REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE «YAHIA FARES» MEDEA



Faculté des Sciences et de la technologie
Département de Génie de la Matière

Filière: Génie Civil

MEMOIRE DE PROJET DE FIN D'ETUDES

Pour l'Obtention DU DIPLOME
MASTER EN GENIE CIVIL
Option : construction et matériau

THEME

ETUDE D'UN BATIMENT A USAGE MULTIPLE (COMMERCIAL+ D'ABITATION) Sous Sol +R+7

Encadrer par *:*

M^{r} : TALAICHE ZOHEIR

Présenté par : Mrs

BENAI ABEDLKADDER

ATIL RIADH

BARBARA NOUREDINE

Promotion: juin2016

Dédicace

Tout d'abord, On tient remercier mon dieu de nous avoir aidé et donner la volonté et la patience pour arriver à ce niveau de savoir, et de réaliser ce travail, Qu'on dédie :

A Nos parents que dieu protège.

A toute nos familles.

A toute la promotion 2016. Et toute personne qu'on connait.

Atil Riadh – Benai Abdelkader – Benmbarek fouade Gouassmi Ahmed – Mouassi Mustapha.

Barbara noureddine



Tout d'abord, On tient remercier mon dieu de nous avoir aidé et donner la volonté et la patience pour arriver à ce niveau de savoir, et de réaliser ce travail, Qu'on dédie :

A Nos parents que dieu protège.

A toute nos familles.

A toute la promotion 2016. Et toute personne qu'on connait.

Atil Riadh – Barbara noureddine – Benmbarek fouade – Gouassmi Ahmed – Mouassi Mustapha.

Benai Abdelkader



Tout d'abord, On tient remercier mon dieu de nous avoir aidé et donner la volonté et la patience pour arriver à ce niveau de savoir, et de réaliser ce travail, Qu'on dédie :

A Nos parents que dieu protège.

A toute nos familles.

A toute la promotion 2016. Et toute personne qu'on connait.

Benai Abdelkader – Barbara noureddine – Benmbarek fouade – Gouassmi Ahmed – Moussi Mustapha.

Atil Riadh

REMERCIEMENT

Au terme de ce travail, je tiens à remercier en premier lieu DIEU Miséricordieux qui m'a donné la force et la patience à achever ce mémoire.

J'adresse mes plus sincères remerciements et toute ma gratitude, à :

Monsieur TALAICH notre promoteur.

Tous les enseignants de l'institut de génie civil de l'université de ***MEDEA.***

Tous les membres de jury qui nous ont fait l'honneur d'examiner mon travail.

Toutes les personnes qui ont contribué de prés ou de loin, à la réalisation de ce mémoire

ملخص:

هذا المشروع كما يدل عليه موضوعه يهدف إلى هيكلة ودراسة بناية ذات استعمال سكني و تجاري مكونة من (طابق تحت أرضي + طابق أرضي + سبعة طوابق) والمقرر بناؤها في إطار إنشاء **LSP 204** بالمدية و المصنفة ضمن المنطقة المعتدلة زلزاليا ب**2.**

مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمونة محققة بواسطة نظام العارضات و الأعمدة + الجدران المسلحة.

قياس الأبعاد ونتائج كل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر:

* القواعد الجزائرية المضادة للزلازل.
* قانون الخرسانة المسلحة.

تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية باستعمال تقنيات حساب الهياكل باستعمال برنامج.**«Sap2000»**

Résumé :

Ce projet est une conception et étude d'un bâtiment à usage habitation et commercial contenant (RDC+7+Sous-sol) sera implanté à MEDEA dans le cadre de création 204 LSP , cette région est classée dans la zone de moyenne sismicité II_b.

La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système portique contreventé par des voiles.

Le dimensionnement et le calcul du ferraillage de tous les éléments résistants ont été établis conformément aux règlements algériens en vigueur (CBA93 et RPA99 version 2003).

L'étude sismique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel « Sap2000».

Abstract :

This project is a conception and study of a building for Residential and commercial purpose containing (Underground+ground+6 stories), will be implanted at MEDEA city in the setting of creation 204 LSP; this region is classified in the zone of average seismicity II_b.

The resistance of the structure elements to the horizontal and vertical loads is insured by a frame system with shear walls.

The measurements and the design of reinforcement of all resistant elements were done according to the Algerian Standards (CBA 93; RPA 99 version 2003).

The seismic study has been realized according to the numerical method (finite elements method) using the program « SAP2000».

SOMMAIRE

CHAPITRE - I	
1-1 Introduction	1
I-2 Description de l'ouvrage	1
I-3 Caractéristiques du bâtiment	1
CHAPITRE - II	
II .Prédimensionnement	3
II.1 Introduction :	3
II.2 Pré dimensionnement des planchers :	3
II.3 Évaluation des charges permanents et les surcharges d'exploitations :	4
II.3.1 Maçonnerie :	4
II.3.2 Plancher terrasse :	4
II.3.3 Plancher courant :	5
II.4 Prédimensionnement des poutres :	5
II.5 Prédimensionnement des poteaux :	5
II -6 Prédimensionnement des voiles :	11
CHAPITRE - III	
III .1. Introduction	12
III.2.L'acrotère	12
III. 2.1. Définition	12
III.2.2. Évaluation de Charges permanentes et d'exploitations	12
III.2.3. Calcul des efforts	13
III.2.4. Calcul du ferraillage	13
III.2.5. Vérification de l'effort tranchant	16
III.3. Plancher à corps creux	17
III.3.1. La dalle de compression	17
III.3.2. Les poutrelles	18
III.3.2.1. Dimensionnement des poutrelles	18
III.3.2.2. Récapitulations	32
III.3.2.3. Calcul du ferraillage	33
III.3.2.4. Vérification au cisaillement	35
III.3.2.5. Vérifications préliminaires de la flèche	36
III.3.2.6. Évaluation détaillée de la flèche	36
III-4- Calcul des dalles pleines:	38
III-4-1- Forme triangulaire	38
III-4-1-1- Evaluation des charges et surcharges	39
III-4-1-2- Calcul du ferraillage	40
III-4-1-3- Vérification à l'E.L.S	41
III -5 Dallages	43
III -5-1 Généralité	43
III -5-2Constitution d'un dallage	43
III -5-3 Corps du dallage	43
III -5-4 Fractionnement du dallage par des joints	44
III -6 Les escaliers	45
III -6 -1Définition	45
III -6 -2 Type	45
III -6 -3 Terminologie	45

III -6 -4 Epaisseur de la paillasse et du palier	46
III -6 -5 Dimensionnement des marches	46
III -6 -6 Evaluation des charges	46
III -6 -7 Combinaison des charges	47
III -6 -8 Détermination des efforts	47
III -6 -9 Calcul de ferraillage	48
III -6 -9 Vérification d'effort tranchant	53
III -6 -10 Vérification des flèches	53
III -6-11 Évaluation de la flèche	53
III -6 -12 Calcul de flèche	54
III.7. Calcul de la poutre palière	55
III.7.2. Charges revenants à la poutre	55
III.7.3. Calcul des efforts	56
III.7.4. Ferraillage de la poutre palière	56
III.7.5. Vérifications	57
CHAPITRE - IV	
IV.1. Introduction	60
IV.2. Caractéristiques géométriques de la structure	60
IV.2.1 Centre de masse	60
IV.2.2. Centre de torsion	61
IV.2. 3. Excentricité	62
IV.2. 3.A. Excentricité théorique (statique)	63
IV.2. 3.B. Excentricité accidentelle	63
IV.2. 3.C. Effets de la torsion accidentelle	64
IV. 3. Choix de la méthode de calcul	64
IV. 3.1. Introduction	64
IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale	64
IV.3.2.1. Principe	64
IV.3.2.2. Modélisation	64
IV.3.2.3. Le spectre de réponse de calcul	65
IV.4. Résultats de l'analyse dynamique	67
IV.4.1. Vérification de comportement	68
IV.4.2. vérification de participation massique	68
IV.4.3. Vérification des périodes	69
IV.4.4. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul	69
IV.4.5. Vérification de la stabilité au renversement	71
IV.4.5.1. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur	71
IV.4.5.3. Moment stabilisant	73
IV.4.6. Vérification des déplacements	74
IV.4.7. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ	75
IV.5.8.Vérification de cisaillement des éléments	76
IV.5.9.Vérification de l'effort normal réduit à la base	77
IV.5.10Conclusion	77
CHAPITRE - V	
V.1 Introduction	78
V.2. Ferraillage des poutres	78
V.2.1 Recommandations du R.P.A99	78
V.2.1.1 Armatures longitudinales	78
V.2.1.2. Armatures transversales	79
V.2.2. Vérification des contraintes à l'état limite de service	79

V.2.3. Vérification des poutres selon les conditions RPA et CBA	80
V.2.3. Vérification des poutres selon les conditions RPA et CBA	83
V.2.4. Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants	84
V.2.5. Calcul des armatures transversales	85
V.2.6. Vérification de la flèche	85
V.3. Ferraillage des poteaux	86
V .3.1. Détermination des armatures longitudinales	86
V.3.2 Détermination des armatures transversales	91
V.4.2. Les voiles pleins	96
V.4.3.Voiles avec files d'ouvertures	96
V.4.3.1. Les trumeaux	96
V.4.3.2. Les linteaux	96
V.4.4. Méthode de calcul	96
V.4.4.1. Recommandations des règlements	96
V.4.4.2. Recommandations pour les voiles et les trumeaux	97
V.4.5.Ferraillage des voiles pleins	98
V.4.5.1.Armatures verticales	98
V.4.5.2. Calcul des armateurs horizontaux	102
V.4.5.3. Armatures transversales	102
V.4.6.Ferraillage des voiles avec ouverture	104
V.4.6.1.les trumeaux	104
V.4.6.2. Les linteaux	105
CHAPITRE - VI	
VI -1 Introduction	110
VI -2 Choix du type de fondation	110
VI -2-2 : Semelle filante sous voiles et poteaux	112
VI -2-2-1 : Ferraillage des semelles	117
VI -2-2-2 :Vérification de la stabilité au renversement	118
VI -2-3 :Semelles filantes sous deux poteaux	118
VI -2-3-1 :Ferraillage des poutres de libage	119
VI -2-3-2 :Vérification des contraintes à l'ELS	120
VI -2-3-3 :Vérification de l'effort tranchant	121
VI -2-3-4 :Le calcul des armatures transversales	121
VI -3 : Mur de soutènement	122
VI -3-1 : Calcul des charges	122
VI -3-2 :Calcul de ferraillage	123
VI -3-3 :La fondation de mur de soutènement	124
VI -3-3-1 : Dimensionnement	124
VI -3-3-2 : Ferraillage de semelle	125

