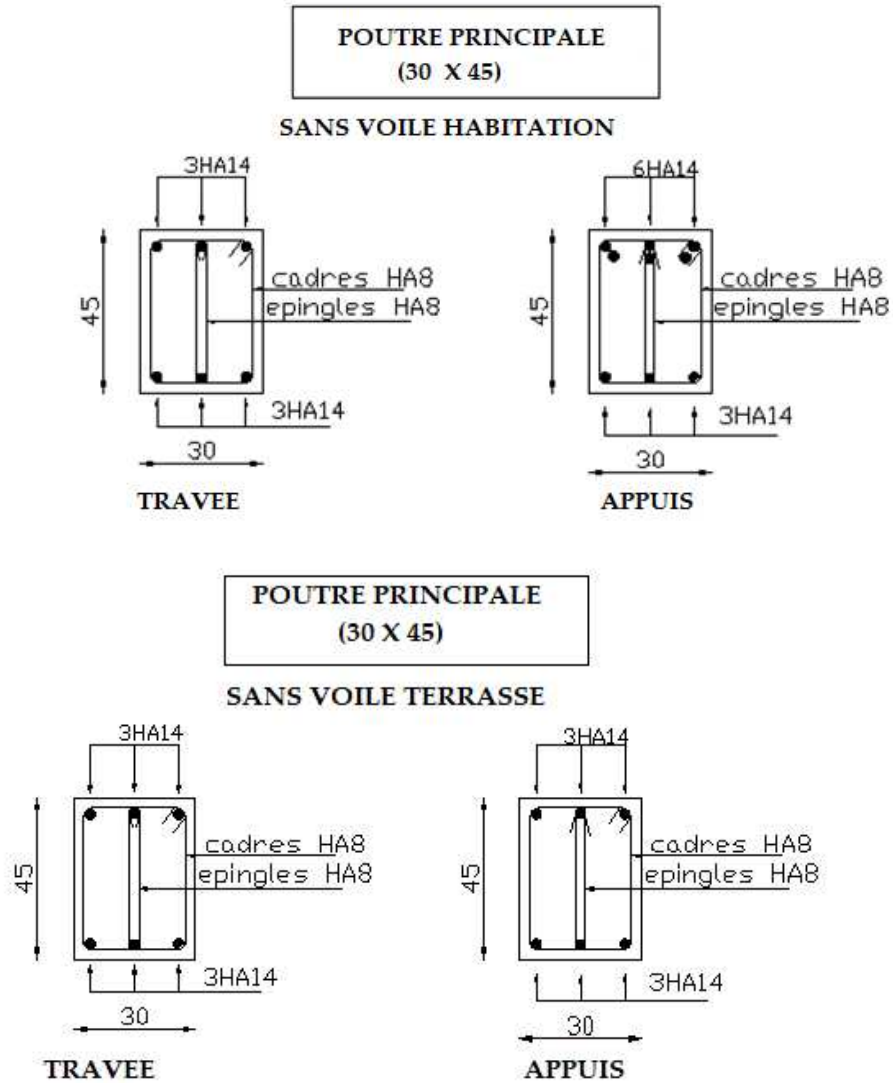
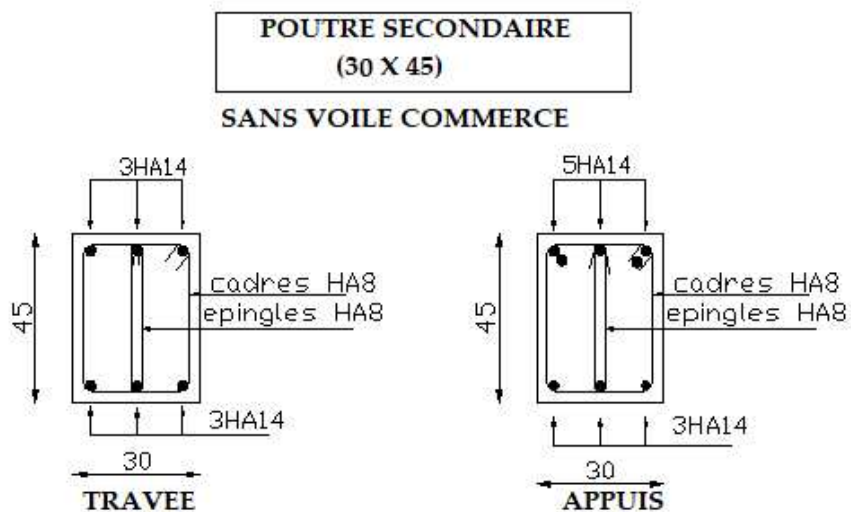


Figure 7.4 Ferrailage de poutre principale sans voile.



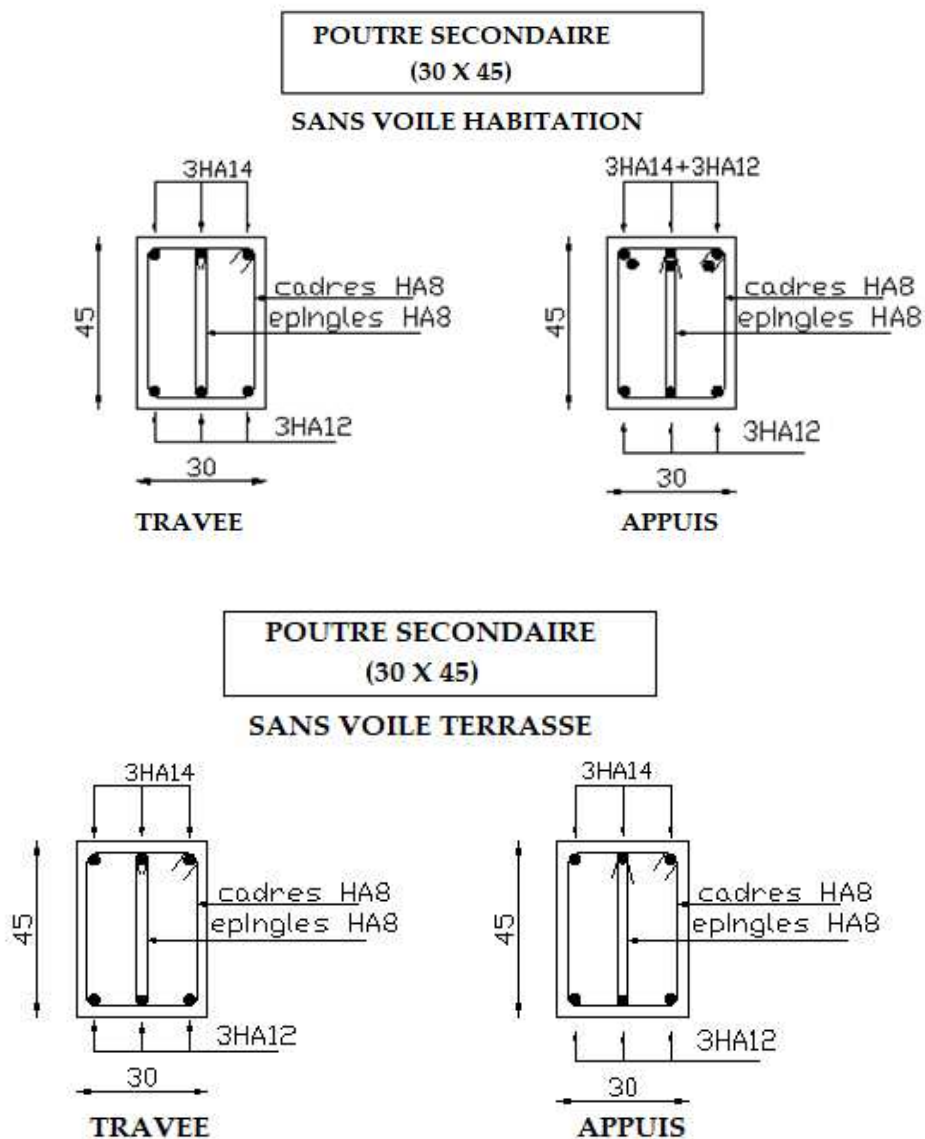


Figure 7.5 Ferrailage de poutre secondaire sans voile.

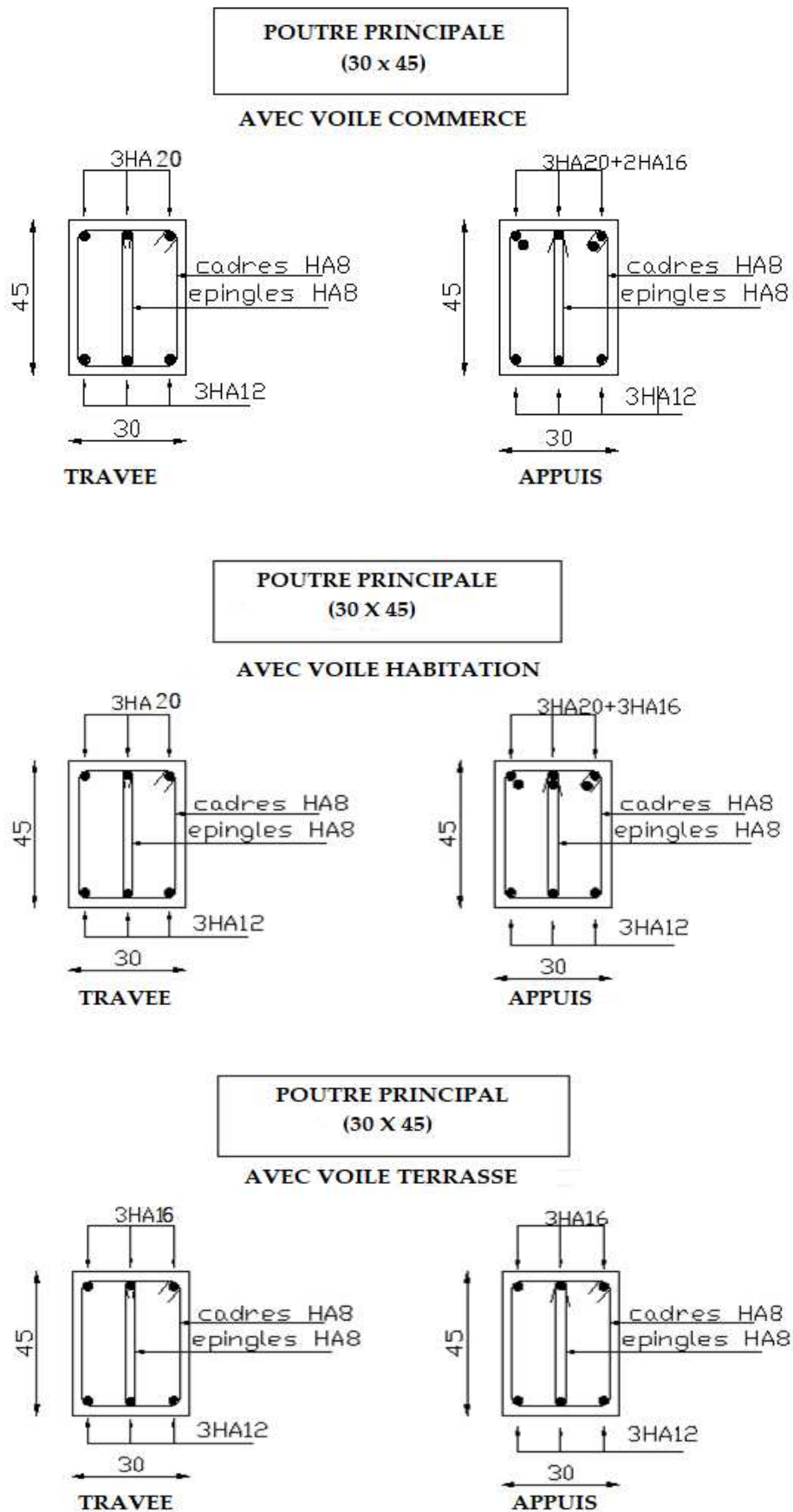


Figure 7.6 Ferrailage de poutre principale avec

voile.