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I	
Tableau I-1 : Les différents types d'aciers utilisés	2
CHAPITRE II	
Tableau II-1 : Les Charges permanents du Murs intérieurs	4
Tableau II-2 : Les Charges permanents de Murs extérieurs	4
Tableau II-3 : Les Charges permanentes de Plancher terrasse	4
Tableau II-4 : Les Charges permanentes de Plancher courant	
Tableau II-5 : Descente des charges	7
Tableau II-6 : calcul Nmax	9
Tableau II-7 : vérificationdu($1.1NU \leq \overline{NU}$)	9
Tableau II-7 : Prédimensionnement des voiles.	11
CHAPITRE III	
Tableau III-1 : Les charges	12
Tableau III-2: Les efforts a l'ELU et l'ELS	13
Tableau III-3: Détermination le nombre des étaiements	19
Tableau III-3A : les charges de la poutrelle avant collage	19
Tableau III-4: Calcul des moments	20
Tableau.III. 5 Détermination du nombre d'étaiements	20
Tableau III-6: Méthode de CAQUOT	21
Tableau III-7: Actions de calcul des poutrelles après coulage	22
Tableau III-8 : Différentes sollicitations dans les poutrelles à 7travées (ELU) Plancher du RDC	22
Tableau III-9 : Différentes sollicitations dans les poutrelles à 7 travées (ELS) Plancher du RDC	22
Tableau III-10 : Différentes sollicitations dans les poutrelles à 7travées (ELU) Plancher du RDC	24
Tableau III-11 : Différentes sollicitations dans les poutrelles à 7 travées (ELS) Plancher du RDC	24
Tableau III-12 : Différentes sollicitations dans les poutrelles à 4 travées (ELU) Plancher du RDC	26
Tableau III-13: Différentes sollicitations dans les poutrelles à 4 travées (ELS) Plancher du RDC	26
Tableau III-14 : Différentes sollicitations dans les poutrelles à 7travées (ELU) Plancher courant	28
Tableau III-15 : Différentes sollicitations dans les poutrelles à 7 travées (ELS) Plancher courant	28
Tableau III-16 : Différentes sollicitations dans les poutrelles à6 travées (ELU) Plancher courant	30
Tableau III-17: Différentes sollicitations dans les poutrelles à 6 travées (ELS) Plancher courant	30
Tableau III-18: Récapitulations des efforts Plancher du RDC	32
Tableau III-19 : calcul des armatures Plancher du RDC	33
Tableau III-20: calcul des armatures Plancher étage courant	34
Tableau III-21 : ferraillages longitudinaux des poutrelles	34
Tableau III-22: les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement	35
Tableau III-23 : vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles	36
Tableau III-24 : Vérification détaillée de la flèche des poutrelles	37
Tableau III.25: Détermination des chargements de la dalle triangulaire "1"	39

Tableau III.26: Calcul des sections de la dalle pleine triangulaire	40
Tableau III.27: Calcul de la flèche de la dalle triangulaire suivant Lx	42
Tableau III.28: Calcul de la flèche de la dalle triangulaire suivant Ly	42
Tableau III.29: Charges permanentes G (Paillasse)	46
Tableau III.30: Charges permanentes G (Palier)	47
Tableau III.31: Combinaison des chargess	47
Tableau III.32:les Moment les efforts tranchan	48
Tableau III.33:les les résistances Caractéristiques des matériaux	48
Tableau III.34 récapitulatif des résultats de ferraillage d'escaliers :	49
Tableau III.35 : Dimensionnement et caractéristique aux ELU et ELS	50
Tableau III.36 : récapitulatif des résultats	51
Tableau III.37 Ferraillage de la poutre palière	
Tableau III.38. Vérification à l'ELS de la poutre palière	
Tableau III.39 Vérification vis-à-vis RPA99 version2003 de la poutre palière	
CHAPITRE IV	
Tableau IV-1 : Calcule de centre de rigidité et centre masse	62
Tableau IV-2 : Calcule d'excentricité théorique	63
Tableau IV -3 : Calcule d'excentricité accidentelle	63
Tableau IV- 4 : Calcule d'excentricité tota	64
Tableau IV- 5 : Justification du coefficient de comportement	65
Tableau IV- 6:Valeurs en pourcentage	66
Tableau IV- 7 : Justification du coefficient de comportement	66
Tableau IV- 8:Valeurs en pourcentage	66
Tableau IV-9 : détermination du facteur de qualité Q de la structure	67
Tableau IV-10: Le comportement des trois premiers modes	68
Tableau IV-11 : Coefficient de participation massique	69
Tableau IV-12 : vérification des périodes	69
ableau IV-13 : Calcul de la force sismique	70
Tableau IV-14 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul	70
Tableau IV-15 : Forces sismiques selon la hauteur suivant deux direction	72
Tableau IV-16 : calcul du moment de renversement	73
Tableau IV -17 : calcul du moment stabilisant	73
Tableau IV -18 : Vérification de stabilisation	74
Tableau IV -19 : Vérification des déplacements inter-étage sens X	74
Tableau IV -20 : Vérification des déplacements inter-étage sens Y	75
Tableau IV -21 : Vérification l'effet P-Δ	75
Tableau IV.22: vérification de cisaillement des poutre	76
Tableau IV.23: Vérification de cisaillement des éléments	76
Tableau IV -24: vérification de l'effort normal réduite a la base	77
Tableau IV-25: vérification de l'effort normal réduite a la base après la redimensionné des poteaux	77
CHAPITRE V	
Tableau V-1 : Les données de calcule	78
Tableau V-2 : Ferraillage longitudinal des poutres principales	79
Tableau V-3 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaires	79
Tableau V-4 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales	80
Tableau V-5 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires	80
Tableau V-6 : vérification des poutres principales selon la condition CBA	83
Tableau V-7 : vérification des poutres principales selon les conditions RPA	83
Tableau V-8 : vérification des poutres secondaires selon la condition CBA	83
Tableau V-9 : vérification des poutres secondaires selon les conditions RPA	84
Tableau V-10 : Calcule de $\bar{\tau}u$	84
Tableau V-11 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales	84
Tableau V-12 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires	84

Tableau V-13 : Calcule d'armatures transversales ainsi leur espacement	85
Tableau V-14 : Vérification de la flèche des poutres	85
Tableau V-15 : Efforts et sections d'acier adoptées pour les poteaux carrés.	88
Tableau V-16: vérification des armatures à ELS des poteaux	90
Tableau V-17 : Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux	92
Tableau V-18 : les armatures transversales et leurs espacements	93
Tableau .V.19 : Les données de calcul	98
Tableau .V.20 : Calcul des armateurs verticaux des voiles plains sens x	98
Tableau .V.21 : Calcul des armateurs verticaux des voiles plains sens y	99
Tableau .V.22 : vérification des armateurs verticaux selon la condition RPA et CBA	99
Tableau .V.23 : Vérification des armatures a ELS des voiles plains x	101
Tableau .V.24 : Vérification des armatures a ELS des voiles plains y	101
Tableau .V.25 : Calcul des armateurs horizontaux des voiles pleins.	102
Tableau .V.26 : Calcul des armateurs horizontaux des voiles pleins.Y	102
Tableau .V.27 : Diamètre des armateurs transversaux	103
Tableau .V.28 : Calcul des armateurs verticaux des trumeaux X	104
Tableau .V.29 : Calcul des armateurs verticaux des trumeaux Y	104
Tableau .V.30 : Vérification des armatures a ELS des trumeaux X	104
Tableau .V.31 : Vérification des armatures a ELS des trumeaux Y	105
Tableau .V.32 : Calcul des armateurs horizontaux des trumeaux X	105
Tableau .V.33 : Calcul des armateurs horizontaux des trumeaux Y	105
Tableau .V.34 : Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux X	108
Tableau .V.35 : Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux Y	108
Tableau .V.36 : Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux x	109
Tableau .V.37 : Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux y	109
CHAPITRE VI	
Tableau VI-1 : Dimensionnement des semelles isolées	111
Tableau VI-2 :Vérification de chevauchement des semelles suivant l'axe-X	111
Tableau VI-3: Dimensionnement et vérifications des contraintes des semelles filantes sous voiles et poteaux	114
Tableau VI-4: Dimensionnement	113
Tableau VI-5: Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELU et l' ELS et les armatures principals	116
Tableau VI-6: les Armatures répartitions des semelles filantes	117
Tableau VI- 7 : Vérification des longueurs de scellement des semelles filantes	118
Tableau VI- 8 : Vérification des semelles au renversement	118
T a bl e a u VI- 9 : Di me nsi onne me nt du pout r e de li ba g e	119
Tableau VI- 10 : détermination de la valeur q dans les semelles filante	119
T a bl e a u VI- 11 : Dé te r mi na t i on de s mo me nt s de l a pout r e de l i ba g e	120
T a bl e a u VI- 12: Calcul Les armatures à l'ELU.	120
T a bl e a u VI- 13 : Calcul Les armatures à l'ELS	120
Tableau VI- 14 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres de libage	121
Tableau VI- 15 : Calcul des armatures transversales et leur espacement	121
Tableau VI- 16 : Vérification de la flèche du pout r e de libage.	122
Tableau VI- 17 : Les résistances Caractéristiques des matériaux	123
Tableau VI- 18 : ferraillage Mur de soutènement	123
Tableau VI- 19 : Vérification des contraintes à l'état limite de service.	124
Tableau VI- 20 : ferraillage Mur de soutènement	124
Tableau VI- 21 : Les armatures horizontales	124

LISTE DES FIGURES

Fig II-1 : dimensionnement de Plancher à corps creux	3
Fig II-5 : composants d'un plancher courant	3
Fig II-2 : Murs intérieurs (cloison)	4
Fig II-3 : Murs extérieurs (double cloison)	4
Fig II-4 : composants d'un plancher terrasse	4
Fig II-5 : composants d'un plancher courant	5
Fig II-6 : Dimensionnement de la poutre	5
Fig II-7 : Section brut de poutre	6
FigII-8 : représentation du poteau le plus sollicité d'étage	6
Fig II-9 :Poutre secondaire et Poutre principale	11
Fig II-10 : Voile en 3D	11
Fig III-1 :L'acrotère	12
Fig III-2 : Diagrammes des efforts à l'ELU	13
Fig III-3 : Section de B.A à l'ELU	14
Fig III-4 : Ferraillage de l'acrotère	17
Fig III-5 : disposition constructive des armatures de la table de compression	18
Fig III-6 : dimensionnement de la poutrelle	18
Fig III-7: Schématisation de la poutrelle avant coulage	19
Fig III-8 : Choix de disposition des étaiements	20
Fig III-9 : Poutrelle à 2 travées	22
Fig III-10 : diagramme des moments des poutrelles à 2travées (ELU)	23
Fig - III 11: Diagramme des efforts tranchants des poutrelles à 2 travées (ELU)	23
Fig III-12 : diagramme des moments des poutrelles à 2travées (ELS)	23
Fig III-13 : Poutrelle à 7 travées	23
Fig III-13 : diagramme des moments des poutrelles à 7 travées (ELU)	25
Fig III-14: Diagramme des efforts tranchants des poutrelles à 7 travées (ELU)	25
Fig III-15 : diagramme des moments des poutrelles à 7 travées (ELS)	25
Fig III-16 : Poutrelle à 4 travées	26
Fig III-17 : diagramme des moments des poutrelles à 4 travées (ELU)	27