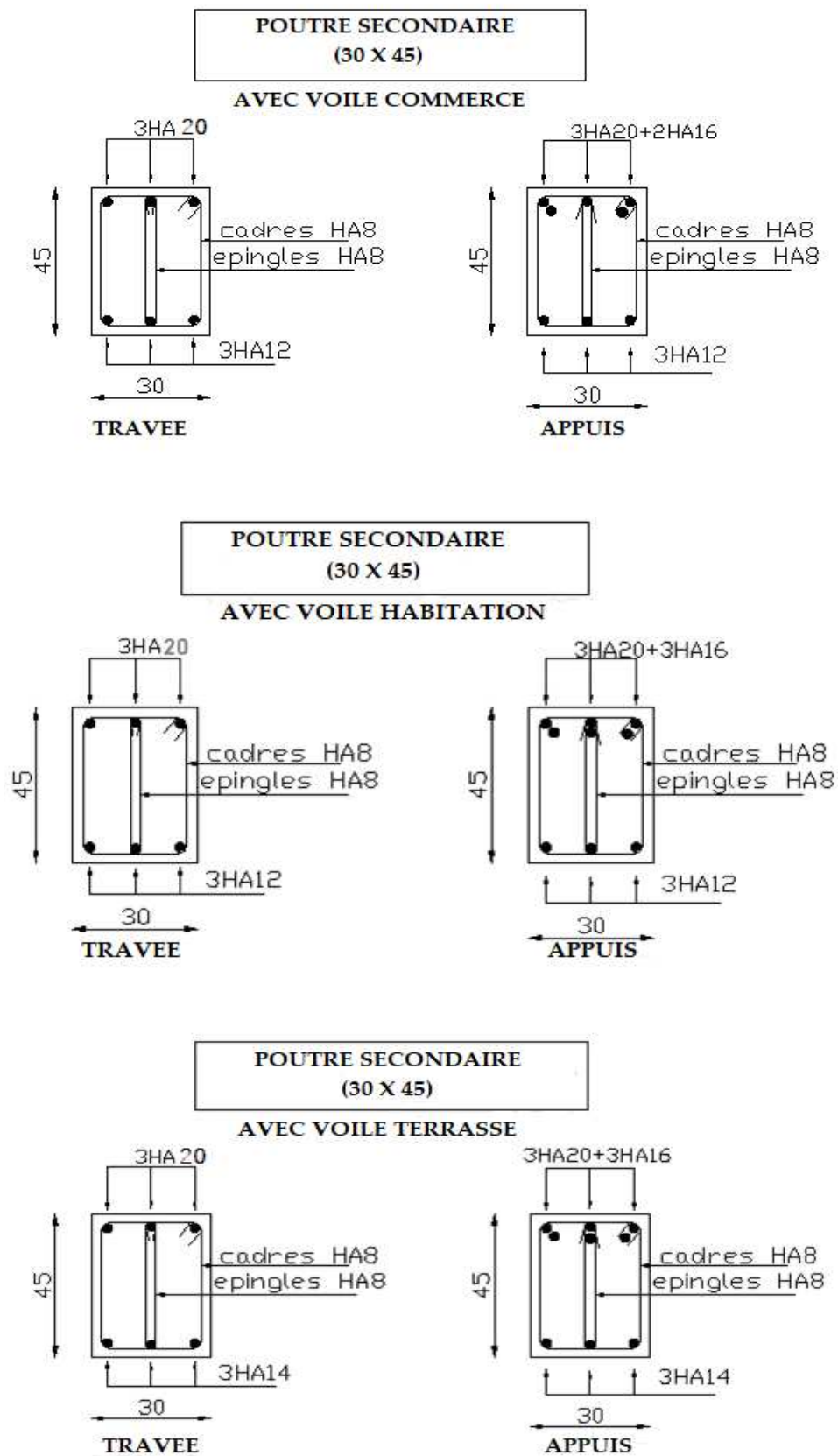


Figure 7.7 Ferrailage de poutre secondaire sans voile.

7.4 Ferrailage des voiles [Annexe D]

Le ferrailage des voiles sera calculé à partir des combinaisons des sollicitations dues aux charges verticales " G " et " Q " et horizontales " E ", les forces verticales provoquent les efforts normaux, tandis que les forces horizontales provoquent des efforts normaux, des efforts tranchants ainsi que des moments fléchissant.

Tous les calculs sont faits selon les règlements [1] et [2]. On utilise la méthode de contrainte extrait par logiciel ETABS 2016.

7.4.1 Calcul des armatures verticales

➤ **Bout de voile Vx1 :**

$$L = 1.0 \text{ m} ; a = 0.20 \text{ m} ; h_e = 3.4 \text{ m (RDC)}.$$

$$h_e = 3.4 - 0.4 = 2.95 \text{ m} ; (0.45 \text{ m : hauteur de la poutre principal}).$$

Tableau 7.40 Exemple de calcul des contraintes.

	Voile Armé	Voile non armé
$K = L_f/L_0$	0,8	0.85
Longueur de flambement L_f	2.36	2.51
Elancement λ	40.876399	43.431174
Section réduite B_r (par ml) (m ²)	0.09	0.09
Coefficient α	0,6678207	0,4580141
A_S (Maille) (cm ²)	0.0001	0
Nu (Lim) MPa	17.75532	11.948193
$\sigma_{compression} = 2.99 \text{ MPa}$ $< Nu$	Pas besoin d'armatures de compression	Pas besoin d'armatures de compression

❖ **Bout de voile Vx1** : $L = 1m$; $a = 20cm$

Tableau 7.41 Calcul des armatures verticales du Vx1.

Hauteur d'étage (m)	e (cm)	Maille	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (kN)	A_s (cm ²)	Le choix	A_v Adopté (cm ²)
RDC+1	20	1	0.1	8.4	840	16.8	2x5T16	20.2
		2	0.1	4.54	454	9.08	2x5T12	11.3
2+3	20	1	0.1	2.74	274	5.48	2x5T12	11.3
		2	0.1	1.63	163	3.26	2x5T12	11.3
4+5	20	1	0.1	2.78	278	5.56	2x5T12	11.3
		2	0.1	1.63	163	3.26	2x5T12	11.3
6+7	20	1	0.1	3.65	365	7.3	2x5T12	11.3
		2	0.1	2.63	263	5.26	2x5T12	11.3
8+9	20	1	0.1	4.38	438	8.76	2x5T12	11.3
		2	0.1	3.65	365	7.16	2x5T12	11.3

❖ **Bout de voile Vx2** : $L = 1m$; $a = 20$

Tableau 7.42 Calcul des armatures verticales du Vx2.

Hauteur d'étage (m)	e (cm)	Maille	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (kN)	A_s (cm ²)	Le choix	A_v Adopté (cm ²)
RDC+1	20	1	0.1	10.54	1054	21.08	2x5T20	31.42
		2	0.1	4.8	480	9.6	2x5T12	11.3
2+3	20	1	0.1	3.95	395	7.9	2x5T12	11.3
		2	0.1	1.95	195	3.9	2x5T12	11.3
4+5	20	1	0.1	3.48	348	6.96	2x5T12	11.3
		2	0.1	1.93	193	3.86	2x5T12	11.3
6+7	20	1	0.1	4.66	466	6.96	2x5T12	11.3
		2	0.1	2.87	287	3.86	2x5T12	11.3
8+9	20	1	0.1	3.82	382	7.64	2x5T12	11.3
		2	0.1	3.06	306	6.12	2x5T12	11.3

❖ Bout de voile Vy1 : $L = 1m$; $a = 20cm$

Tableau 7.43 Calcul des armatures verticales du Vy.

Hauteur d'étage (m)	e (cm)	Maille	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (kN)	A_s (cm ²)	Le choix	A_v Adopté (cm ²)
RDC+1	20	1	0.1	6.84	684	13.86	2x5T14	15.4
		2	0.1	3.86	386	7.72	2x5T12	11.3
2+3	20	1	0.1	3.3	330	6.6	2x5T12	11.3
		2	0.1	2.14	214	4.28	2x5T12	11.3
4+5	20	1	0.1	2.64	264	5.28	2x5T12	11.3
		2	0.1	1.83	183	3.66	2x5T12	11.3
6+7	20	1	0.1	3.64	364	7,28	2x5T12	11.3
		2	0.1	2.33	233	4.66	2x5T12	11.3
8+9	20	1	0.1	3.32	332	6.64	2x5T12	11.3
		2	0.1	2.39	239	4.78	2x5T12	11.3

7.4.2 Armatures horizontales

Tableau 7.44 Calcul des armatures horizontales du Vx1.

Bout de voile Vx1	RDC+1 étage	2+3 étages	4+5 étages	6+7 étages	8+9 étages
$r_u(S12)(MPa)$	1.25	0.8	0.84	0.89	0.82
$A_{h1}(cm^2)$	2.2	1.4	1.47	1.56	1.44
$A_{h2}(cm^2)$	11.2	3.65	3.70	4.86	5.84
$A_{hmin}(cm^2)$	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
$A_h(cm^2)$	11.2	3.65	3.70	4.86	5.84
Choix cm	2x5T12=11.3	2x5T12=11.3	2x5T12=11.3	2x5T12=11.3	2x5T12=11.3
Espacement (mm)	150	150	150	150	150
$S \leq 300mm$	Oui	Oui	Oui	Oui	Oui

Tableau 7.45 Calcul des armatures horizontales du Vx2.

Bout de voile Vx2	RDC+1 étage	2+3 étages	4+5 étages	6+7 étages	8+9 étages
$r_u(S12)(MPa)$	1.1	1.19	1.11	1.14	0.91
$A_{h1}(cm^2)$	1.92	2.1	1.94	2	1.6
$A_{h2}(cm^2)$	14.05	5.3	4.64	6.2	5.1
$A_{hmin}(cm^2)$	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
$A_h(cm^2)$	14.05	5.3	4.64	6.2	5.1
Choix <i>cm</i>	2×5T16=20.1 0	2×5T12=11. 3	2×5T12=11. 3	2×5T12=11. 3	2×5T12=11. 3
Espacement (<i>mm</i>)	150	150	150	150	150
$S \leq 300mm$	Oui	Oui	Oui	Oui	Oui

Tableau 7.46 Calcul des armatures horizontales du Vy.

Bout de voile Vy1	RDC+1 étage	2+3 étages	4+5 étages	6+7 étages	8+9 étages
$r_u(S12)(MPa)$	1.04	1.78	1.45	1.5	1.15
$A_{h1}(cm^2)$	1.82	3.11	2.54	2.62	2.01
$A_{h2}(cm^2)$	9.12	4.4	3.52	4,85	4.43
$A_{hmin}(cm^2)$	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
$A_h(cm^2)$	9.12	4.4	3.52	4.85	4.43
Choix <i>cm</i>	2×5T12= 11.3	2×5T12 = 11.3	2×5T12 = 11.3	2×5T12 = 11.3	2×5T12 = 11.3
Espacement (<i>mm</i>)	150	150	150	150	150
$S \leq 300mm$	Oui	Oui	Oui	Oui	Oui

7.4.3 Armature de joint de bétonnage (acier de couture) :

CHAPITRE 7 : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX.

Tableau 7.47 Calcul des armatures de joint de bétonnages.

Voile	étages	Maille	τ_u (MPa)	A_v calculé (cm ²)	Le choix	A_v Adopté (cm ²)	
Vx1 Li=0,5m	RDC 1 ^{er}	1	1.25	3.85	2x4T12	9.04	
		2	1.09	3.36	2x4T12	9.04	
	2 ^{ème} 3 ^{ème}	1	0.8	2.5	2x4T12	9.04	
		2	0.61	1.9	2x4T12	9.04	
	4 ^{ème} 5 ^{ème}	1	0.84	2.6	2x4T12	9.04	
		2	0.64	1.98	2x4T12	9.04	
	6 ^{ème} 7 ^{ème}	1	0.89	2.75	2x4T12	9.04	
		2	0.73	2.24	2x4T12	9.04	
	8 ^{ème} 9 ^{ème}	1	0.82	5.84	2x4T12	9.04	
		2	0.75	2.5	2x4T12	9.04	
	Vx2 Li=0,5m	RDC 1 ^{er}	1	1.1	3.4	2x4T12	9.04
			2	1.02	3.15	2x4T12	9.04
		2 ^{ème} 3 ^{ème}	1	1.19	3.7	2x4T12	9.04
			2	0.68	2.1	2x4T12	9.04
4 ^{ème} 5 ^{ème}		1	1.11	3.4	2x4T12	9.04	
		2	0.79	2.43	2x4T12	9.04	
6 ^{ème} 7 ^{ème}		1	1.14	3.51	2x4T12	9.04	
		2	0.79	2.43	2x4T12	9.04	
8 ^{ème} 9 ^{ème}		1	0.91	2.80	2x4T12	9.04	
		2	0.7	2.16	2x4T12	9.04	
Vy L=0,5m		RDC 1 ^{er}	1	1.04	3.2	2x4T12	9.04
			2	0.98	3.1	2x4T12	9.04
		2 ^{ème} 3 ^{ème}	1	1.78	5.5	2x4T12	9.04
			2	0.46	1.42	2x4T12	9.04
	4 ^{ème} 5 ^{ème}	1	1.45	4.5	2x4T12	9.04	
		2	0.48	1.48	2x4T12	9.04	
	6 ^{ème} 7 ^{ème}	1	1.5	4.62	2x4T12	9.04	
		2	0.5	1.54	2x4T12	9.04	
	8 ^{ème} 9 ^{ème}	1	1.15	3.55	2x4T12	9.04	
		2	0.57	1.76	2x4T12	9.04	