Fig III-18: Diagramme des efforts tranchants des poutrelles à 4 travées (ELU)	27
Fig III-19 : diagramme des moments des poutrelles à 4 travées (ELS)	27
Fig III-20 : Poutrelle à 2 travées	28
Fig III-21 : diagramme des moments des poutrelles à 2travées (ELU)	28
Fig -22: Diagramme des efforts tranchants des poutrelles à 2 travées (ELU)	29
Fig III-22 : diagramme des moments des poutrelles à 2travées (ELS)	29
Fig III-23 : Poutrelle à 6 travées	29
Fig III-23 : diagramme des moments des poutrelles à 6 travées (ELU)	30
Fig III-24: Diagramme des efforts tranchants des poutrelles à 6 travées (ELU)	31
Fig III-25 : diagramme des moments des poutrelles à 6 travées (ELS)	31
Fig III-26: Diagramme des efforts tranchants des poutrelles à 6 travées (ELS)	31
Fig III- 27 : les sections considérées pour le calcul des ferraillages. En travée (à gauche), aux appui (à droite)	32
Fig III-28 : Ferraillage des poutrelles en zone d'appui (à gauche), en travée (à droite)	37
Fig III-29 : dimensionnement la dalle pleine (triangulaire	38
Fig. III-30: Efforts dans la dalle triangulaire	38
Fig. III-31: Position les lignes de ruptures	39
Figure III-32 : Ferraillage de la dalle pleine	43
Fig III-33: Corps du dallage	43
Fig. III-34: TREILLIS SOUDE	44
Fig. III-35: Représentation de l'escalier	45
Fig. III-36: schéma statique d'escalier	46
Fig. III-37: schéma statique à l'E.L.U	47
Fig. III-38: diagramme des moments et les efforts tranchant à l'E.L.U	47
Fig. III-39: schéma statique à l'E.L.S	48
Fig. III-40: diagramme des moments et les efforts tranchant à l'E.L.S	48
Fig. III-41: las armatures longitudinal d'escaliers	50
Fig. III-42: las armatures transversal d'escaliers	50
Fig. III-43: las armatures longitudinal d'escaliers	52
Fig. III-44: las armatures longitudinal d'escaliers	52
Fig. III-45: Schéma statique de la poutre palière	56
Figure IV -1 : disposition des voiles	61

Fig IV -2 : dimension des voiles et poteaux	62
Fig IV -3 : Le comportement des trois premiers modes pour le Bloc	68
Fig IV -4 : Les forces agissent sur la stabilité au renversement	71
Fig IV -5 : Distribution des forces sismiques	72
Fig IV -6 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant X	72
Fig IV -7 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y	73
Fig V-1 : Disposition des armatures pour les poutres	81
Fig V-2 : Ferraillage des poutres principales intermédiaires de terrasse	81
FigV-3 : Ferraillages des poutres principales intermédiaires des étages	81
FigV-4 : Ferraillages des poutres principales intermédiaires du sous sol	81
Fig V-5 : Ferraillages des poutres principales de rive de terrasse	81
Fig V-6 : Ferraillages des poutres principales de rive d'etage	82
Fig V-7 : Ferraillages des poutres principales de rive du sous sol	82
Fig V-8 : Ferraillages des poutres secondaires de terrasse et des étages et sous sol	82
Fig V-9 : définition de la zone nodale dans les poteaux	86
Fig V-10 : Ferraillage des poteaux des étages 1, RDC, SS	94
Fig V-11 : Ferraillage des poteaux (50×50)	94
Fig V-12 : Ferraillage des poteaux (40×40)	95
Fig V-13 : Ferraillage des poteaux (45×45)	95
Figure V -14 : Voile en 3D	98
Fig.V.15 : Les armatures transversales et les épingles des voiles	103
Fig.V.16 : La zone de recouvrement des voiles	103
Fig.V.17 : Moments et efforts tranchants dans les linteaux	107
Fig.V.18 : Armatures du linteau selon le RPA 99	107
Fig.VI.1 : Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELU	110
Figure VI-3 : Schéma de chevauchement	112
Fig VI-4 Disposition des semelles filantes.	113
Figure VI.5. Semelle filante sous poteaux	113
Fig VI.6. Semelle filante sous voiles	114
Fig.VI.7 : Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELS.	114
Fig VI-8 Disposition des semelles filantes.	115
Fig.VI.9: Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELU.	116

Fig.VI.10 : Mur de soutènement	122
Fig.VI.11 : Schéma explicative des différents démentions de Mur de soutènement	123
Fig.VI.12 : ferraillage Mur de soutènement	124

Introduction générale

La conception d'une structure parasismique est un problème complexe, vu la nécessité De répondre aux exigences de sécurité imposées par les règlements en vigueur et d'économie imposées par les coûts croissants des matériaux de construction .En revanche, une structure doit être calculée et conçue de telle sorte qu'elle reste apte À l'utilisation pour laquelle elle a été prévue. Comme elle dit résister à tous événements et Actions susceptibles de s'exercer aussi bien pendant l'exécution que durant son exploitation. Ce pendant, le présent projet consiste à étudier un bâtiment à usage multiple commercial + d'habitation, comportant: SOUS SOL + RDC+ 7 Etages qui sera implanté de la wilaya de MEDEA. La résistance de la structure aux De la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par des portiques contreventés Par des voiles. Le dimensionnement et le calcul du ferraillage de tous les éléments résistants ont été établis conformément aux règlements algériens (CAB 93 et RPA 99). Nous présentons ce travail En six chapitres :

Le premier chapitre est dédié à la présentation générale de notre ouvrage et les Matériaux utilisés dans sa construction, le deuxième chapitre est consacré au Redimensionnement de la structure en béton armé, le troisième chapitre présente le calcul des éléments secondaires, le quatrième chapitre s'attache à l'étude dynamique du bâtiment qui a été établie suivant la méthode numérique, moyennant le logiciel SAP2000 V 16 et le cinquième chapitre présente le ferraillage de l'ossature de la superstructure. Finalement, nous avons étudié l'infrastructure et calculé les fondations adéquates en tenant compte les prescriptions du rapport de sol et nous clôturons ce travail par une conclusion généra

1-1 Introduction:

Nous proposons de faire l'étude d'un bâtiment multiple commercial + d'habitation avec pour mission :
-d'assurer les conseils du maître d'ouvre pour le dimensionnement, la résistance, la stabilité et l'économie de la structure ;
- de faire les calculs de la structure en vue de la réalisation des plans de coffrage et de ferraillage.
L'objet de notre étude est le calcul d'un bâtiment à sept niveaux (sous sol +R +7) à usage d'habitation et le RDC a d'usage commercial, ce projet entré dans le cadre de la réalisation d'un programme de 204 logements LSP Agence foncière et étude par CTAM Médéa, implantés à « CHRACHRIA » wilaya de Médéa, cette région est classée par le RPA 99 version 2003 en Zone IIb.

I-2 Description de l'ouvrage :

Le bâtiment est Bloc Angle de 24.48 m par 24.15 m et de 29.58 m d'hauteur, situé en Médéa « CHRACHRIA »,
il comporte 7niveaux sur rez-de-chaussée et un sous sol.
Les plans d'architecte de l'entresol, rez-de-chaussée et des étages courantes sont représentés sur les figures 1, 2, 3,4, la coupe verticale sur la figure 5.

I-3 Caractéristiques du bâtiment :

Dimensions en plan :

- Longueur totale du bâtiment :…… 24.48 m
- Largeur totale du bâtiment :…….. 24.15 m

Dimensions en élévation :

- Hauteur totale du bâtiment :…… 29.58 m
- Hauteur de l'étage :…… 3.23 m
- Hauteur de RDC:…….... 3,23 m
- Hauteur de sous sol :…… 3.74 m

L'ossature:

La fonction de l'ossature est d'assurer la stabilité de l'ensemble qui sollicité par deux d'efforts :

1- Les efforts verticaux dus au poids propre de la construction et la surcharge d'exploitation.
2- Les efforts horizontaux dus au séisme.

L'ossature du bâtiment sera contreventée par un système mixte, assuré par des voiles et des portiques.

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- La totalité des sollicitations dues aux charges horizontales .

Planchers :

Les planchers étant considérés comme des diaphragmes rigides d'épaisseur relativement faible par rapport aux autres dimensions de la structure.
Notre bâtiment comporte deux types de planchers :
- planchers à corps creux ;
- planchers à dalle pleine.

Maçonnerie :

On a deux types :

1- - **Murs extérieurs** : sont composés de :
   - Une cloison en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.
   - Une l'âme d'air de 5 cm d'épaisseur.
   - Une cloison en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.
2- **Murs intérieurs** : sont des cloisons de séparations de 10 cm d'épaisseur.

Revêtement :

Le revêtement de la structure est constitué par :

- Carrelage de 2 cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- Céramique recouvrant tous les murs dans les salles d'eau.
- Enduit de plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds
- Mortier de ciment pour Crépissages des façades extérieurs et intérieures.

L'acrotère :

Au niveau de la terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère créé en béton armé, de 60 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

Les escaliers :

Notre structure comporte un type d'escalier :
- Escaliers droit à trois volées.

1-4 Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93).

Le béton :

Le ciment utilise c'est le CPJ 325 (ciment portland artificiel classe 325) pour un dosage de 350 kg/m^3, donnant une résistance f_{c28} = 25 MPa à 28 jours.

Les aciers :

Les différents types d'aciers utilisés sont :

Tableau I-1 : Les différents types d'aciers utilisés

Nature	Utilisation	Nuance	Diamètre (mm)	F_e (MPa)
Barre à haute adhérence	Armatures longitudinales	FeE_{400}	$T \geq 08$	400
Treillis soudé	Table de compression	TLE_{520}	$0 \leq \phi \leq 6$	520

Taux de travail du sol :

La contrainte admissible du sol où sera implanté l'ouvrage est de $\overline{\sigma}_{sol} = 1.5$ bar selon le rapport de sol .

II .Prédimensionnement :

- la phase de pré dimensionnement est une phase de conception et de dimensionnement de la structure, qui précède la phase d'exécution qu'a pour but de justifier la solution d'avant projet.

II.1 Introduction :

Avant de procéder à la descente de charges permettant le dimensionnement des fondations qui sont les premiers éléments construits, il convient de dimensionner les étages dans l'ordre décroissant en partant du sommet du bâtiment :

- les planchers ;
- les poutres ;
- les poteaux et les voiles.