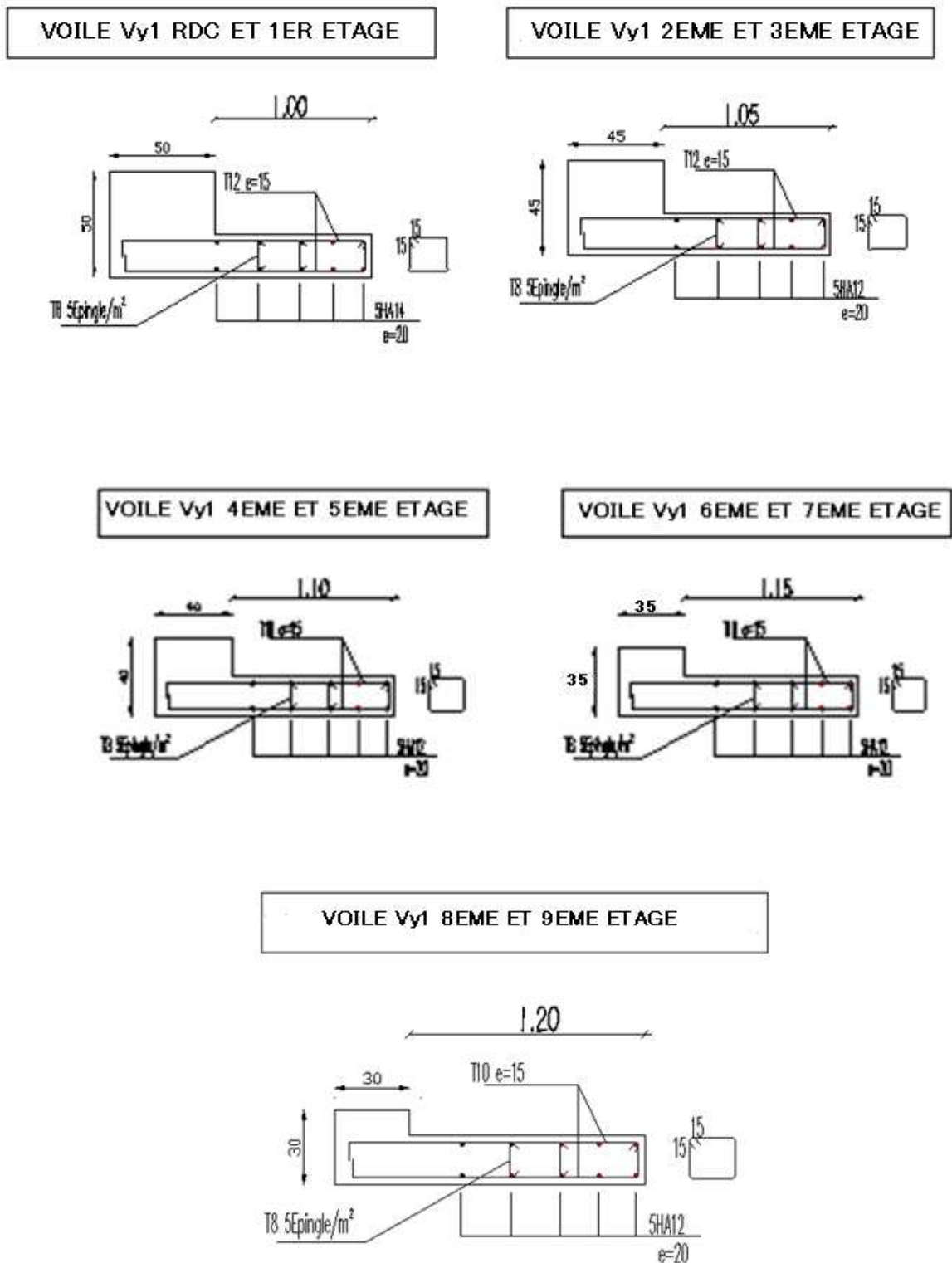


Figure 7.8 Ferrailage de voile Vy1.

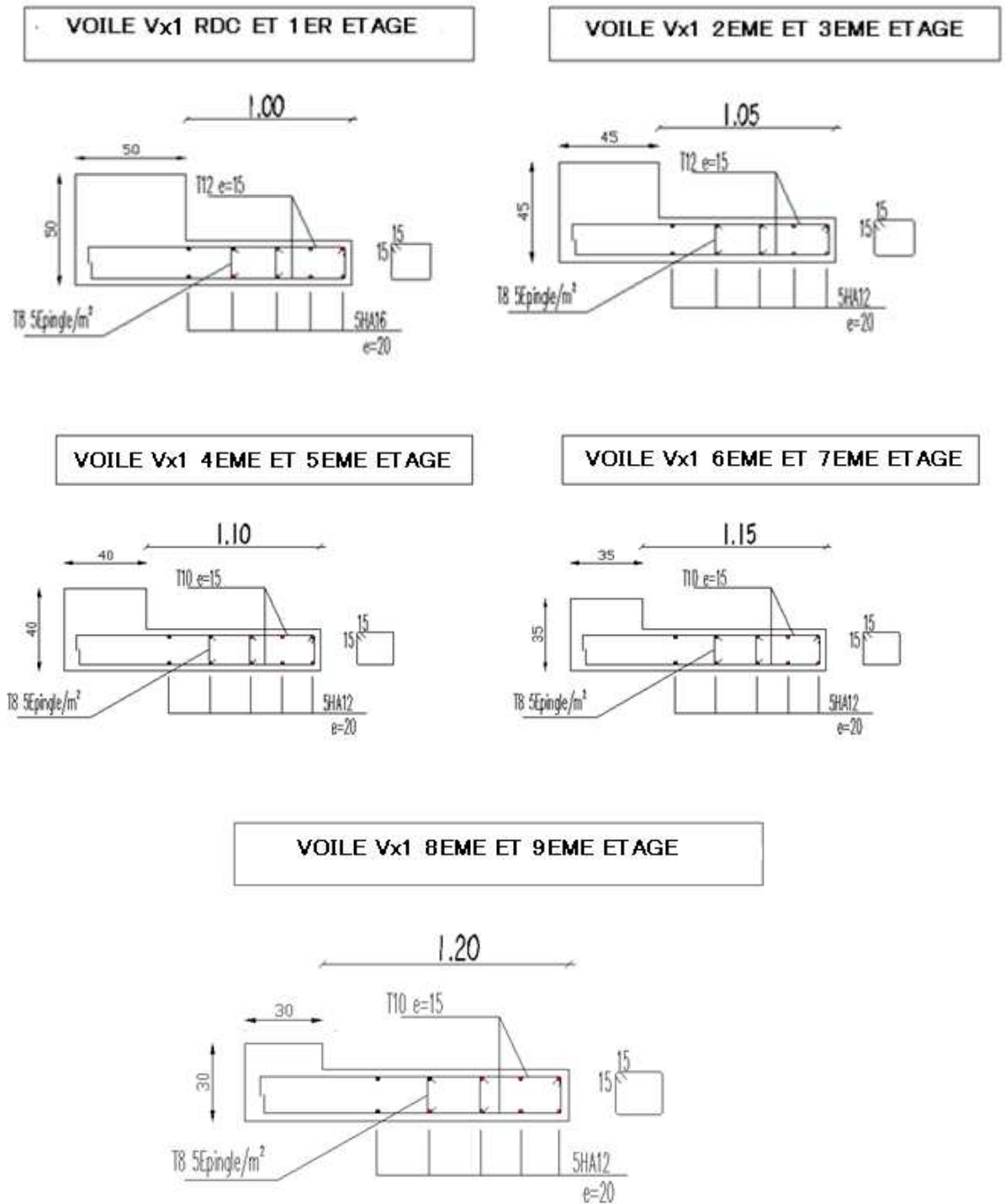


Figure 7.9 Ferrailage de voile Vx1.

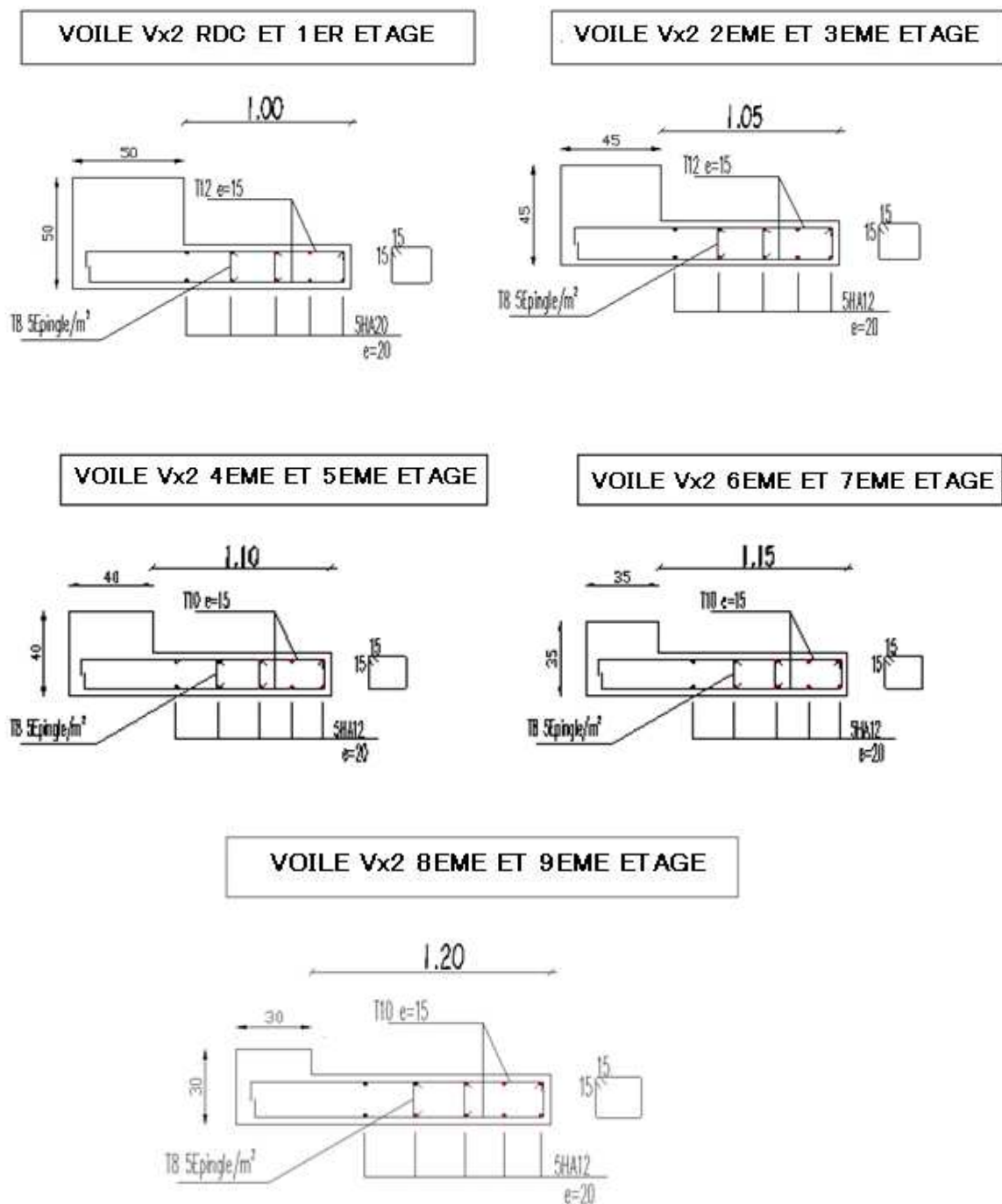


Figure 7.10 Ferrailage de voiles Vx2.

7.5 Etude du voile périphérique :

7.5.1 Introduction :

Notre structure comporte un voile périphérique 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, le sous sol et les fondations.

7.5.2 Pré dimensionnement :

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du RPA99 version 2003.

- ❖ Les ossatures au-dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base.
- ❖ Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

Epaisseur $e \geq 15\text{cm}$

- ◆ Les armatures sont constituées de deux nappes.
- ◆ Le pourcentage minimum des armatures est de $0,1\%B$ dans les deux sens (horizontal et vertical).
- ◆ Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
- ◆ La longueur de recouvrement est de $50\varnothing$ avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

Avec : $B=15\text{ cm}$ (Section du voile).

7.5.3 Évaluation des Charges :

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur 4 appuis et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

$L_x=2,5\text{m}$; $L_y=5,3\text{m}$; $e=20\text{cm}$

Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

BAEL91 modifié 99, la charge de poussées des terres est données par :

$$P_i = 1/2 k_0 \cdot \gamma d \cdot l_2$$

Avec :

P_i : Contrainte à la base sur une bande de 1m.

k_0 : Coefficient de poussée = $\text{tg}^2 \left[\left(\frac{\pi}{4} \right) - \left(\frac{\varphi}{2} \right) \right]$.

γ_h : Poids spécifique des terres ($\gamma_h=21,4\text{kN/m}^3$).

φ : Angle de frottement interne du remblai = 20° .

$$\varphi = 20^\circ \Rightarrow K_0 = f(\varphi) = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0,2116$$

$$\rho_h = 17.6 \text{ kN/m}^3 \quad L = 2.5\text{m} \quad \varphi = 20^\circ \Rightarrow K_p = 0.49$$

$$P = 1/2 \times 17.6 \times 0.49 \times 2.5^2 = 26.95 \text{ kN/ml}$$

$$P_u = 36.38 \text{ kN/ml} ; \quad P_s = 26.95 \text{ kN/ml}$$

Efforts dans la dalle

μ_x et μ_y Sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires.

$$\mu = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2.5}{5.3} = 0.472$$

Moments en travée et sur appuis :

Le rapport des panneaux $0.4 < x = \frac{l_x}{l_y} = 0.60 < 1.00 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 7.48 Calcul des moments.

Sollis-tation	$\frac{LX}{LY}$	μ_x	μ_y	P (kN /m)	Mx	Mtx	0.3Mx	0.5Mx	My	Mty
ELU	0.472	0.1008	0.25	36.38	22.92	17.19	6.9	11.46	5.73	4.3
ELS	0.472	0.1008	0.3402	26.95	17.48	13.11	5.24	8.74	6	4.5

7.5.4 Calcul de ferrailage :

Le ferrailage se calcule avec le moment maximum en travée et sur appuis.

$$h = 20 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm} ; d = 18 \text{ cm} ; f_{c28} = 30 \text{ MPa} ; f_e = 500 \text{ MPa}$$

Tableau 7.49 Calcul de ferrailage des voiles périphériques.

Sens		Mu (kN.m)	A_s^{calcul} (cm ²)	A_s^{min} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	S_t (cm)
En Travee	x-x	17.19	2.23	2.02	4T10	3.16	15
	y-y	4.3	0.55	1.6	4T10	3.16	15
En Appui	x-x	11.46	1.48	2.02	4T10	3.16	15
	y-y	11.46	1.48	1.6	4T10	3.16	15

7.5.5 Vérifications nécessaires :

Condition de non fragilité :

$$h = 20 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$$

$$\rho_0 = 0.08\% ; \text{ pour l'acier.}$$

$$\mu = \frac{l_x}{l_y} = 0.472$$

$$A_x \geq \rho_0 = \frac{(3-p)}{1} \times b \times h = 2.02 \text{ cm}^2$$

$$A_y \geq \rho_0 \times b \times h = 1.6 \text{ cm}^2$$

Travée :

Sens x-x : $A_x = 3.16 \text{ cm}^2 > A^{min} = 1.2 \times A = 2.02 \text{ cm}^2$ vérifiée.

Sens y-y : $A_y = 3.16 \text{ cm}^2 > A^{min} = 1.6 \text{ cm}^2$ vérifiée.

Appuis :

Sens x-x : $A_x = 3.16 \text{ cm}^2 > A^{min} = 1.2 \times A = 2.02 \text{ cm}^2$ vérifiée.

Sens y-y : $A_y = 3.16 \text{ cm}^2 > A^{min} = A = 1.6 \text{ cm}^2$ vérifiée.

7.5.6 Calcul des armatures transversales :

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée

$$r_u = \frac{Tu}{bd} = 0,05 f_{c28} = 1.5 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } T_x = \frac{qu \times l_x \times l_y}{2l_x + l_y} = 46.8 \text{ kN}$$

$$T_y = (qu \times l_x) / 3 = 30.32 \text{ kN}$$

$$T_{umax} = (\max t_y, t_x) = 46.8 \text{ KN.}$$

$$r_u = \frac{46.8 \times 1000}{1000 \times 180} = 0.26 \leq 1.5 \text{ vérifiée.}$$

7.5.7 Vérification des contraintes à l'ELS [2] :

Tableau 7.50 Vérification des contraintes des voiles périphériques.

Usage	Position	Mser (kN.m)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	σ_s (Mpa)	$\bar{\sigma}_s$ (Mpa)	Vérification
En travée	x-x	13.11	4	18	25.8	250	vérifiée
	y-y	4.5	1.37		8.85		
Sur appui	x-x	8.74	2.67	18	17.2	250	vérifiée
	y-y	8.74	2.67		17.2		

7.6 Conclusion

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc être correctement dimensionnés et bien armés. Dans la détermination des ferraillements des différents éléments principaux ; il a été tenu compte des ferraillements obtenus par deux logiciels de calcul (ETABS2016 et SOCOTEC) ainsi que le ferraillement minimum édicté par les règles parasismiques Algériennes.

8.1 Introduction

Une fondation se définit comme la partie d'un bâtiment ou d'un ouvrage de travaux publics qui assure la transmission dans le sol des charges (poids propre, forces climatiques, sismiques et charges d'exploitation) de celui-ci.

Les fondations d'un bâtiment représentent un enjeu essentiel de sa construction, car elles forment la partie structurelle qui assure sa portance et permet de contrôler les tassements dus aux charges qu'il applique au sol et les infiltrations dues à la présence éventuelle d'eau dans le terrain.

Suivant la capacité portante du sol, l'environnement de l'ouvrage à fonder, les forces mises en jeu et les tassements admissibles, le constructeur choisira une solution du type fondation superficielle, semi-profonde ou profonde, qui diffèrent par leur niveau de fondation, leur géométrie et leur fonctionnement.

8.2 Fonctions assurées par les fondations

Les éléments de fondations ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteaux, murs, voiles...).

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation (supposée horizontale) :

Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient en principe de connaître les valeurs extrême.

- Une force horizontale résultant, par exemple, de l'action du vent, ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un couple qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

8.3 Choix de type de fondations

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres dont on cite :

- Type d'ouvrage à construire.
- Les caractéristiques du sol support.
- La nature et l'homogénéité du sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.

- L'aspect économique.

Il existe plusieurs types de fondation :

- ❖ Fondation superficielle
 - Semelle isolée.
 - Semelle filante sous mur.
 - Semelle filante sous poteaux.
 - Semelle filante croisées.
 - Radier général.
- ❖ Fondation profonde (semelle sur pieux).

8.4 Calcul des fondations

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage ; la charge que comporte l'ouvrage – la portance du sol – l'ancrage et les différentes données du rapport du sol.

On commence le choix de fondation par les semelles isolées – filantes et radier, chaque étape fera l'objet de vérification.

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Avec :

σ_{sol} : Contrainte du sol.

N : Effort normal appliqué sur la fondation.

S : Surface de la fondation.

8.4.1 Semelle isolée

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au rapport a sur b :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$$

Pour les poteaux carrés : $a = b$ donc $A=B \rightarrow S=A^2$

A est déterminé par :

$$S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \text{ d'où } S = \left[\frac{N}{\sigma_{sol}} \right]$$

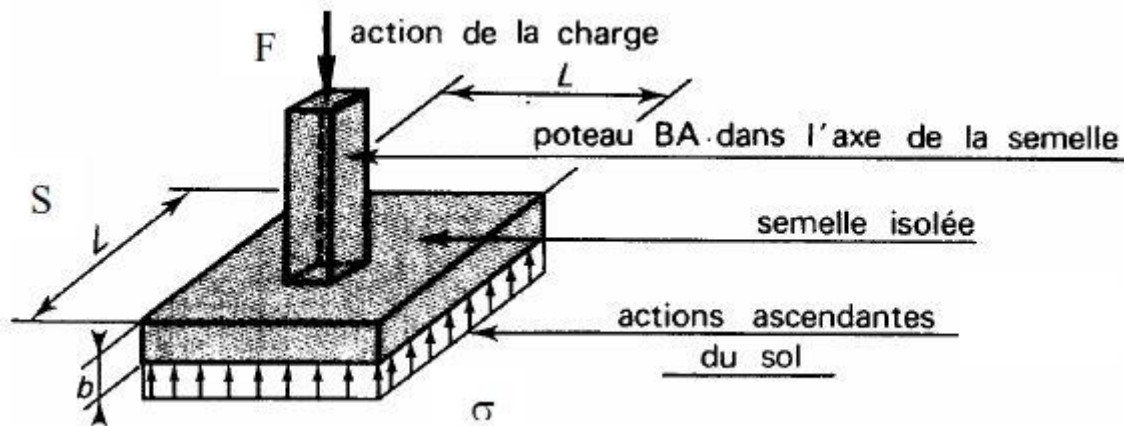


Figure 8.1 semelles isolée sous poteaux.

Avec :

σ_{sol} : Contrainte du sol.

N_{ser} : Effort normal appliqué sur la fondation.

S : Surface de la fondation.

$N=N_1$ (revenant de la structure) calculé par la combinaison [G+Q].

Pour assurer la validité de la semelle isolée, on choisit le poteau le plus sollicité de telle façon à vérifier que :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{semelle}} \leq \sigma_{sol}$$

❖ L'effort normal total revenant aux fondations égale à : $N = 2270.96 \text{ kN}$ d'où :

$$S > \frac{2270.96}{2 \times 100} \quad S = 11.35 \text{ m}^2$$

❖ Vérification de la mécanique des sols (vérification de l'interférence entre deux semelles) :

Il faut vérifier que : $L_{min} \geq 1.5 \times B$

Tel que L_{\min} est l'entre axe minimum entre deux poteaux.

On a : $L_{\min} = 1.52\text{m} < 1,5 \times 3.53 = 5.3 \text{ m} \dots\dots$ non vérifie.

❖ **Conclusion:**

On remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors a l'étude des semelles filantes.

8.4.2 Semelles filantes

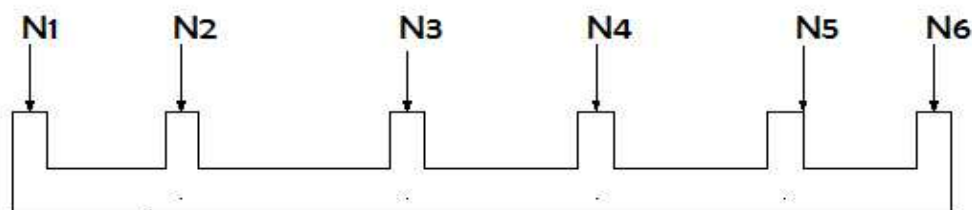


Figure 8.2 Semelles filantes.

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux et les voiles qui se trouvent dans la même ligne.

On doit vérifier que: $\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$

Tel que:

$N = \sum Ni$ de chaque file de poteaux.

$S = B \times L$

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la file considérée.

$$B \geq \frac{N}{L\sigma_{sol}}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit:

Tableau 8.1 Sections des semelles filantes.

Semelles filantes					
Files	N	L(m)	B(m)	B choisie (m)	S (m ²)
1	11629.98	37.23	1.718	1.75	65.15
2	13945.84	30.86	2.4854	3	92.58
3	7766.09	23.125	1.847	2	46.25

- ❖ Vérification de la mécanique de sol (Vérification de l'interférence entre deux semelles) :

Il faut vérifier que : $L_{min} \geq 2 \times B$

Tel que L_{min} est l'entre axe minimum entre deux poteaux.

On a $L_{min} = 1.52 \text{ m} < 2 \times B = 6 \text{ m}$ non vérifié.

❖ Conclusion

Les largeurs des semelles occupent plus de la moitié de l'assise c'est-à-dire une faible bande de sol entre chaque deux files, ce qui engendre un risque de rupture de la bande du sol situé entre les deux semelles à cause du chevauchement des lignes de rupture.

Donc tout cela nous oblige d'opter pour un choix du radier générale.

8.4.3 Radier générale

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction.

Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée; dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées de grande hauteur.

Dans notre cas, on optera pour un radier nervuré (plus économique que pratique).

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

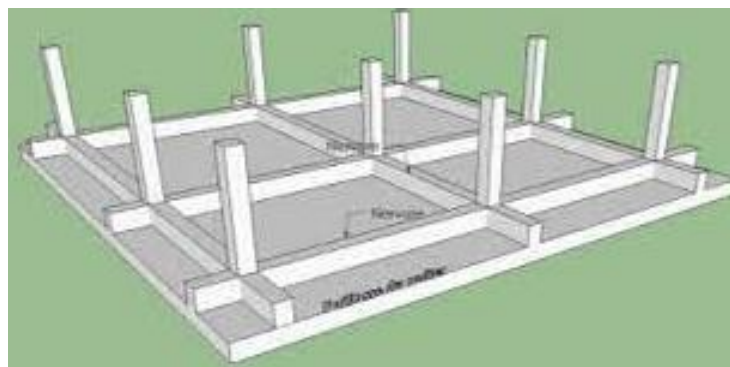


Figure 8.3 Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.

- Surface nécessaire :

Pour déterminer la surface du radier il faut que : $\sigma_{max} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Pour:

$$N = 34242.75 \text{ kN.}$$

$$\sigma_{sol} = 2 \text{ bars.}$$

$$S_{nec} \geq 188.33 \text{ m}^2$$

D'où la surface nécessaire est inférieure à celle du bâtiment.

- La surface occupée par l'ouvrage $S_b=315.58 \text{ m}^2 > S_{nec}$ (la surface a calculé par AUTOCAD).
- Débord de 50cm pour chaque coté.
- La section totale du radier est de : $S_{rad}=352.063 \text{ m}^2$

a) Pré dimensionnement de radier nervure

➤ Dalle

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes:

- Condition forfaitaire : $h_1 \geq \frac{L_{max}}{20}$

Avec:

L_{max} : La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{max} = 551 \rightarrow h_1 \geq 28 \text{ cm}$$

On prend : $h=30 \text{ cm}$

- **Condition de cisaillement**

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0.1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 3\text{MPa}$$

On doit vérifier que:

$$\text{Avec : } T_u = \frac{qL}{2} ; q = \frac{N_u 1ml}{S_{rad}}$$

$$N_u = 47221.41 \text{ kN}$$

$$L = 5,51\text{m} ; b=1\text{m}$$

$$\tau_u = \frac{q \times L}{2 \times b \times d} = \frac{N_u \times L \times 1ml}{2 \times S_{rad} \times b_{sf} \times d} = \frac{N_u \times L}{2 \times S_{rad} \times b_{sf} \times (0,9h)} \leq \bar{\tau}_u$$

$$h_2 \geq \frac{N_u \times L \times 1ml}{2 \times S_{rad} \times b_{sf} \times (0,9\bar{\tau}_u)} = 13.83cm$$

❖ Conclusion

$$h \geq \text{Max}(h_1; h_2) = 30 \text{ cm}$$

Pour des raisons constructif on adopte $h = 30\text{cm}$.

➤ Nervure

La largeur des nervures :

• Condition de coffrage

$$b \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{551}{10} = 55.1cm$$

Donc :

$b = 60 \text{ cm}$ dans les deux sens (x-x et y-y).

La hauteur de nervure :

• Condition de la flèche

La hauteur des nervures se calcule par la formule de la flèche suivante :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_{N1} \leq \frac{L_{max}}{10}$$

$$\text{On a } L_{max} = 5,51\text{m} \quad 36.37\text{cm} < h_n < 55.1\text{cm} \rightarrow h_1 = 50\text{cm}$$

On prend : $h_{N1} = 50 \text{ cm}$.

• Condition de non poinçonnement

$$Nu \leq 0,045Uc \cdot h^2 \cdot fc28$$

Avec :

N_u : Effort normal du poteau le plus sollicité ($N_u = 2716.03\text{kN}$).

U_c : Périmètre de contour au niveau du feuillet moyen ($U_c = 2 [(a + b) + 2h]$).

a, b : Dimensions du poteau du sous sol (55x55).

$$Nu \leq 0,045 (2a + 2b + 4h) \cdot h \cdot fc28$$

$$h_{N1} \geq 68.58 \text{ cm}$$

On prend : $h = 70 \text{ cm}$

Le choix :

Épaisseur de la dalle du radier : $h=30$ cm.

Les dimensions de la nervure : $\begin{cases} h_n = 100 \text{ cm} \\ b = 60 \text{ cm} \end{cases}$

b) Caractéristiques Géométrique du Radier

Tableau 8.2 caractéristiques géométriques du radier.

Position de centre de gravité		Moments d'inerties	
$x_G(m)$	$y_G(m)$	$I_{xx}(m^4)$	$I_{yy}(m^4)$
11.75	14.48	20851.28	8015.48

c) Vérification de la stabilité du radier

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage vis-à-vis des efforts horizontaux.