Ces dimensionnements sont effectués préliminairement, corrigés éventuellement au moment des études dynamiques.

II.2 Pré dimensionnement des planchers :

Le plancher est un ouvrage qui, dans une construction une plate forme horizontale au rez-de-chaussée, ou une séparateur entre deux étages, leurs fonctions principales sont :

- porter les charges et les surcharges du bâtiment.
- assurer l'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux.
- participer à la résistance des ossatures aux efforts horizontaux.
- assurer l'étanchéité dans les salles d'eau.

a) Plancher à corps creux :

Les planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associées aux corps creux avec une dalle de compression mince en béton armé (treillis soudé).

Pour le pré dimensionnement de la hauteur du plancher on utilise la formule empirique suivante :

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20}$$

Avec : L : la portée la plus longue de la poutrelle mesurée entre nus des appuis.

L = 4,40 m

$$\frac{440}{25} \leq h_t \leq \frac{440}{20} \rightarrow 17.60\ cm \leq h_t \leq 22.00\ cm \quad on\ choisit\ h_t = 20\ cm\ (16+4)$$

Condition d'isolation acoustique :

Pour obtenir une bonne isolation acoustique, on doit vérifier la condition suivante :

$h_{min} \geq 16$ cm, d'où on a 20 cm > 16 cm (condition vérifie).

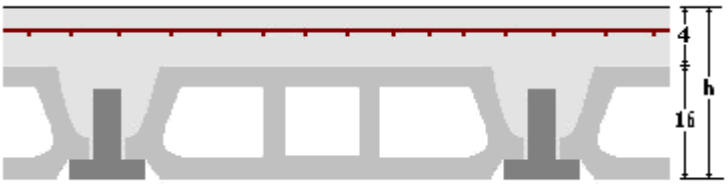


Figure II-1 : dimensionnement de Plancher à corps creux

b) Dalle pleine :

Le prédimensionnement de l'épaisseur des dalles pleines dépend des critères suivants :

- Critère de résistance :

Dalle reposant sur deux appuis :…. [CBA 93]

(Lx/35 ≤ ep ≤ (L x /30) ; L = 3.12 m → 8.91 cm ≤ ep ≤ 10 cm

- **Sécurité contre l'incendie :**

ep = 7cm : peut assurer un coupe-feu d'une heure.

ep = 11cm : peut assurer un coupe-feu de deux heures.

On adopte une épaisseur ep = 15 cm.

II.3 Évaluation des charges permanents et les surcharges d'exploitations :

II.3.1 Maçonnerie :

- Murs intérieurs (simple) :

Tableau II-1 : Les Charges permanents du Murs intérieurs

N	composants	Épaisseur (cm)	Poids volumiques ($KN/m^{3)}$	Poids surfaciques (KN/m^2)
2	Brique creuse	0,10	9	0,90
3	Enduit en plâtre	0,02	10	0,40
			Total	**1,30**

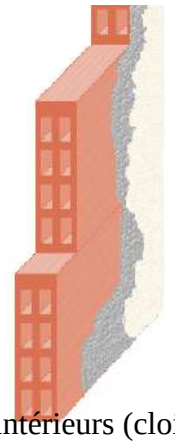


Figure II-2 : Murs intérieurs (cloison)

- Murs extérieurs (double cloison) :

Tableau II-2 : Les Charges permanents de Murs extérieurs.

N	composants	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Enduit n plâtre	0,02	10	0.20
2	Enduit en ciment	0,02	18	0.36
3	Brique creuse	0,10	9	0.9
4	Lame d'aire	0,05	-	-
5	Brique creuse	0,10	9	0.9
6	Enduit en ciment	0,02	18	0.36
			Total	**2,72**

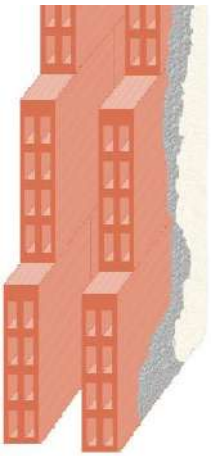


Figure II-3 : Murs extérieurs (double cloison)

II.3.2 Plancher terrasse :

- Charges permanentes :

Tableau II-3 : Les Charges permanentes de Plancher terrasse .

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Gravillon roulé	0.04	20	0,80
2	Étanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Papier kraft	-	-	0,05
4	Forme de pente	0,8	2.75	2,2
5	Plaque de liège	0.04	4	0.16
6	Pare vapeur	0,01	6	0,06
7	Film polyane	-	-	0,01
8	Planche corps creux	0,16+0,04	14	2,8
9	Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
		Total		**6.4**

Surcharges d'exploitation :

$Q = 1 \ KN/m^2$

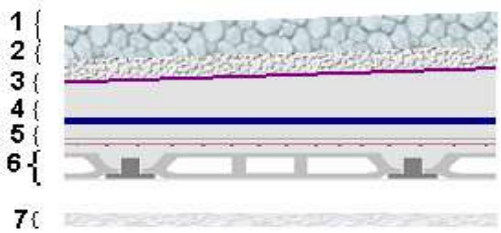


Figure II-4 : composants d'un plancher terrasse

II.3.3 Plancher courant :

- Charges permanentes :

Tableau II-4 : Les Charges permanentes de Plancher courant

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0,02	0,44
2	Mortier de pose	0,02	0,4
3	Lit de sable	0,03	0,54
4	Planche corps creux	0,16+0,04	2,8
5	Enduit de plâtre	0,02	0,2
6	Les murs simples	0,1	1,46
		total	**5.84**

Charge d'exploitation :

$Q = 1.5\ KN/m^2$



II.4 Prédimensionnement des poutres :

Ce sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, elles transmettant les charges aux poteaux,

le prédimensionnement de la section transversale de la poutre est donné comme suit :

$$\frac{L_{max}}{15} \le h \le \frac{L_{max}}{10} \quad \text{et} \quad 0{,}3h \le b \le 0{,}7h$$

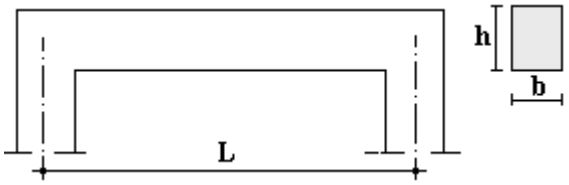


Figure II-6 : Dimensionnement de la poutre

Et les conditions imposées par RPA.99 version 2003 : [Art 7.5.1]

$h \ge 30cm$

$b \ge 20cm$

$\frac{h}{b} \le 4$

$b_{max} \le 1{,}5h + b_1$

- Les poutres principales :

L_{max} = 4.40 m → 29.33 cm ≤ h ≤ 44 cm on adopte h = 40 cm.

12cm ≤ b ≤ 28cm on adopte b = 30 cm.

- Les poutres secondaires :

L_{max} = 4,20 m → 28 cm ≤ h ≤ 42 cm on adopte h = 35 cm.

10,5 cm ≤ b ≤ 24,5 cm on adopte b = 30 cm.

Pour des raisons de bonne exécution et de mise en place du ferraillage, nous choisirons ces sections.

II.5 Prédimensionnement des poteaux :

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton avec armatures incorporées, ils constituent les points d'appuis pour transmettre les charges aux fondations, la section transversale des poteaux se calcul d'après la formule suivante :

$$S \ge \frac{Q\,(\text{charge totale})}{\sigma_{béton}}\ [cm^2]$$

On peut dimensionner les poteaux, en utilisent un calcul basé sur la descente des charges permanents et des exploitations à l'état limite ultime (1,35G+1,5Q).

- **Étapes de prédimensionnement :**
- choix du poteau le plus sollicité ;
- calcul de la surface reprise par le poteau ;
- détermination des charges permanentes et d'exploitations revenant à ce poteau ;
- les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux conditions de RPA.99 version 2003 : [Art 7.4.1]

  Pour les poteaux rectangulaire (carré) :

  $Min(b_1,h_1) \geq 30\ cm$: *zone IIb*

  $Min(b_1,h_1) \geq \frac{h_e}{20}$

  $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$
- pour des poteaux voisins de rive, on majore la charge de 10 % :

$$N_{ultime} \leq \alpha\left[\frac{Br.F_{c28}}{0,9\gamma_b} + A\frac{F_e}{\gamma_s}\right]$$

Avec : A section d'acier comprimée pris en compte dans le calcul $A = \frac{B}{1000}$;

Br section réduite du poteau en déduisant de la section réelle un centimètre sur toute sa périphérie ;

α coefficient

$$\alpha = \frac{0,85}{1+0,2(\frac{\lambda}{35})^2} \quad \text{pour } \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0,6(\frac{50}{\lambda})^2 \quad \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i}; i = \frac{b}{\sqrt{12}} \quad (section rectangulaire)$$

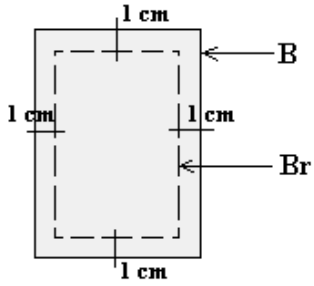


Figure II-7 : Section brut de poutre

- **Descente des charges :**

On calcule les charges permanentes et les surcharges d'exploitation reprises sur un poteau intermédiaire le plus sollicité, à chaque niveau avec un tableau (Excel), ce qui permet de pouvoir modifier les dimensions du poteau étudié s'il est insuffisant ou surabondant.