Le rapport $\frac{M_S}{M_R}$ doit être supérieur au coefficient de sécurité 1.5.

$$\frac{M_S}{M_R} > 1.5$$

Avec :

M_s : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre.

M_R : Moment de renversement dû aux forces sismique.

$$MR = \sum M_0 + V_0 h$$

M_0 : Moment à la base de la structure.

V_0 : L'effort tranchant à la base de la structure.

h : Profondeur de l'ouvrage de la structure.

M_0, V_0 sont tirés à partir du fichier ETABS.

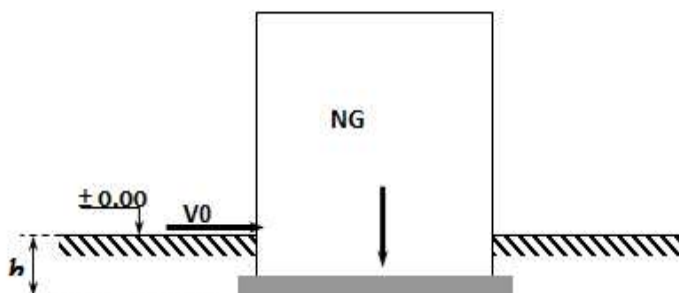


Figure 8.4 Schéma statique du bâtiment.

- **Sens xx :**

$$M_0 = 243757.98 \text{ kNm};$$

$$V_0 = 1199.37 \text{ kN};$$

$$N = N_1 (\text{structure}) + N_2 (\text{poids propre de radier nervuré}).$$

$$N_{1\text{ser}} = 37859.19 \text{ kN}.$$

$$N_2 = \rho_b S h = 25 \times 1 \times 352.063 = 8801.57 \text{ kN}$$

Donc:

$$N = 46660.77 \text{ kN}.$$

Profondeur de l'ouvrage de la structure: $h = 4 \text{ m}$.

$$MR = \sum M_0 + V_0 h$$

$$M_R = 243757.98 + (1199.37 \times 4) = 248555.46 \text{ kN.m}$$

$$M_s = N \times x_G = 46660.77 \times 11.75 = 548264.04 \text{ kN.m}$$

$$MS/MR = 2.21 > 1.5 \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

- **Sens yy:**

$$N = 46660.77$$

$$M_0 = 358505.62 \text{ kNm}; V_0 = 1363.82 \text{ kN}$$

$$\text{Donc: } M_R = 358505.62 + 1363.82 \times 4 = 363960.9 \text{ kN.m}$$

$$M_s = N \times y_G = 46660.77 \times 14.48 = 675647.95 \text{ kN.m}$$

$$MS/MR = 1.9 > 1.5 \dots \dots \dots \text{vérifie.}$$

❖ Conclusion

Le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieur à 1,5.
Donc notre structure est stable dans les deux sens.

d) Calcul des contraintes

Le rapport du sol nous offre la contrainte de sol déterminé par les différents essais

$$\text{In-situ et au laboratoire : } \overline{\sigma}_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2$$

Les contraintes du sol sont données par :

➤ Sollicitation du premier genre :

On doit vérifier que :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{37859.19}{352.063} = 107.53 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = 107.53 \text{ kN/m}^2 \leq 200 \text{ kN/m}^2$$

Sollicitation du second genre :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M_r \times X_{max}}{I}$$

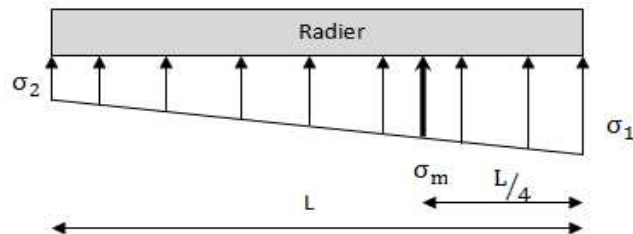


Figure 8.5 Contraintes sous le radier.

Avec :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} V$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} V$$

Il faut que :

- σ_1 ne doit pas dépasser $1,5 \sigma_{sol}$.
- σ_2 Reste toujours positive pour éviter des tractions sous le radier.
- $\sigma \left(\frac{L}{4} \right) = \frac{3\sigma_1 + 2\sigma_2}{4}$ reste toujours inférieur à $1,33\sigma_{sol}$.

Avec :

$$I_{xx} = 20851.28 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 8015.48 \text{ m}^4$$

ELU:

$$N_u = N_u (\text{structure}) + 1.35 \times \text{poids propre de radier nervuré.}$$

$$N_u = 52103.61 + 1.35 \times 8801.57$$

$$N_u = 63985.73 \text{ kN}$$

M : est le moment de renversement.

$$\overline{\sigma_{sol}} = 200 \text{ kN/m}^2$$

($M_{Rx} = 248555.46 \text{ kN.m}$; $M_{Ry} = 363960.9 \text{ kN.m}$).

Tableau 8.3 Contraintes sous le radier à l'ELU.

	$\sigma_1 \text{ (kN/m}^2\text{)}$	$\sigma_2 \text{ (kN/m}^2\text{)}$	$\sigma_m \left(\frac{L}{4}\right) \text{ (kN/m}^2\text{)}$
Sens x-x	264.71	98.78	223.22
Sens y-y	156.077	130.41	149.66
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.

ELS:

$N_{ser} = 37859.19 \text{ kN}$

Tableau 8.4 Contraintes sous le radier à l'ELS.

	$\sigma_1 \text{ (kN/m}^2\text{)}$	$\sigma_2 \text{ (kN/m}^2\text{)}$	$\sigma_m \left(\frac{L}{4}\right) \text{ (kN/m}^2\text{)}$
Sens x-x	190.50	24.84	149.1
Sens y-y	133.19	107.53	126.77
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.

➤ Détermination des sollicitations les plus défavorables:

Le radier se calcule sous l'effet des sollicitations suivante:

- ELU: $q_u = \sigma \left(\frac{L}{4}\right) = 223.22 \text{ kN /m}$
- ELS : $q_{ser} = \sigma \left(\frac{L}{4}\right) = 149.1 \text{ kN /m}$

8.5 Ferrailage 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 table du radier est considérée comme une dalle pleine d'épaisseur de 50cm.
- Les nervures sont considérées comme des poutres de 100 cm de hauteur.

- Le calcul du radier sera effectué pour le panneau de rive le plus défavorable et le panneau central le plus défavorable.

8.5.1 Ferrailage de la table du Radier

➤ Détermination des efforts

Si: $0.4 < \frac{L_x}{L_y} < 1.0$ → La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de la dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit:

$$M_x = \mu_x q L_x^2 \dots\dots\dots \text{sens de la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y M_x \dots\dots\dots \text{sens de la grande portée.}$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont encastres aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

- Panneau de rive :

- Moment en travée: $\begin{cases} M_{tx} = 0,85M_x \\ M_{ty} = 0,85M_y \end{cases}$
- Moment sur appuis: $\begin{cases} M_{ax} = M_{ay} = 0,3M_x \text{ (appui de rive)} \\ M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x \text{ (autre appuis)} \end{cases}$

- Panneau intermédiaire :

- Moment en travée: $M_{tx} = 0,75M_x$
- Moment sur appuis: $M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x$

Si $\frac{L_x}{L_y} < 0.4$ → La dalle travaille dans un seul sens.

- Moment en travée: $M_t = 0,85M_0$
- Moment sur appuis: $M_a = 0,5M_0$

$$\text{Avec: } M_0 = \frac{qL^2}{8}$$

Valeur de la pression sous radier :

$$\text{ELU : } q_u = 223.22 \times 1 = 223.22 \text{ kN /m}$$

$$\text{ELS : } q_s = 149.1 \times 1 = 149.1 \text{ kN /m}$$

➤ Calcul des moments

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x q_x L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y M_x$

CHAPITRE 8 : CALCUL DES FONDATIONS.

Les coefficients μ_x et μ_y sont en fonction de ν .

$$\nu : \text{Coefficient de poisson} \begin{cases} 0 \text{ à l'ELU} \\ 0.2 \text{ à l'ELS} \end{cases}$$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires [2].

Moment en travée et sur appuis à l'ELU ($\nu=0$)

On prend le panneau de rive le plus sollicité avec : $l_x=5.3\text{m}$, $l_y=5.51\text{m}$.

Alors : la dalle travaille dans les deux sens.

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau 8.5 Calcul des moments à l'ELU.

L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	q_u (kN/m)	M_x (kNm)	M_{tx} (kNm)	M_y (kNm)	M_{ty} (kNm)	M_a (rive) (kNm)	M_a (inter) (kNm)
5.3	5,51	0,96	0,0401	0,909	223.22	251.43	213.72	228.55	194.27	75.43	125.72

Tableau 8.6 Calcul des moments à l'ELS.

L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	q_s (kN/m)	M_x (kNm)	M_{tx} (kNm)	M_y (kNm)	M_{ty} (kNm)	M_a (rive) (kNm)	M_a (inter) (kNm)
5.3	5,51	0,96	0,0401	0,909	149.1	167.95	142.76	152.66	129.76	50.39	83.98

➤ Calcul de ferrailage

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis. On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

$f_{c28} = 30\text{MPa}$; $f_{t28} = 2,4\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=17\text{ MPa}$; $f_c = 500\text{MPa}$; $\sigma_s = 435\text{MPa}$; $b = 100\text{cm}$; $h = 30\text{ cm}$; $d = 0,9h = 27\text{ cm}$, fissuration non préjudiciable.

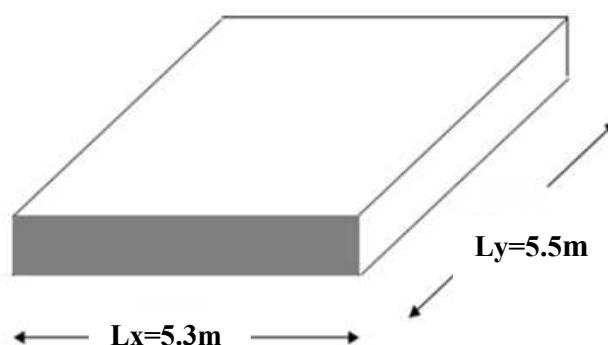


Figure 8.6 Vue en plan illustrant les dimensions du panneau de rive le plus sollicité.

Tableau 8.7 Ferrailage des panneaux du radier.

	Sens	Mu(kN.m)	M	a	z	as	choix	as	st
Travée	x-x	213.72	0.172	0.238	244.26	20	10T16	20.10	10
	y-y	194.27	0.156	0.214	246.85	18.09	10T16	20.10	10
appui ^{rive}	x-x	75.43	0.0608	0.078	261.51	6.63	5T14	7.7	20
	y-y								
appui ^{inter}	x-x	125.72	0.101	0.134	255.52	11.31	6T16	12.1	20
	y-y								

➤ **Espacement**

En Travée :

Sens x-x : $esp = \frac{100}{10} = 10cm < Min(\frac{3h}{33cm}) = 33cm \dots\dots\dots$ Vérifié esp=10cm

Sens y-y : $esp = \frac{100}{10} = 10cm < Min(\frac{4h}{45cm}) = 45cm \dots\dots\dots$ Vérifié esp=10cm

En Appuis :

Sens x-x et y-y : $esp = \frac{100}{5} = 20 cm < Min(\frac{3h}{33cm}) = 33cm \dots\dots\dots$ Vérifié.

esp=20cm

➤ **Vérifications nécessaires**

- **Condition de non fragilité**

$h = 30 cm ; b = 100cm$

$$A_{s \min} = 0,23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 2.61 \text{ cm}^2 < 7.1 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérfié.}$$

- **Vérification des contraintes à l'ELS**

On doit vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \end{cases}$$

- **Position de l'axe neutre & Moment d'inertie**

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

Alors : $\frac{b}{2}y'^2 + nA'_s(y' - c') - nA_s(d - y') = 0$ (Cas d'une section rectangulaire).

y': est la solution de l'équation de deuxième degré puis on calcul le moment d'inertie.

$$\Delta = b^2 - 4ac \text{ avec } \begin{cases} a = \frac{b}{2} \\ b = n \cdot A'_s + n \cdot A_s \\ c = n(c' \cdot A'_s + d \cdot A_s) \end{cases}$$

Les racines sont : $y'_{1,2} = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$

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

Avec : $n = \frac{E_s}{E_c} = 15$

Tableau 8.8 Vérification des contraintes.

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Travée	x-x	142.76	12.06	8.41	18	97.2	200	Vérfié
	y-y	129.76	12.06	7.65	18	88.4	200	Vérfié
Appuis	x-x	50.39	7.70	4.91	18	50.5	200	Vérfié
	y-y	83.89	7.70	6.5	18	71	200	Vérfié

FERRAILLAGE RADIER

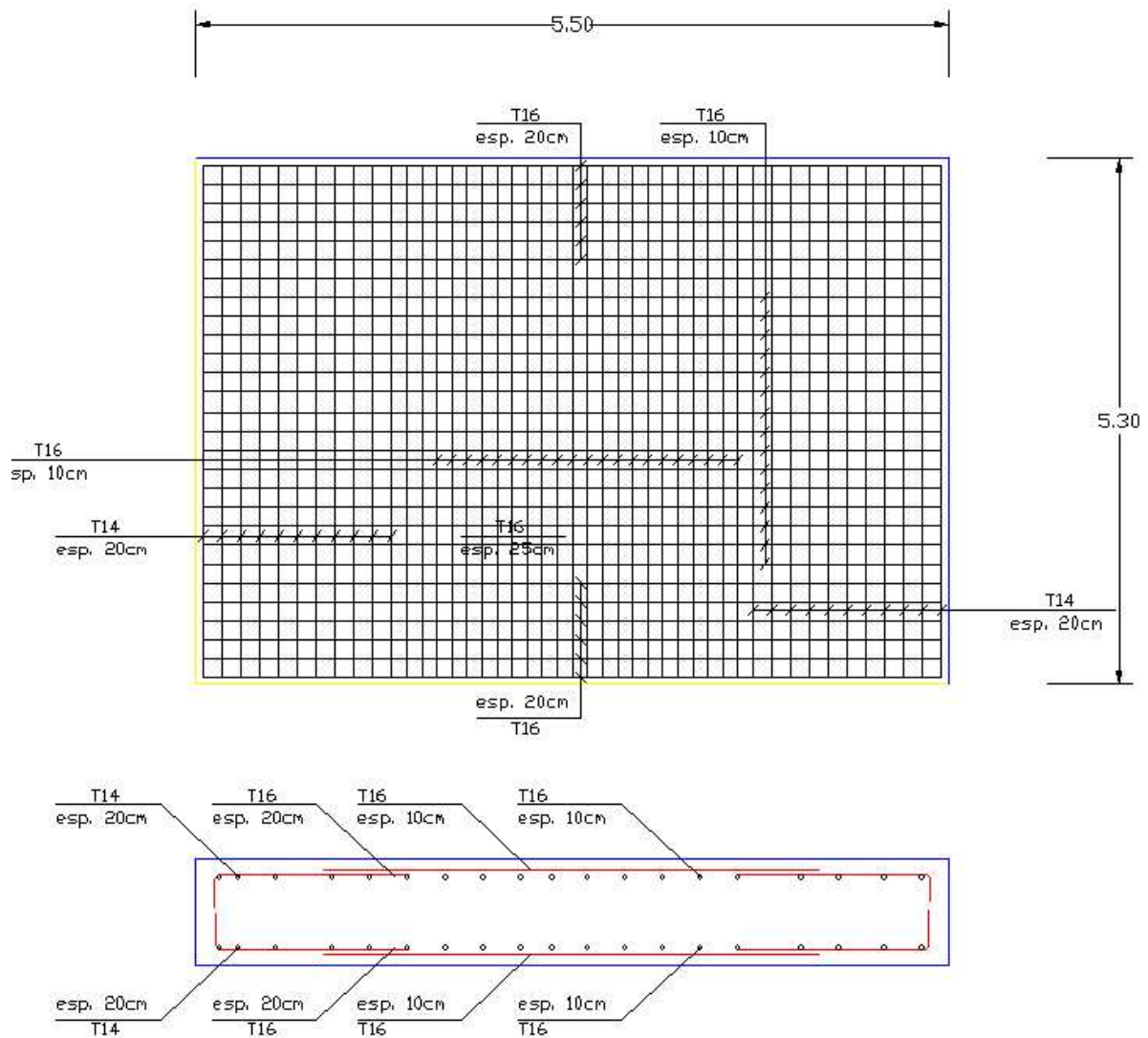


Figure 8.7 Ferraillage de radier.

8.5.2 Ferraillage Des Nervures

▪ Calcul des efforts

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire (BAEL91 modifié 99)

On a : $M_0 = \frac{qL^2}{8}$

En travée : $M_t = 0,85M_0$

Sur appuis : $M_a = 0,5M_0$

▪ Calcul des armatures longitudinales

$b = 60 \text{ cm}; h = 100 \text{ cm}; d = 90 \text{ cm}$

$A_{s \text{ min}} = 0,5 \% b.h$

CHAPITRE 8 : CALCUL DES FONDATIONS.

Alors: $A_{s\min} = 30 \text{ cm}^2$

- Sens porteur (y-y) :

$L = 5,3 \text{ m}$; $q_u = 223.22 \text{ kN/ml}$

Tableau 8.9 Ferrailage des nervures sens (Y-Y).

	M_0 (kNm)	M_u (kNm)	μ	a	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
Travée	783.78	666.213	0,0806	0,105	862.36	17.66	5T16+5T14	17.75
Appuis	783.78	391.89	0.047	0.0607	878.12	10.26	3T16+3T14	10.65

- Sens non porteur (x -x) :

$L = 5.51 \text{ m}$; $q_u = 223.22 \text{ kN/m}$

Tableau 8.10 Ferrailage des nervures sens (X-X).

	M_0 (kNm)	M_u (kNm)	μ	a	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
Travée	847.12	720.05	0.087	0.114	858.98	19.27	10T16	20.1
Appuis	847.12	423.56	0.051	0.066	876.30	11.11	6T16	12.1

▪ **Vérifications nécessaires**

- **Condition de non fragilité**

$$A_{s\min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} = 7.15 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifie.}$$

- Vérification des contraintes à l'ELS :

Nous avons : $q_{ser}=149.1 \text{ kN/m}$

Tableau 8.11 Vérification des contraintes (Nervure).

	Sens	M_0 (kNm)	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	565.84	480.96	20.1	5.39	18	73.8	200	Vérifier
	y-y	523.52	445	17.75	5.32	18	72.6	200	Vérifier
Appuis	x-x	565.84	282.92	12.1	4.13	18	55.5	200	Vérifier
	y-y	523.52	261.76	10.65	4.07	18	54.4	200	Vérifier

• **Vérification de la contrainte tangentielle du béton**

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \min(0,1f_{c28} ; 4MPa) = 3 MPa$

Avec : $\tau_u = \frac{T_u}{bd}$

$$T_u = \frac{P_u L}{2} = \frac{223.22 \times 5.51}{2} = 614.97kN$$

$$\tau_u = \frac{614.97 \times 10^3}{600 \times 900} = 1.13 < \bar{\tau}_u = 3 MPa \dots \dots \dots \text{Vérifié.}$$

▪ **Armatures transversales**

❖ Selon [1]:

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{tj}K}{0,8f_e} \quad (K=1 \text{ Pas de reprise de bétonnage}).$$

$$S_t \leq \min(0,9d ; 40cm) = 40cm$$

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2} ; 0,4 MPa\right) = 0,4MPa$$

❖ Selon [2]:

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 12 \phi_t\right) = 19cm \dots \dots \dots \text{Zone nodale.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 50 cm \dots \dots \dots \text{Zone Courante.}$$

Avec : $\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \phi_l ; \frac{b}{10}\right) = 1.6cm$

$f_e = 500MPa$; $\tau_u = 1,13MPa$; $f_{t28} = 2,1 MPa$; $b = 60cm$; $d = 90cm$

On trouve :

- $S_t=15cm \dots \dots \dots$ Zone nodale.
- $S_t=20cm \dots \dots \dots$ Zone courante.

$$A_t \geq 2.7cm^2$$

On prend : $4T10=3.14cm^2$

▪ **Armatures de peau**

Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir des armatures de peau dont la section dépend du préjudice de la fissuration.

En effet on risquerait en l'absence de ces armatures d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par les armatures longitudinales inférieures et supérieures.

Leur section est au moins $3\text{cm}^2/\text{ml}$ pour metre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction ($h=150\text{ cm}$).

$$A_p = 3\text{ cm}^2/\text{m} ; \times 0.7 = 2.1\text{cm}^2$$

$$\text{On opte : } 2T12 = 2.26\text{cm}^2$$

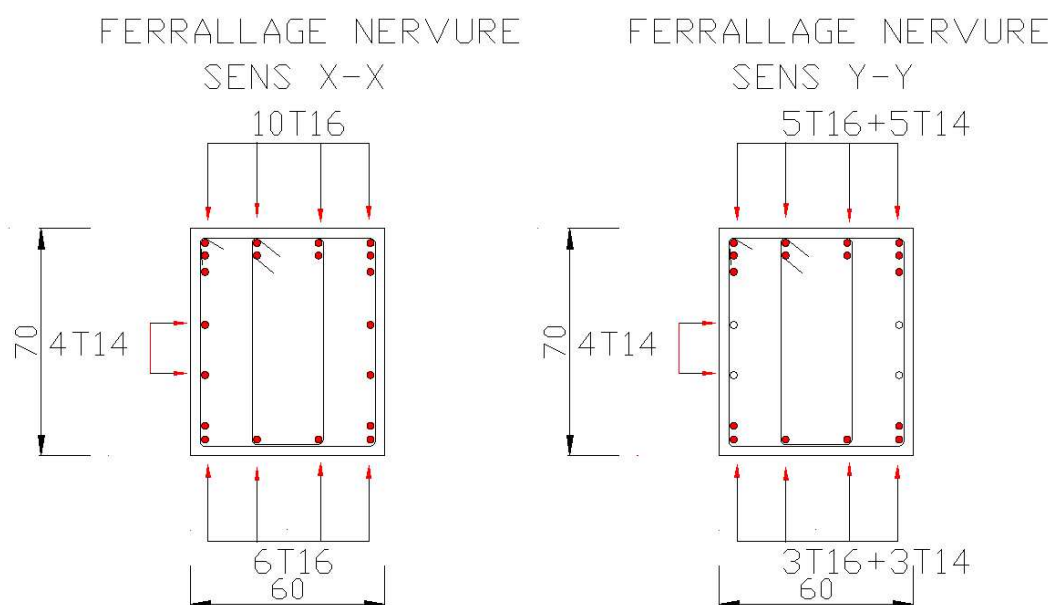


Figure 8.8 Schéma de ferrailage de nervure.

8.5.3 Ferrailage du débord

Le calcul du débord est analogue à celui d'une poutre en console d'un mètre de largeur, on considère que la fissuration est préjudiciable.

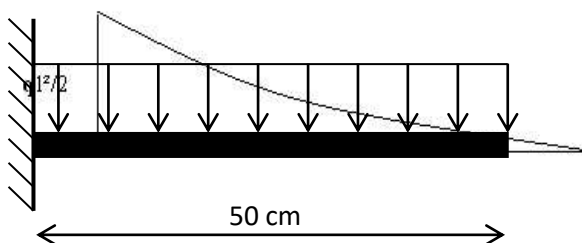


Figure 8.9 Diagramme des Moments.

- **Evaluation des charges et surcharges**

$$\text{E.L.U : } q_u = 223.22\text{kN/ml} \longrightarrow \text{Pour une bande de 1m.}$$

E.L.S : $q_{ser} = 149.1 \text{ kN/ml} \longrightarrow$ Pour une bande de 1m.

• **Calcul des efforts**

La section dangereuse est au niveau de l'encastrement.

E.L.U : $M_u = \frac{q_u L^2}{2} = 27.90 \text{ kN.m}$

$T_u = -q_u \cdot L = -111.61 \text{ kN}$

E.L.S : $M_{ser} = \frac{q_{ser} L^2}{2} = 18.63 \text{ kN.m}$

$T_{ser} = -q_{ser} \cdot L = -74.55 \text{ kN}$

• **Calcul de ferrailage**

Le ferrailage se fera pour une bande de 1m, et selon l'organigramme I (voir annexe).

Avec : $b = 100 \text{ cm}$, $h = 50 \text{ cm}$, $d = 45 \text{ cm}$, $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$, $f_{bc} = 17 \text{ MPa}$.

Tableau 8.12 Ferrailage du débord.

$M_u(\text{kNm})$	μ	a	Z (cm)	$A_s^{cal}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{adp}(\text{cm}^2)$
28.09	0,0082	0,01	44,82	1,44	5T16	10.05

• **Condition de non fragilité**

$A_s^{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 4.96 \text{ cm}^2 < 10.05 \dots \dots \dots \text{Vérifiée ; } esp = 25 \text{ cm.}$

• Armature de répartition :

$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \rightarrow 2.51 \text{ cm}^2 \leq A_r \leq 5.03 \text{ cm}^2$

On adopte : 4T12 = 4.52 cm².

$S_T = 15 \text{ cm.}$

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \min(0,1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 3 \text{ MPa}$

Avec : $\tau_u = \frac{T_u}{bd}$

$\tau_u = \frac{223.22 \times 1 \times 10^3}{450 \times 1000} = 0,49 < \bar{\tau}_u = 3 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$

• **Vérification des contraintes à l'ELS**

$q_{ser} = 149.1 \text{ kN/ml} ; M_{ser} = 18.63 \text{ kN.m}$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$ Fissuration préjudiciable.

$$\bar{\sigma}_s = \xi = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e, \text{Max}(0.5 f_e; 110 \sqrt{n f_{t28}}) \right)$$

Tableau.8.13 Vérification des contraintes du débord.

M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
18.63	10.05	0.69	18	8.18	200	OK

8.6 Conclusion

L'étude des fondations consiste à dimensionner et ferrailer l'élément d'infrastructure à partir des différentes conditions qui doivent être respecté pour garantir la résistance des éléments de l'infrastructure et assurer la stabilité de la structure.

Nous calculs ont amené à opter pour utilisation du radier de 30 cm d'épaisseur et de nervure de dimension $h = 100$ cm et $b = 30$ cm.

CONCLUSION GENERALE.

Ce travail nous a permis de voir en détails l'ensemble des étapes à suivre dans l'étude d'un bâtiment, ainsi que l'importance du paramètre de l'angle sismique dans la conception parasismique d'un bâtiment, conformément aux règles en vigueur RPA 99 version 2003 et BAEL 91 modifié99.

Ce projet a été aussi une bonne occasion afin d'apprendre les différentes techniques du logiciel de calcul de structures par éléments finis.