On choisit une section de (30x30) cm^2 pour le 5^{eme}, 6^{eme}et 7^{eme} étage et une section de (35x35) cm^2, pour le 2^{eme}, 3^{eme}, 4^{eme}étage et (40 x 40)
pour le 1^{ere}étage, le RDC et sous sol.
pour déterminer les surcharges d'exploitation,
on adopte la loi de dégression suivantes :
les surcharges des planchers sont différentes :

Q_0 = 1,00 [kn/m^2]
Q_0+Q_1 = 2,50[kn/m^2]
$Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$ = 3,85[kn/m^2]
$Q_0+0,90(Q_1+Q_2+Q_3)$ = 5,05[kn/m^2]
$Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$ = 6,10[kn/m^2]
$Q_0+0,80(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$ = 7,00[kn/m^2]
$Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$ = 7,75[kn/m^2]
$Q_0+0,71(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7)$ = 8.45[kn/m^2]
$Q_0+0,68(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8)$ = 9.84[kn/m^2]

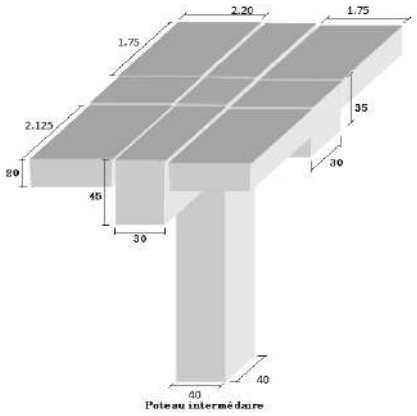


Figure II-8 : représentation du poteau le plus sollicité d'étage

Tableau II-5 : Descente des cnarges

niveau	élément	dimontions poutre poteau planchen (m)				charge unitaire KN/m2		charge de l'étage KN		charge cumulées KN	
7	planche terasse	longu	large		surface	g	q	G	Q	G	Q
		3.82	3.75		**14.325**	6.4	1	77.722	14.325	105.39	14.325
		3.52	3.45		12.144						
		h	b	L	volume	g		G			
	poutre p	0.4	0.3	3.82	0.4584	25		11.46			
	poutre s	0.35	0.3	3.75	0.39375			9.84375			
	poteau	0.3	0.3	2.83	0.2547			6.3675			
totale1										105.39	14.325
6	planche courant	longu	large		surface	g	q	G	Q	G	Q
		3.82	3.75		**14.325**	5.84	1.5	70.921	21.488	98.592	21.488
		3.52	3.45		12.144						
		h	b	L	volume	g		G			
	poutre p	0.4	0.3	3.82	0.4584	25		11.46			
	poutre s	0.35	0.3	3.75	0.39375			9.84375			
	poteau	0.3	0.3	2.83	0.2547			6.3675			
totale2										203.99	35.813
5	planche courant	longu	large		surface	g	q	G	Q	G	Q
		3.82	3.75		**14.325**	5.84	1.5	70.921	19.339	98.592	19.339
		3.52	3.45		12.144						
		h	b	L	volume	g		G			
	poutre p	0.4	0.3	3.82	0.4584	25		11.46			
	poutre s	0.35	0.3	3.75	0.39375			9.84375			
	poteau	0.3	0.3	2.83	0.2547			6.3675			
totale3										302.58	55.151
4	planche courant	longu	large		surface	g	q	G	Q	G	Q
		3.82	3.75		**14.325**	5.84	1.5	70.921	19.339	100.89	19.339
		3.52	3.45		12.144						
		h	b	L	volume	g		G			
	poutre p	0.4	0.3	3.82	0.4584	25		11.46			
	poutre s	0.35	0.3	3.75	0.39375			9.84375			
	poteau	0.35	0.35	2.83	0.346675			8.666875			
totale4										403.47	74.49

3	planche courant	longu	large		surface	g	q	G	Q	G	Q
		3.82	3.75		**14.325**	5.84	1.5	70.921	18.264	100.89	18.264
		3.52	3.45		12.144						
		h	b	L	volume	g		G			
	poutre p	0.4	0.3	3.82	0.4584	25		11.46			
	poutre s	0.35	0.3	3.75	0.39375			9.84375			
	poteau	0.35	0.35	2.83	0.346675			8.666875			
totale5										504.36	92.754
2	planche courant	longu	large		surface	g	q	G	Q	G	Q
		3.82	3.75		**14.325**	5.84	1.5	70.921	17.19	100.89	17.19
		3.52	3.45		12.144						
		h	b	L	volume	g		G			
	poutre p	0.4	0.3	3.82	0.4584	25		11.46			
	poutre s	0.35	0.3	3.75	0.39375			9.84375			
	poteau	0.35	0.35	2.83	0.346675			8.666875			
totale6										605.25	109.94
1	planche courant	longu	large		surface	g	q	G	Q	G	Q
		3.82	3.75		**14.325**	5.84	1.5	70.921	16.116	103.54	16.116
		3.52	3.45		12.144						
		h	b	L	volume	g		G			
	poutre p	0.4	0.3	3.82	0.4584	25		11.46			
	poutre s	0.35	0.3	3.75	0.39375			9.84375			
	poteau	0.4	0.4	2.83	0.4528			11.32			
totale7										708.8	126.06
RDC	planche courant	longu	large		surface	g	q	G	Q	G	Q
		3.82	3.75		**14.325**	5.84	1.5	70.921	15.041	103.54	15.041
		3.52	3.45		12.144						
		h	b	L	volume	g		G			
	poutre p	0.4	0.3	3.82	0.4584	25		11.46			
	poutre s	0.35	0.3	3.75	0.39375			9.84375			
	poteau	0.4	0.4	2.83	0.4528			11.32			
totale8										812.34	141.1
S-sol	planche courant	longu	large		surface	g	q	G	Q	G	Q
		3.82	3.75		**14.325**	5.84	5.0	70.921	21.488	105.58	21.488
		3.52	3.45		12.144						
		h	b	L	volume	g		G			
	poutre p	0.4	0.3	3.82	0.4584	25		11.46			
	poutre s	0.35	0.3	3.75	0.39375			9.84375			
	poteau	0.4	0.4	3.34	0.5344			13.36			

h : hauteur d'élément.
b : largeur d'élément.
L : langueur d'élément.
g : charge unitaire permanent.
q : charge unitaire d'exploitation.
G ; charge permanent.
Q : charge d'exploitation.

Tableau II-6 : calcul N_{max}

G	Q	1.35G	1.5Q	1.35G+1.5Q	Nmax =N x 1.1
105.39	14.33	142.28	21.49	163.77	180.14
203.99	35.81	275.38	53.72	329.10	362.01
302.58	55.15	408.479	82.73	491.21	540.33
403.47	74.49	544.683	111.7	656.42	722.06
504.36	92.75	680.887	139.1	820.02	902.02
605.25	109.94	817.09	164.9	982.01	1080.21
708.80	126.06	956.876	189.1	1145.97	1260.56
812.34	141.10	1096.66	211.7	1308.31	1439.14
917.93	162.59	1239.2	243.9	1483.08	1631.39

Comparaison :

Tableau II-7 : vérificationdu($1.1N_U \leq \overline{N_U}$)

N	h×b	A cm²	Br cm²	L m	Lf m	λ	α	Nu	Nmax	observation
7	30×30	0.900	784	2.830	1.981	22.874	0.78	1376.618	180.14	ok
6	30×30	0.900	784	2.830	1.981	22.874	0.78	1132.689	362.01	ok
5	30×30	0.900	784	2.830	1.981	22.874	0.78	1132.689	540.33	ok
4	35×35	1.225	1089	2.830	1.981	19.60	0.80	1613.674	722.06	ok
3	35×35	1.225	1089	2.830	1.981	19.60	0.80	1613.674	902.02	ok
2	35×35	1.225	1089	2.830	1.981	19.60	0.80	1613.674	1080.21	ok
1	40×40	1.600	1444	2.830	1.981	17.150	0.81	2166.451	1260.56	ok
RDC	40×40	1.600	1444	2.830	1.981	17.150	0.81	2166.451	1439.14	ok
S-sol	40×40	1.600	1444	3.340	2.338	20.240	0.79	2112.958	1631.39	ok

Les poteau de section (30x30) cm^2 :
Min (30 ; 30) = 30 cm = 30 cm
Min (30 ; 30) = 30 cm > $h_e/20$ =2.83/20 = 14,15 cm

$$\frac{1}{4} < \frac{30}{30} = 1 < 4$$

Les poteau de section (35x35) cm^2 :
Min (35 ; 35) = 35 cm > 30 cm
Min (35 ; 35) = 35 cm > $h_e/20$ =297,5/20 = 14,87 cm

$$\frac{1}{4} < \frac{35}{35} = 1 < 4$$

Les poteau de section (40x40) cm^2 :
Min (40 ; 40) = 40 cm > 30 cm
Min (40 ; 40) = 40 cm > $h_e/20$ =297,5/20 = 14,87 cm

$$\frac{1}{4} < \frac{40}{40} = 1 < 4$$

Les sections des poteaux sont satisfaites aux conditions de RPA99 version 2003.

Remarque :

1)La transmission des moments dans les nœuds s'effectue théoriquement en fonction des inerties des barres concourant au nœud ou plus exactement des raideurs des barres.

$$k_{poutre\ principale} = \frac{I}{L} = \frac{b.h^3}{12.L} = \frac{0{,}3.0{,}40^3}{12.4.4} = 7{,}04.10 m^{-3}$$

$$k_{\text{poutre secondaire}} = \frac{I}{L} = \frac{b.h^3}{12.L} = \frac{0{,}3.0{,}35^3}{12.4{,}2} = 4.50.10^{-3}\ m^3$$

$$k_{poteaux} = \frac{I}{H} = \frac{b.h^3}{12.H} = \frac{0{,}40.0{,}40^3}{12.3.34} = 7.12.10^{-3}\ m^3$$

- Les valeurs des raideurs sont plus ou moins Approchés, ce ci permette la bonne transmission des moments.

2) les dimensions à respecter par les poutres : RPA.99 version 2003 : [Art 7.5.1]

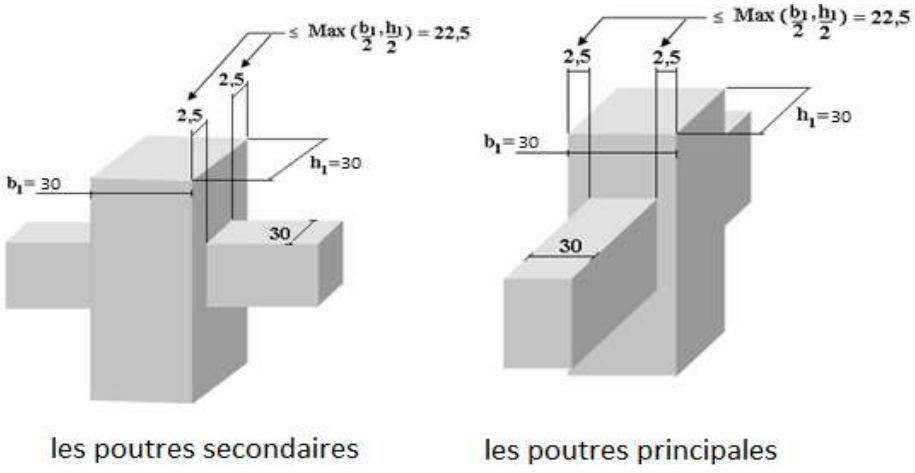


Figure II-9 : Poutre secondaire et Poutre principale

II -6 Prédimensionnement des voiles :

RPA.99 version 2003 : [Art 7.7.1]

l'épaisseur minimale est de 15 cm, de plus, l'épaisseur doit être déterminer en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités :

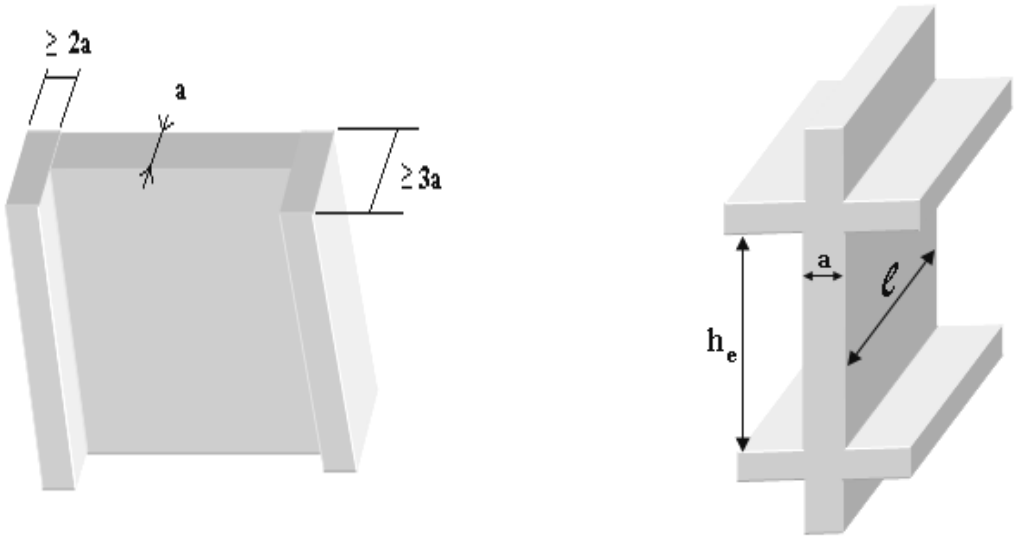


Figure II-10 : Voile en 3D

$$a \geq \frac{h_e}{25}$$

donc : $a \geq \text{Max}\left\{15\,\text{cm}; \frac{h_e}{25}\right\}$

Tableau II-7 : Prédimensionnement des voiles.

niv	h_e (cm)	a (cm)
terrasse	293	15
4	293	15
3	293	15
2	293	15
1	293	15
RDC	293	15
Sous sol	339.	15

Pour les voiles du sous sol, ils servent comme un mur soutenant le sol et un contreventement, qui sont encastré dans les quatre côtes et ils travaillent comme une dalle pleine, leurs épaisseurs peuvent être modifiées par la suite.

III .1. Introduction

Dans toute structure, on distingue deux types d'éléments :

• Les éléments porteurs principaux qui contribuent directement aux contreventements et a la Stabilité de l'ensemble en général.
• Les éléments secondaires qui ne participent pas au contreventement de la structure.

Ainsi l'escalier et l'acrotère sont considérés comme des éléments secondaires dont l'étude est indépendante de l'action sismique (puisqu'ils ne contribuent pas directement à la reprise de ces efforts), mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

III.2.L'acrotère

III. 2.1. Définition

L'acrotère est un élément structural contournant le sommet du bâtiment conçu pour la protection de la ligne conjonctif et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales.

Il est réalisé en béton armé, soumis à son poids propre et à une surcharge horizontale due à la main courante. Il est assimilé à une console encastrée au plancher-terrasse. La section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement. Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1 m linéaire. L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable. Dans dans ce cas le calcul se fera à l'ELU, et à l'ELS. Les dimensions de l'acrotère sont données dans la figure ci-dessous :

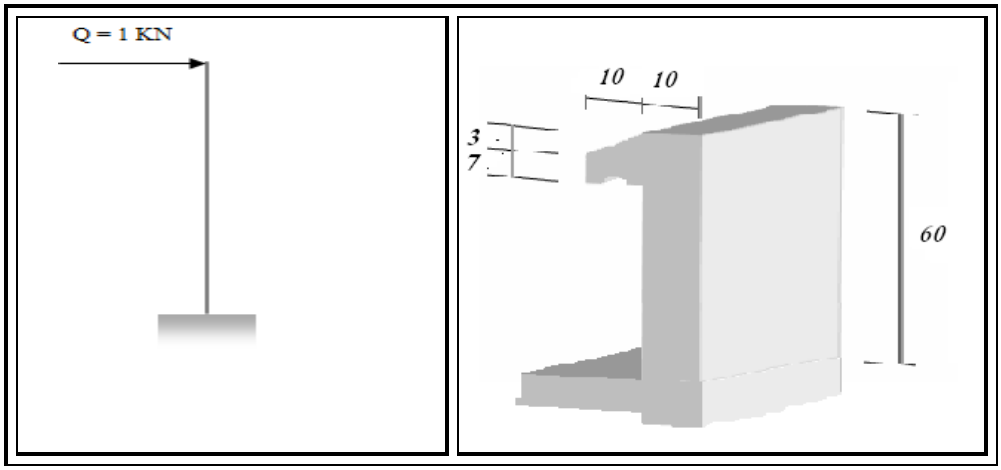


Figure III-1 :L'acrotère

III.2.2. Évaluation de Charges permanentes et d'exploitations

Tableau III-1 : Les charges

Charge permanente G [KN/ml]	[(0.6*0.1)+(0.07*0.1)+(0.03*(0.1/2))]*25*1 = **1.712**
charge d'exploitation Q [KN/ml]	**1**

III.2.3. Calcul des efforts

Tableau III-2: Les efforts a l'ELU et l'ELS

	E.L.U	E.L.S
Effort normal : Nu (kN)	1,35 * G= 2.311	G = 1.712
Effort tranchant : Tu (kN)	1,5 * Q = 1.5	Q = 1
Moment d'encastrement : Mu(kN.m)	1,5 * Q * h =0.9	Q * h = 0.6

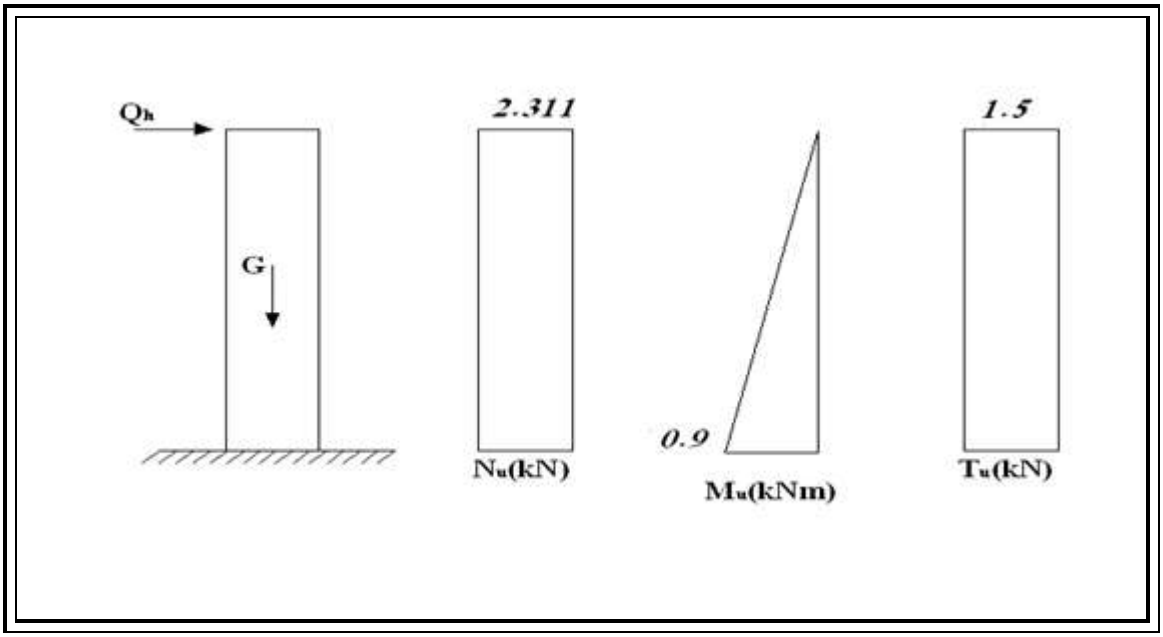


Figure III-2 : Diagrammes des efforts à l'ELU

III.2.4. Calcul du ferraillage

Le calcul du ferraillage se fera en flexion composée et en situation durable.

Avec : f_{c28} =25 MPa $\sigma_{s\ adm}$ =348 MPa
f_{t28} =2.1 MPa d=7.5 cm
f_e = 400 MPa h=10 cm, b =100 cm
=14.2 MPa c= c'=2.5 cm,

a-Vérification à l' E L U

- **Calcul de l'excentricité**

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.900}{2.311} \Rightarrow e_0 = 38.94 \text{ cm}$$

On a : $e_0 = 38.94\ cm > \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2.5 = 2.5\ cm$

Le centre de pression se trouve en dehors de la zone limitée par les armatures. La section est donc partiellement comprimée, on calcul la section d'armature en flexion simple sous l'effet du moment M, puis on déduit la section d'armatures réelle en flexion composée (on adopte un ferraillage symétrique)

- **Calcul du moment de flexion**

e : distance entre le point d'application de N et le centre des armatures tendues.

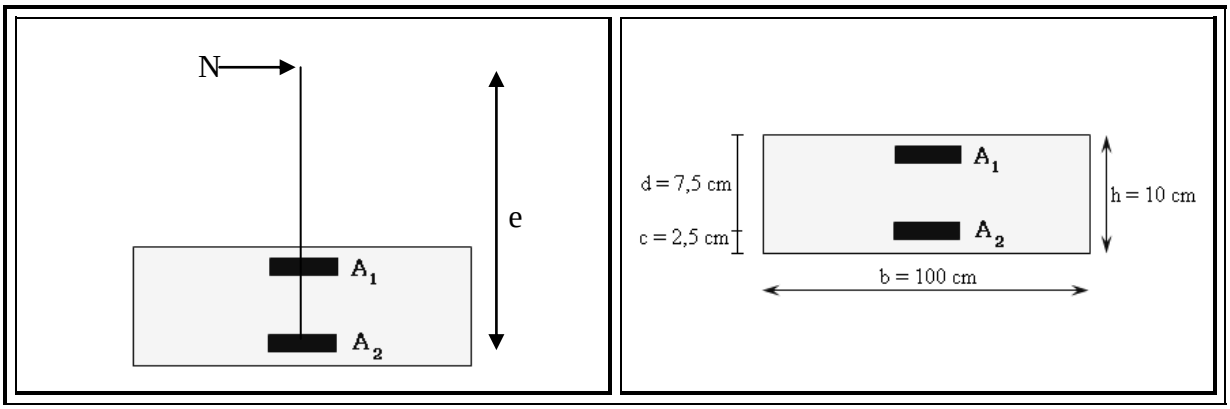


Figure III-3 : Section de B.A à l'ELU

$e = e_0 + (\frac{h}{2} - C) \Rightarrow e = 0.414\ m$

$M1 = N * e \Rightarrow M1 = 0.958\ kN.m$

- **Calcul des armatures verticales**

A = 0.303 cm²
A' =0 cm²

- **Condition de non fragilité [1]**

Amin =1 cm²> A =0.302 cm² $\Rightarrow$ A = Amin = 1.00 cm²
On adoptera : **A = 4 HA 8 = 2.01 cm²**

- **Armatures de répartition [1]**

On a : $\frac{A}{4} \leq Ar \leq \frac{A}{2} \Rightarrow 0.50 \leq Ar \leq 1.005$
Donc, on prendra : **Ar = 4 HA 8 = 2.01 cm²**

- **Espacement [1]**

St= (100/4) =25 cm ≤ Smin =min [3h=30 cm; 33 cm] =30 cm
Srép= (60/4)=15 cm ≤ Smin =min [4h=40 cm ; 45 cm]=40 cm

b- Vérification à l'E.L.S [1]

Données: $N_{ser} = 1.712\ kN$
$M_{ser} = 0.6\ kN.m$

- **Calcul de l'excentricité**

On a $e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{1.712} = 35.05cm$

$\frac{h}{2} - c = 5 - 2.5 = 2.5\,cm < e_0 = 35.05cm$

On doit vérifier l'inégalité ci-contre : $\leq \frac{I_G}{B_o \upsilon_2}$

$\frac{I_G}{B_o \upsilon_2}$ = **1,677 cm.**

M'_G/N_{ser} = 60.125/1.712 = **51.301 cm**

Donc : 51.301> $\frac{I_G}{B_o \upsilon_2}$ = 1,677 cm. **(c.v)**

Alors : on a une section partiellement comprimée.