Les conclusions auxquelles a abouti le présent travail, sont résumées dans les points suivants :

- Le pré dimensionnement des éléments n'est que temporaire lors du calcul d'une structure.
- Les chercheurs attachent une grande importance ou séismes et leur direction et cherchent toujours à développer des méthodes pour réduire leur danger.
- Le séisme peut générer des dommages importants dans la construction ce qui rend l'étude dynamique une étape indispensable pour le calcul des structures.
- La direction de séisme affecte l'effort tranchant à la base, le déplacement inter étage et l'effort normal réduit.
- Le déplacement inter étage est vérifier quel que soit l'angle d'incidence pour la forme de la structure étudiée.
- L'effort normal réduit et l'effort tranchant à la base n'est pas toujours vérifier dans tous les cas d'angles d'incidence pour le cas étudié.
- Dans la méthode modale spectrale les angles d'incidence 0° et 90° ne sont pas toujours les cas les plus défavorables.
- En déterminant le chargement sismique (spectre de réponse), il est nécessaire de choisir un coefficient de comportement R adéquat qui est un paramètre reflètent la ductilité de la structure et il est en fonction du système de contreventement, on a opté pour un coefficient de comportement égale à 4.
- L'utilisation du logiciel ETABS 2016 a été très utile pour la modélisation et l'analyse de l'ensemble des éléments de la structure.
- La disposition des voiles, est un facteur beaucoup plus important que la quantité des voiles à placer dans la structure, elle a un impact déterminant sur le comportement de cette dernière vis-à-vis du séisme.

- Le ferrailage des portiques (poteaux, poutres) a été fait en utilisant le logiciel « ETABS 2016 » conformément aux règlements en vigueur en l'occurrence le RPA99 version 2003 et le BAEL 91.
- Le ferrailage des voiles a été fait par la méthode des contraintes.
- Concernant les fondations, nous avons opté pour un radier général nervuré. Son pré dimensionnement a été fait de façon à garantir la stabilité et la répartition linéaire des contraintes sur le sol.

REFERENCE.

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.

Recherche bibliographie

[3] S, Djellouli. Etude Comparative de l'évaluation de dommage sismique pour une structure portique en BA et une structure mixte (portique + voiles). 2019. Thèse de master. Université Mohamed Boudiaf -Msila.

[4] A, Messaoud. Contribution a l'amélioration des règle parasismique Algerienne. 2018. Thèse de master. Université Mohamed Boudiaf - Msila.

[5] S, Djellouli. Etude Comparative de l'évaluation de dommage sismique pour une structure portique en BA et une structure mixte (portique + voiles). 2019. Thèse de master. Université Mohamed Boudiaf -Msila.

[6] R.D. Adams., Earthquake occurrence and effects, Injury, Volume 21, Issue 1, January 1990.

[7] L. Dorca, Influence des diaphragmes semi-rigides sur le comportement sismique des bâtiments courants, Mémoire de fin d'études d'ingénieur de Polytech'Clermont Ferrand, 2007.

- [8] A. K Chopra , Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering, 1995.
- [9] V. Davidovici V., Génie parasismique - V : Méthodes de calcul dynamique, Presses de l'école nationale des Ponts et chaussées.
- [10] V. U. T. Kien, "Incidence de la torsion sur la résistance sismique de bâtiments courants avec diaphragmes horizontaux rigides – Application aux structures en bois –," 2011.
- [11] M Sri .Kanya, M Sri, B D V Chandra Mohan Rao, M Tech Structural, Engg Student, and V N R Vignanjyothi, 'EFFECT OF EARTHQUAKE INCIDENCE ANGLE ON SEISMIC PERFORMANCE OF RC BUILDINGS', 2015, 156–61
- [12] A Der Kiureghian,. « A Response Spectrum Method for Random Vibrations, » University of California at Berkeley, June 1980
- [13] D.W.Lindley, , and Yow, T.R., « Modal Response Summation for Seismic Qualification, » Proceedings of the Second ASCE Conference on Civil Engineering and Nuclear Power, Vol. VI, Paper 8-2, Knoxville, TN, September 1980.
- [14] A.K.Gupta, , « Response Spectrum Method in Seismic Analysis and Design of Structures, » CRC Press, Inc., 1993.
- [15] ASCE Committee on Seismic Analysis Standard for Safety Class Nuclear Structures, Notes of the meeting on December 10 and 11, 1981, held in Atlanta.
- [16] Caltrans, Seismic Design Criteria, ver. 1.7, 2013.
- [17] Regulatory Guide. Combining Modal Responses and Spatial Components in Seismic Response Analysis, Rev. 2, U.S. Nuclear Regulatory Commission, Washington, DC. 1.92 (2006).

[18] ASCE. Seismic Analysis of Safety-Related Nuclear Structures and Commentary, ASCE, Reston, VA. 4-98 (1999).

[19] C .Menun C, Der Kiureghian A. “A replacement for the 30%, 40% and SRSS rules for multicomponent seismic analysis” Earthquake Spectra 1998;

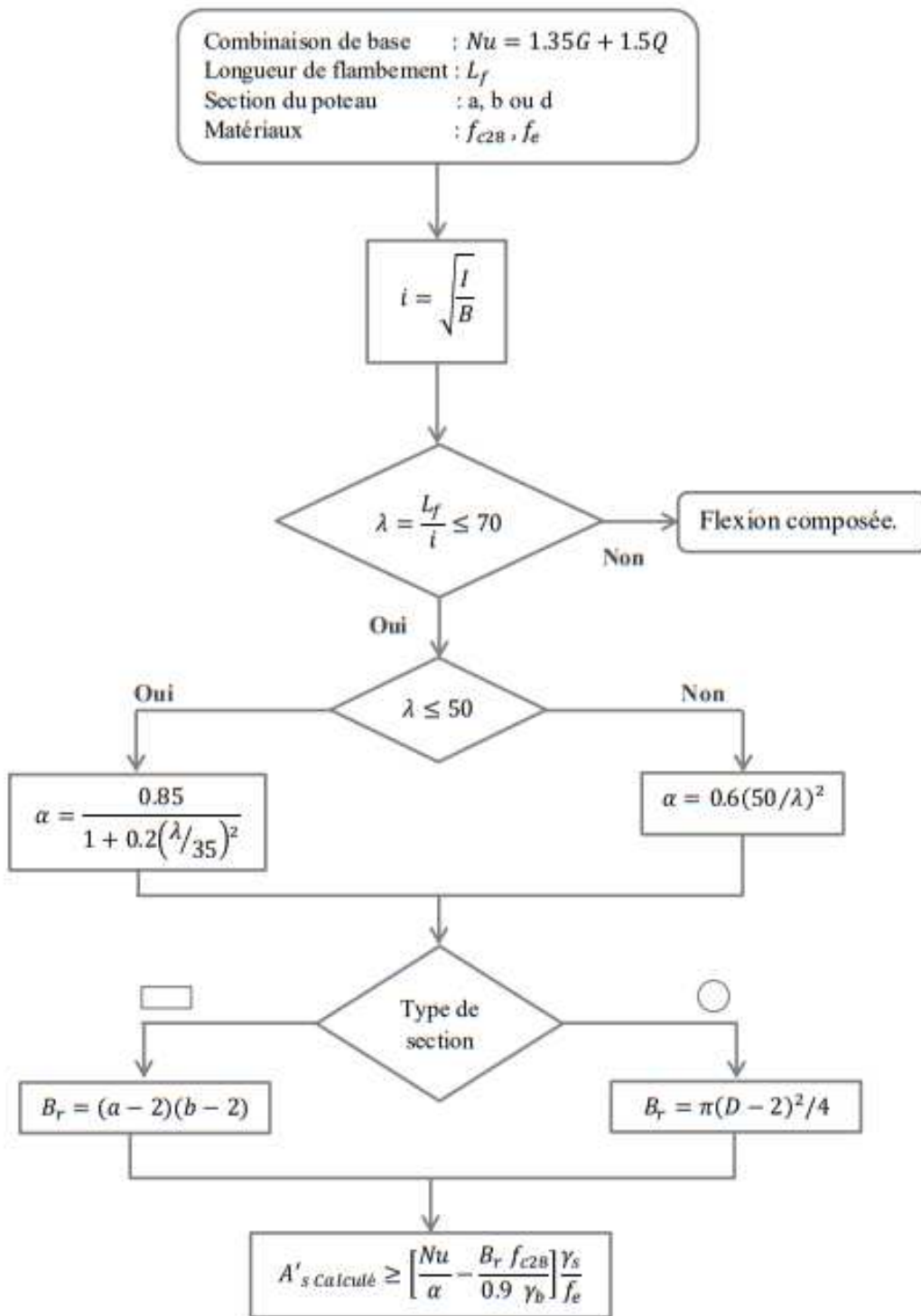
[20] Y. Cao, “A recommendation to the application of directional combination rules for the seismic responses in bridge design,” IABSE Conf. Guangzhou 2016 Bridg.

[21] Č. Stanko and D. Ante, “Modal analysis of a multiple structure,” vol. 05048, pp. 1–8, 2020.

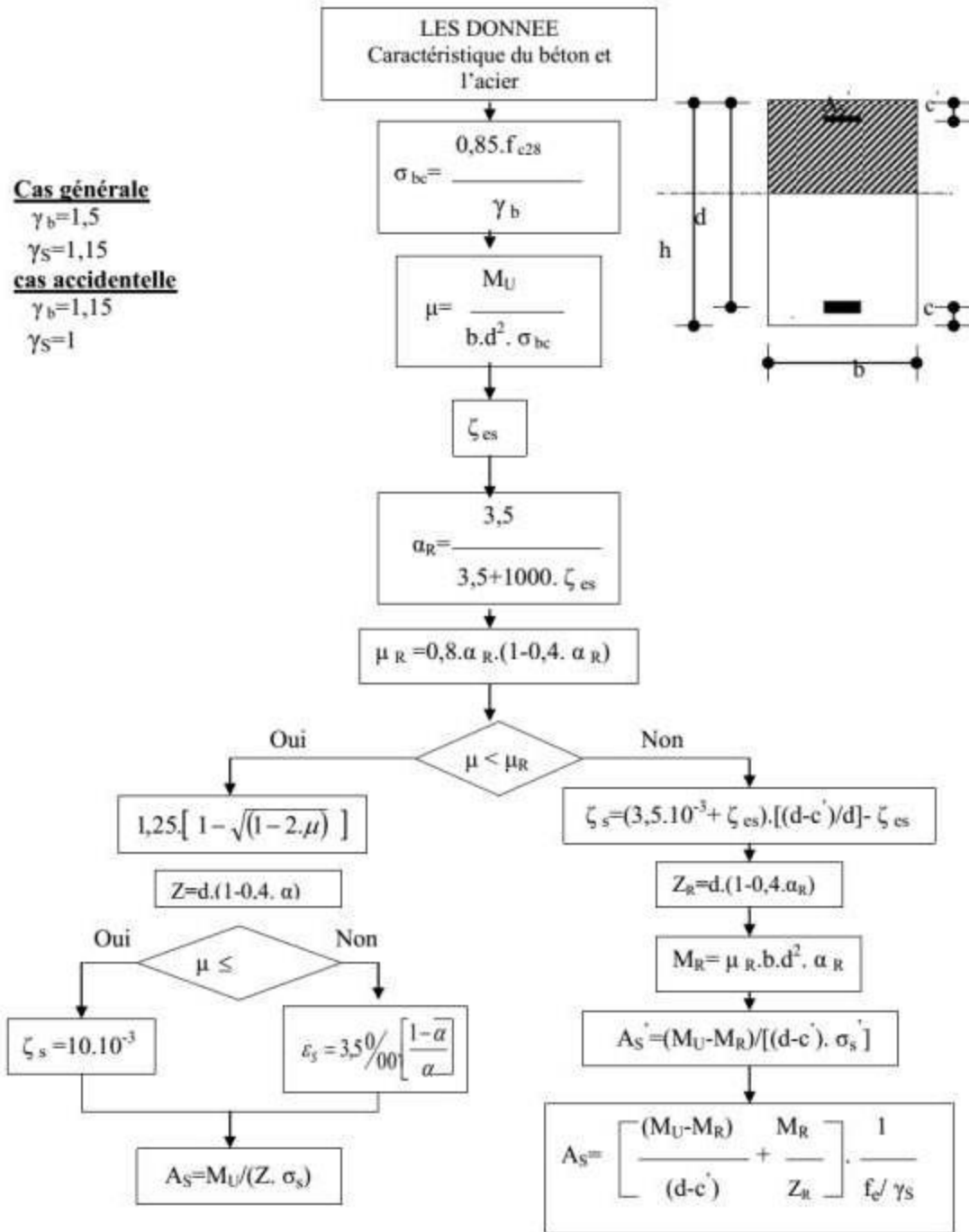
Logiciels

- AUTOCAD 2016 ;
- Excel ;
- Flexion Simple, programme de calcul d’armatures pour les éléments soumissent à la Flexion Simple selon BAEL91 m99 développé par Ing. TEBAAB Abdelaziz ;
- PMFC, programme de calcul d’armatures pour les éléments soumissent à la Flexion , composée selon BAEL91 m99 crée par Ing. TEBAAB Abdelaziz et Dr. DERBAL.I ;
- ETABS 2016 ;
- SOCOTEC.