Il faut vérifier que: $\begin{cases}\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b \\ \sigma_s \leq \overline{\sigma}_s\end{cases}$ (fissuration préjudiciable)

Où : $\sigma_b = k.y_1$ avec $k = \frac{N_{ser}}{S_{G'}}$

$\sigma_s = 15k(d - y_1)$

On va calculer y_2 à l'aide de l'équation suivante:

$y_2^3 + py_2 + q = 0$……."*"

tel que y_2: distance entre le centre de pression "c" et l'axe neutre.

$p = -3C^2 - 90\frac{A'}{b}(C - c') + 90\frac{A}{b}(d - C)$ $q = -2C^3 - 90\frac{A'}{b}(C - c')^2 - 90\frac{A}{b}(d - C)^2$

C: La distance entre la fibre la plus comprimée du béton et le point "c" et puisque "N" est un effort de compression donc " $C = h/2 - e_0 = -30.05cm < 0$".

- **Application numérique**

$\begin{cases}p = -2641.08cm^2 \\ q = +51719.75cm^2\end{cases}$

Donc l'équation devient: $y_2^3 - 2641.08y_2 + 51719.75 = 0$

$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = -5.43x10^7 < 0 \Rightarrow \begin{cases}\cos\varphi = \frac{3q}{2p}\sqrt{\frac{-3}{p}} = -0.990 \Rightarrow \varphi = 171.89° \\ a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 59.34\end{cases}$

Les racines de l'équation sont: $y_2 = \begin{cases} a*\cos(\frac{\varphi}{3}) = 32.06\,cm \\ a*\cos(\frac{\varphi}{3}+120) = -59.27\,cm \\ a*\cos(\frac{\varphi}{3}+240) = 27.21cm \end{cases}$

On prend la solution qui est comprise dans la fourchette suivante:

$0 < y_1 = y_2 + C < h$

y_1: distance entre la fibre comprimée de béton la plus éloignée et l'axe neutre.

$$\text{Donc: } \begin{cases} y_2 = 32.06cm \\ y_1 = y_2 + C = 2.01cm \end{cases}$$

$$S_{xx'} = \frac{1}{2} b y_1^{\,2} + 15\left[A'(y_1 - c') - A(d - y_1)\right]$$

$$S_{xx'} = 36.48cm^3$$

$$K = \frac{N_{ser}}{S_{xx'}} = \frac{1712}{36481} = 0.0469\,N/mm^3$$

$$\sigma_b = K y_1 = 0.0469 \times 20.1 = 0.942\,MPa < \overline{\sigma}_b = 0{,}6\,f_{c28} = 15\,MPa$$

$$\sigma_s = 15K(d - y_1) = 15 \times 0.0469 \times (75 - 20.1) = 38.62\,MPa$$

$$\overline{\sigma}_s = Min\left[\frac{2}{3} f_e = 266.66\,MPa\,; 110\sqrt{\eta f_{tj}} = 201.633MPa\right] = 201.633\,MPa \quad \text{avec :}$$

$$\sigma_s = 38.62\,MPa < \overline{\sigma}_s = 201.633MPa$$

Donc on adoptera les sections calculées à l'E.L.U.

III.2.5. Vérification de l'effort tranchant :

La section d'armature tendue doit être capable d'équilibrer l'effort de traction "F" qui est égale à:

$$F = T_u - \frac{M_u}{0.9d}$$

$$F = 1.5 - \frac{0.9}{0.9x0.075} = -11.83kN$$

F<0 , Alors les armatures tendues ne sont soumises à aucun effort de traction,
Donc pas de vérification à faire.

III.2.6. Vérification de l'acrotère au séisme :

L'acrotère doit être calculé sous l'action des forces horizontales par la formule suivant :

- $F_p = 4.A.C_p.W_p$.

- A: coefficient d'accélération, [groupe d'usage2, zone II a]
- Cp: facteur de force horizontal, [R.P.A Tab. 6.1]
- Wp: poids propre de l'acrotère pour une bande de 1m de longueur.
- A=0.20 ; Cp=0.80 ; Wp= 1.712 KN.

$$F_p = 4 \times 0.25 \times 0.8 \times 1.712 = 1.369\,KN$$

$$F_p = 1.369\,KN < T = 1.5\,KN \quad \ldots\ldots\ldots \text{(c.v)}$$

Donc l'acrotère résiste à la force horizontale.

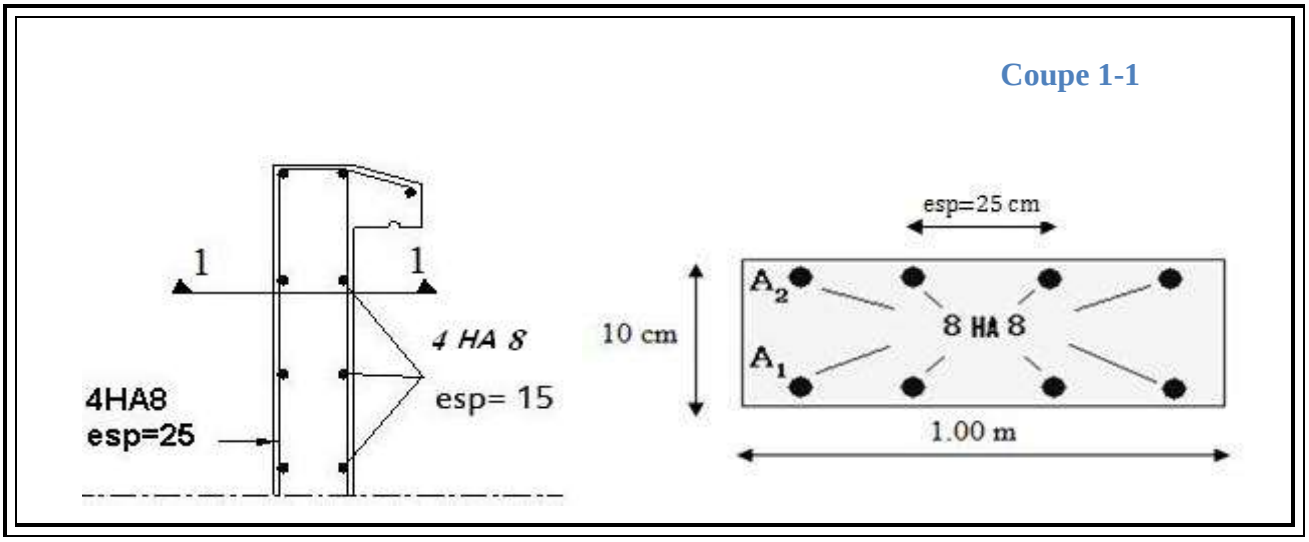


Figure III-4 : Ferraillage de l'acrotère

III.3. Plancher à corps creux

III.3.1. La dalle de compression :

Pour limiter le risque de fissuration de la dalle de compression par retrait du béton, ainsi que pour résister aux efforts appliqués sur la dalle, on prévoit un ferraillage en quadrillage.

La table de compression a une épaisseur de 4 cm avec un espacement de 65 cm entre poutrelles. dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser:

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles

- 33 cm pour les armatures parallèles aux poutrelles
- La section d'armatures dans le sens perpendiculaire aux poutrelles est donnée par

$$At \geq 0.02*L*$$

Avec :

- L : espacements entre axes des poutrelles (65 cm dans notre ouvrage).
- fe : nuance de l'acier FeE520 (fe=520), le treillis soudé qui sera utilisé sera à maillage carré de 150mm x 150 mm.
- At : Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

  $50cm \leq (L=65cm) \leq 80cm \Rightarrow At \geq 0.5\ cm^2/m.l$

- La section d'armatures dans le sens parallèle aux poutrelles est donnée par :

$$Al \geq \quad = 0.25\ cm^2/m.l$$

On garde le même ferraillage pour les armatures parallèles et perpendiculaires aux poutrelles. On choisit un treillis soudé : de nuance Fe520 avec des armatures de Ø5,et un espacement 150mm x 150mm.

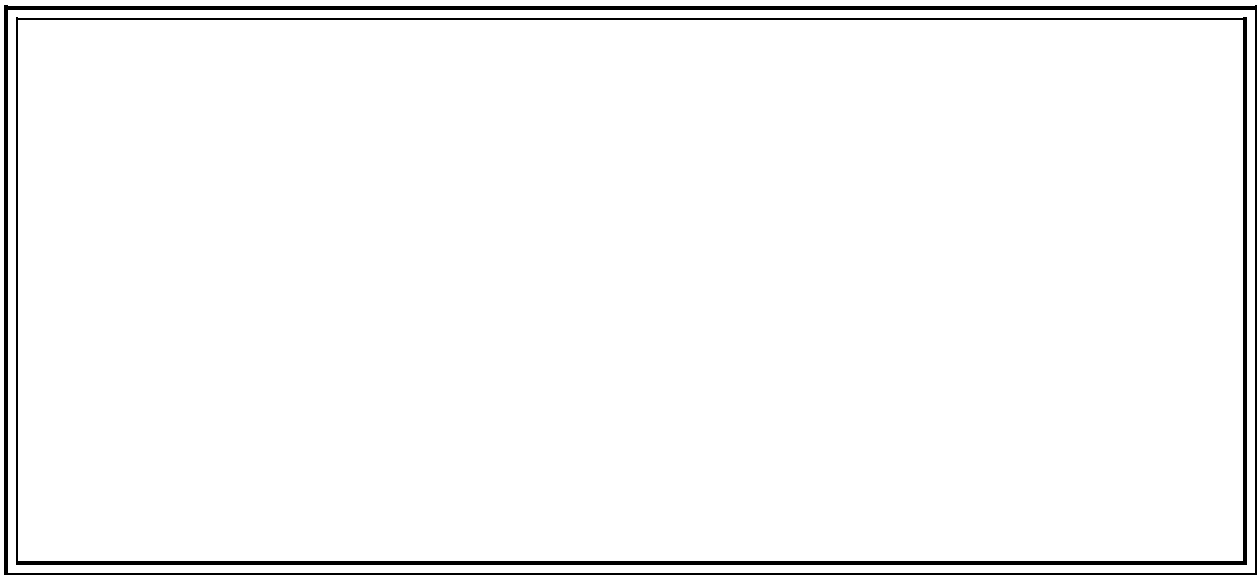


Figure III-5 : disposition constructive des armatures de la table de compression

III.3.2. Les poutrelles

Les poutrelles sont préfabriquées, elles sont calculées par les sollicitations (G, Q), la surface revenant à chaque poutrelle est S = 0,65*L, on dispose les poutrelles dans le sens de la petite portée,

III.3.2.1. Dimensionnement des poutrelles

$B_0 = L_0 – B = 65-53 = 12$ cm : largeur de la poutrelle.