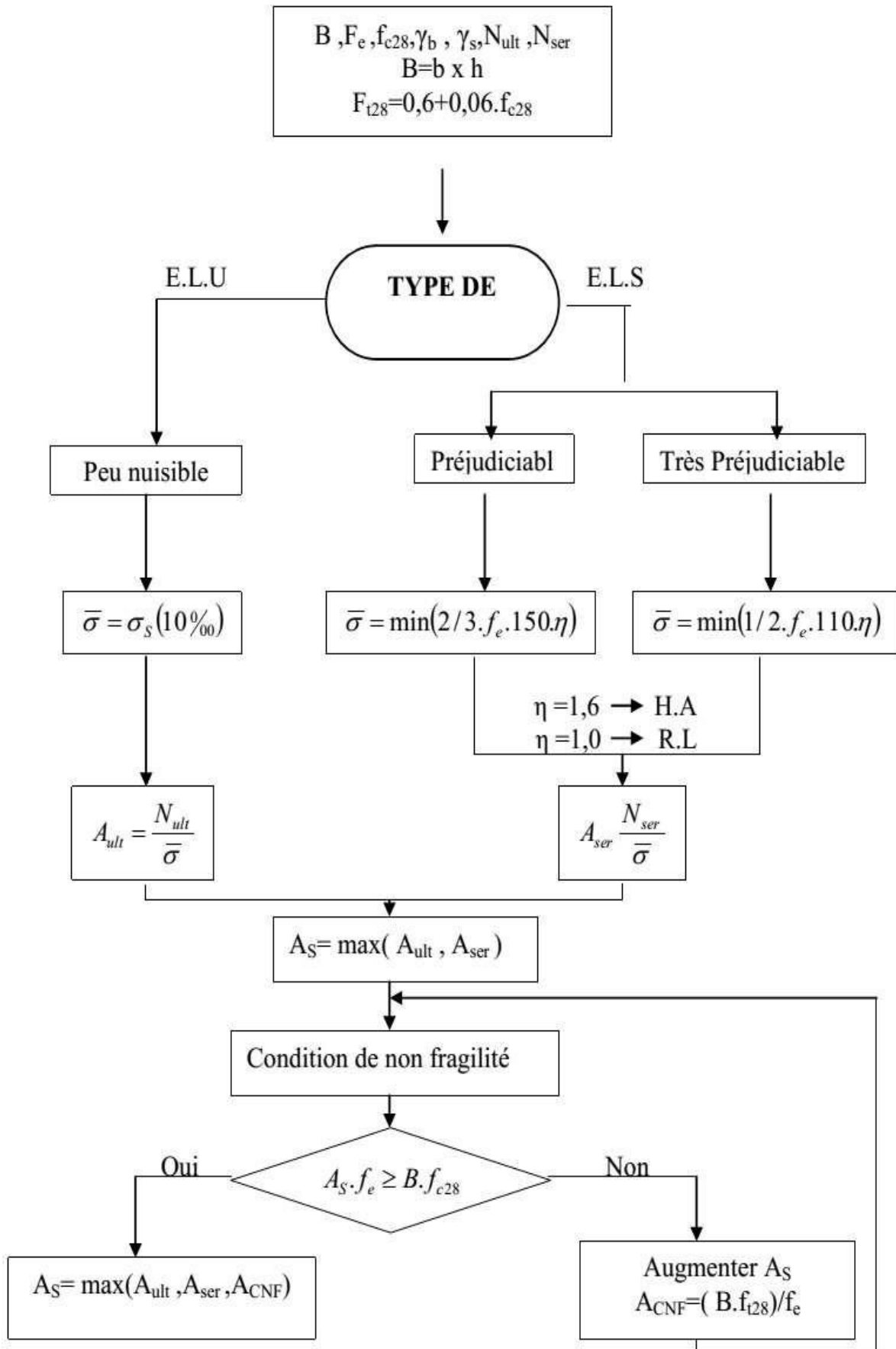
Organigramme 1 : du compression simple poteaux



Organigramme 2 : Section rectangulaire a l'E.L.U en flexion simple.



Organigramme 3 : Traction simple.



B.1 Calcul de l'angle de l'orientation des axes principaux de bâtiment étudié (angle critique)

$$\tan 2\delta = -\frac{2I_{xy}}{I_y - I_x} \longrightarrow \delta = 21.94^\circ$$

On a : (les données sont calculées avec logiciel Autocad).

- Moment d'inertie : $I_x = 20851.2789$
- Moment d'inertie : $I_y = 8013.26$
- Produit d'inertie : $I_{xy} = 6177.12$

B.2 Caractéristiques dynamiques propres

B.2.1 Les déplacements inter étages pour l'angle δ [1]

Tableau B.1 Les déplacements inter étages du modèle avec angle de δ .

Etages	Déplacement X (cm)	Déplacement Y (cm)
9	1.48	0.6
8	1.92	0.68
7	2.2	0.84
6	2.4	0.92
5	2.4	0.92
4	2.36	0.92
3	2.44	0.96
2	2.32	0.88
1	2.04	0.76
RDC	1.12	0.4

- Le déplacement maximal selon (X-X) : 2.44 cm.
- Le déplacement maximal selon (Y-Y) : 0.92 cm.

B.2.2 L'effort tranchant à la base pour l'angle δ [1]

$$F_x = 2422.2323 \text{ kN.}$$

$$F_y = 2422.2323 \text{ kN.}$$

ANNEXE B : EXEMPLE DE CALCUL

$$\begin{cases} \cos 21.94 = \frac{F_x}{V_{\delta 1}} \\ \sin 21.94 = \frac{F_y}{V_{\delta 2}} \end{cases}$$

Donc :

$$F_{\delta 1} = 2611.358 \text{ kN}$$

$$F_{\delta 2} = 6482.87 \text{ kN}$$

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

$$V_x = 2324.82 \text{ kN}$$

$$V_y = 2641.959 \text{ kN}$$

$$\begin{cases} \cos 21.94 = \frac{V_x}{V_{\delta 1}} \\ \sin 21.94 = \frac{V_y}{V_{\delta 2}} \end{cases}$$

$$V_{\delta 1} = 2506.34 \text{ kN} \longrightarrow 0.8V_{\delta 1} = 2005.072 \text{ kN}$$

$$V_{\delta 2} = 7070.95 \text{ kN} \longrightarrow 0.8V_{\delta 2} = 5656.76 \text{ kN}$$

Commentaire

On prend la valeur minimal entre $0.8V_{\delta 1}$ et $0.8V_{\delta 2}$ et on la compare avec la valeur maximal de l'effort tranchant $F_{\delta 1}$ et $F_{\delta 2}$.

B.2.3 Vérification de l'effort normal réduit Pour l'angle 21.94 [1]

Tableau B.2 : L'effort normal réduit pour l'angle δ .

ETAGE	L'effort normal réduit	ν
RDC	-2562,3297	0.28
1	-2194,7139	0.29
2	-1841,1221	0.24
3	-1575,3546	0.25
4	-1326,9177	0.21
5	-1092,0467	0.22
6	-865,123	0.23
7	-650,7002	0.17
8	-441,8885	0.16
9	-233,7827	0.08

ANNEXE B : EXEMPLE DE CALCUL

D.1 Justifications sous sollicitations normales

- Conditions d'application
- La longueur d du mur : $d \geq 5a$
- L'épaisseur a du mur :
 - $a \geq 10\text{cm}$ Pour les murs intérieurs.
 - $a \geq 12\text{cm}$ Pour les murs extérieurs comportant une protection.
 - $a \geq 15\text{cm}$ Pour les murs extérieurs dont la résistance à la pénétration de l'eau peut être affectée par la fissuration du béton.
- L'élancement mécanique λ : $\lambda \leq 80$
- Le raidisseur d'extrémité r : $r \geq 3a$

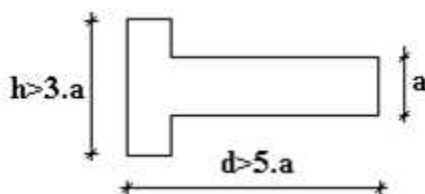


Figure D.1 Définition de l'élément mur.

D.2 Longueur de flambement: (murs non raidi latéralement)

Soit :

l : La hauteur libre du mur;

l_f : La longueur libre de flambement d'un mur non raidi.

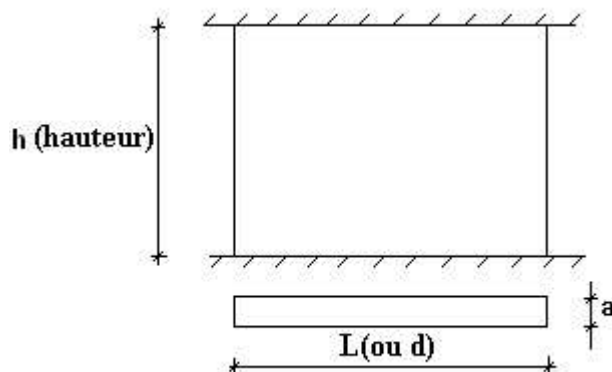


Figure D.2 Mur encasté.

Lorsqu'un mur n'est pas raidi latéralement par des murs en retour, la longueur libre de

ANNEXE D : LA METHODE DES CONTRAINTES POUR LE FERRAILLAGES DES VOILES

flambement de l_f déduit de la hauteur libre du mur l , en fonction de ses liaisons avec le plancher. Les valeurs du rapport ($\frac{l_f}{l}$) sont données par le tableau suivant :

Tableau D.1 Valeurs de (l_f/l).

Liaisons du mur		Mur armé verticalement	Mur non armé verticalement
Mur encasté en tête et en pied	Il existe un plancher de part et d'autre	0.80	0.85
	Il existe un plancher d'un seul coté	0.85	0.90
Mur articulé en tête et en pied		1.00	1.00

Se déduit de la longueur libre de flambement par la relation : λ L'élancement mécanique

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a}$$

D.3 Effort de compression en ELU

Nota : données par le tableau ci-dessous sont valables dans le cas où plus de la moitié des valeurs de des charges est appliquée après 90 jours.

Tableau D.2 Calcul des contraintes de compression en ELU.

/		Notation	Unités	Voile armé verticalement	Voile non armé verticalement
Elancement		λ	/	$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a}$	
Section réduite		Br	m^2	$d(a - 0.02)$	
Coefficient « α »	Pour $\lambda \leq 50$			$\frac{0.85}{1 + 0.2(\frac{\lambda}{35})^2}$	$\frac{0.65}{1 + 0.2(\frac{\lambda}{30})^2}$
	Pour $50 \leq \lambda \leq 80$				
Effort limite ELU		N_{ulim}	kN	$\alpha \left[\frac{B_r f c 28}{0.9 \gamma b} + \frac{A s f e}{\gamma s} \right]$	$\alpha \left[\frac{B_r f c 28}{0.9 \gamma b} \right]$
Contraintes limites		σ_{ulim}	kPA	$\sigma_{ba} = \frac{N_{ulim}}{ad}$	$\frac{\sigma_{bna}}{ad} = \frac{N_{ulim}}{ad}$

Remarque : La contrainte limite vaut $\sigma_{u\ lim} = N_{ulim\ ad}$ que nous appelions σ_{bna} ou σ_{ba} suivant que le béton est non armé ou armé.

Niveaux de vérification

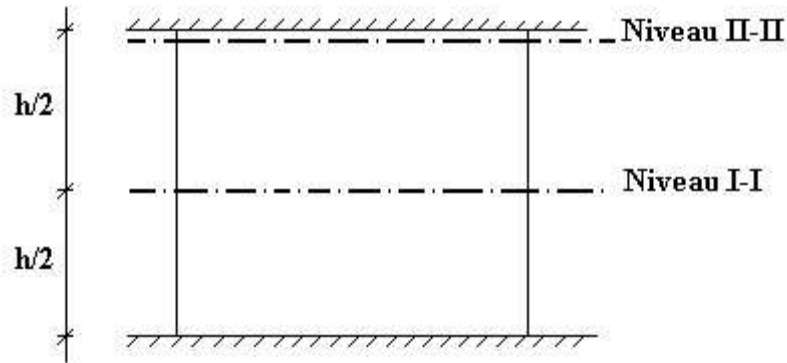


Figure D.3 Les niveaux de vérification d'un voile.

On vérifie le voile à deux niveaux différents :

- Niveau I-I à mi- hauteur d'étage : $\sigma_u \leq \sigma_{ulim}$
- Niveau II-II sous le plancher haut : $\sigma_u \leq \frac{\sigma_{ulim}}{\alpha}$

En cas de traction, on négligera le béton tendu.

D.4 Aciers minimaux

Si $\sigma_u \leq \sigma_{ulim}$ on a pas besoin d'armatures comprimées, on prendra alors les valeurs minimales données par le tableau suivant : (σ_c^u est la contrainte de compression ultime calculée).

L'épaisseur du voile est désignée par la lettre (a).

- section d'armatures correspondant au pourcentage ρ_v doit être répartie par moitié sur chacune des faces de la bande de mur considérée.
- La section des armatures horizontales parallèles aux faces du mur doit être répartie par moitié sur chacune des faces d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures.

ANNEXE D : LA METHODE DES CONTRAINTES POUR LE FERRAILLAGES DES VOILES

Tableau D.3 Aciers verticaux et horizontaux.

	Aciers verticaux	Aciers
Espacement maximal entre axes	$St \leq \min(0.33m; 2a)$	$St \leq 0.33m$
Acier minimal	$Asv \geq \rho v da$	$Ah \geq \rho H 100a$
Pourcentage d'aciers minimal	$\rho v = \text{Max} \left[0.001; 0.0015 \frac{400\theta}{f_e} \left(\frac{3\sigma_u}{\sigma_{ulim}} - 1 \right) \right]$ <p style="text-align: center;">Par moitié sur chaque face. Avec : $\theta = 1.4$ pour un voile de rive. $\theta = 1$ pour un voile intermédiaire</p>	$\rho H = \text{Max} \left[\frac{2\rho v_{max}}{3}; 0.001 \right]$ <p style="text-align: center;">ρv_{max} = Le pourcentage vertical de la bande de la plus armée</p>

- ▶ La section d'armatures correspondante au pourcentage ρv doit être répartie par moitié sur chacune des faces de la bande de mur considérée.
- ▶ La section des armatures horizontales parallèles aux faces du mur doit être répartie par moitié sur chacune des faces d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures.

D.5 Cisaillement

Aucune vérification à l'effort tranchant ultime n'est exigée en compression si le cisaillement est inférieur à $0,05f_c28$ (Il faudra donc vérifier que $S12 \leq 0,05f_c28$).