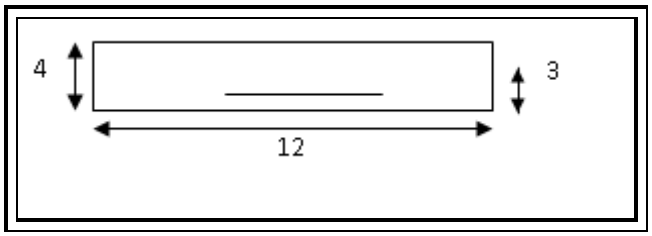


Figure III-6 : dimensionnement de la poutrelle

Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

- Avant coulage.
- Après coulage.

a-Première étape : Avant le coulage de la table de compression

La poutrelle avant coulage est une poutre isostatique ayant les charges suivantes:

- son poids propre.
- le poids de corps creux (entrevous).
- une charge concentrée à son milieu dont l'intensité est la plus grande de 1 kN ou (0.5*L) kN, qui représente le poids d'un ouvrier.

Tableau III-3: Détermination le nombre des étaiements

N° Etais	G	Q	fc28	E i MPA	L mm	I mm4	Fmax cm	F barr cm	F<F baar
0	0.77	2.125	25	32164.1951	4250	640000	32.40	0.85	cnv
1	0.77	1.0625	25	32164.1951	2125	640000	2.02	0.425	cnv
2	0.77	1	25	32164.1951	1416.67	640000	0.48	0.28	cnv
3	0.77	1	25	32164.1951	1062.5	640000	0.18	0.2125	cv

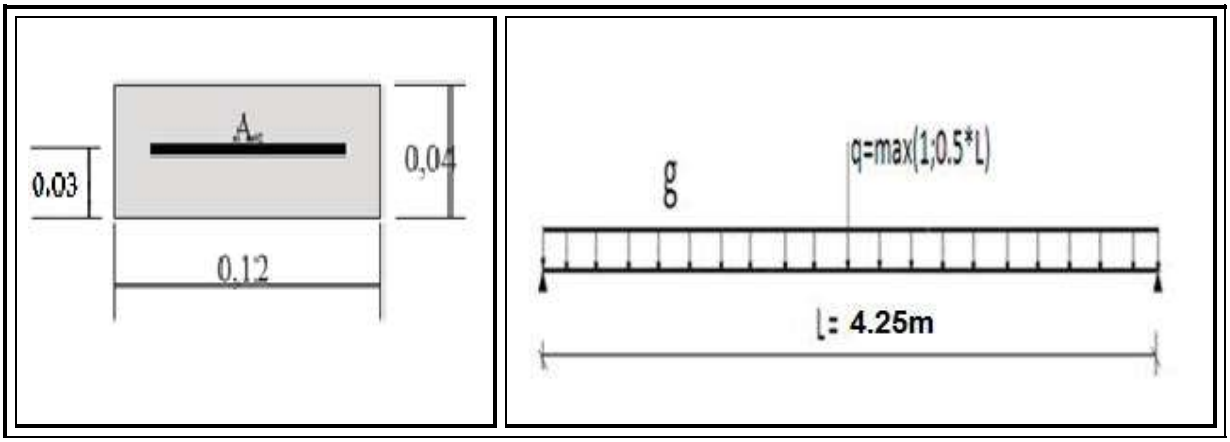


Figure III-7: Schématisation de la poutrelle avant coulage

Le tableau suivant regroupe les charges pour une section de 12*4 cm² :

Tableau III-3A : les charges de la poutrelle avant collage

Charges permanentes (G)	
Poids de poutrelle : 0,12*0,04*25 = **0,12** KN/ml	**0.77 KN/ml**
Poids du corps creux: 0,65*1 = **0.65** KN/ml	
Surcharges d'exploitation (Q)	
	Q = **2.125 KN.**
Q = Max **[**1 KN **(**au milieu de la poutrelle**);** 0.5 KN/ml de portée**]** **Q**= Max **[**1 KN **;** 0.5 x 4.25**]**	

Le calcul en flexion simple nous donne les résultats suivant :

Tableau III-4: Calcul des moments

)		
		$1.35M_G+1.5M_Q=5.72$

Cette valeur de μ=3.63 sort du domaine de la flexion simple ; en plus la poutrelle dans cette étape accusera une grande déformation (flèche) d'où : instabilité de la poutrelle, il faut prévoir des étaiements (pied droits) dont le nombre est déterminé de façon à éliminer le risque de déformation.

Calcul des étaiements

f =

0.5+ si L si L

Alors a chaque distance (L=1.05 m) on pose un étaiement

Tableau.III. 5 Détermination du nombre d'étaiements:

N° Etais	L poutrelle	G	Q	MG KN,m	MQ KN,m	MU KN,m	U	Umax	Vérif
0	4.25	0.77	2.125	1.74	2.26	5.73	8.41	0.392	cnv
1	2.125	0.77	1.0625	0.43	0.56	1.43	0.935	0.392	cnv
2	1.42	0.77	1	0.19	0.35	0.79	0.516	0.392	cnv
3	1.062	0.77	1	0.11	0.27	0.55	0.355	0.392	cv

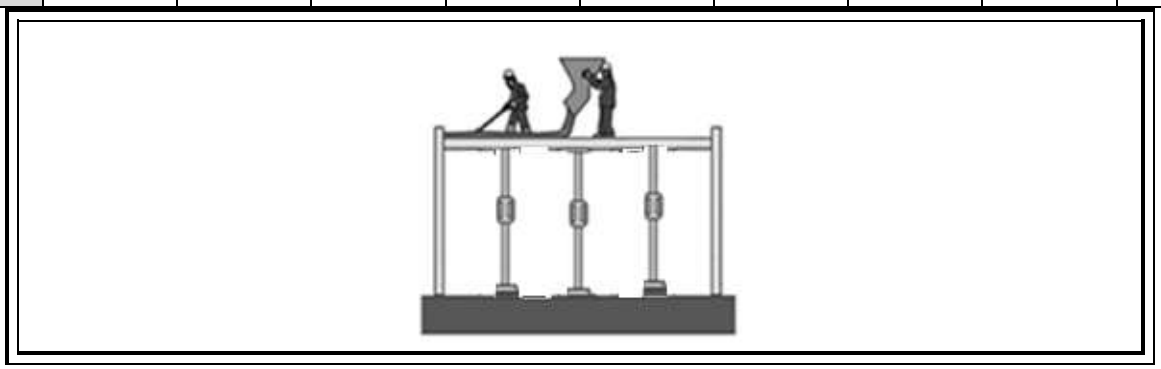


Figure III-8 : Choix de disposition des étaiements

b-après coulage

La poutrelle est considérée comme une poutre continue.

b-1.Méthodes de calcul

- **La méthode forfaitaire**

On utilise la méthode forfaitaire pour les éléments remplissant les conditions suivantes :

1- (c.v)

2- moments d'inerties des sections sont égaux dans toutes les travées (c.v)

3-Les rapports entre les portée successives des travées doit rester doit compris entre (0.8) et (1.25) (0.8 $\leq$ 1.25) (c.n.v)

4-La fissuration doit être peu nuisible. (c.v)

Dans notre cas la troisième condition n'est pas vérifie donc cette méthode n'est pas applicable on utilise la méthode de Caquot

- **Exposé de la Méthode de CAQUOT**

Tableau III-6: Méthode de CAQUOT

Moment isostatique Mo		
Moment en travée Mt		
Moment à l'appui Ma	Appuis de rives	0.2
	Appuis intermédiaires	
longueurs fictives l'	Travée de rive	
	Travée intermédiaire	0.8
Effort tranchant T	Tw	
	Te	

Avec :

- M_o : moment isostatique.
- M_w ; Me : moments sur appuis de gauche et droite en valeur absolue.
- q_w : Charge répartie à gauche de l'appui considéré.
- q_e : Charge répartie à droite de l'appui considéré.
- l'_w : longueurs de travées fictives à gauche.
- l'_e : longueurs de travées fictives à droite.
- l : représente la portée de la travée libre.
- T_w : Effort tranchant à gauche de l'appui considéré.
- T_e : Effort tranchant à droite de l'appui considéré.

Tableau III-7: Actions de calcul des poutrelles après coulage

	G (KN/m)	Q(KN/m)	P_u (KN/m)	P_{ser} (KN/m)
Plancher terrasse	6.40x0.65=**4.16**	1x0.65=**0.650**	**6.590**	**4.81**
Plancher courant	6.00x0.65=**3.90**	1.5x0.65=**0.975**	**6.727**	**4.875**
Plancher du RDC	6.00x0.65=**3.90**	5x0.65=**3.250**	**10.140**	**7.150**

c- Sollicitations de calcul

On a cinq types des poutrelles dont la solution se fait par la méthode Caquot:

- **Type1 : poutrelles à 2 travées**

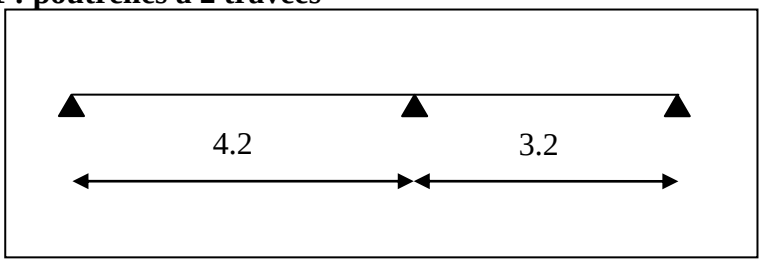


Figure III-9 : Poutrelle à 2 travées

E.L.U

Tableau III-8 : Différentes sollicitations dans les poutrelles à 7travées (ELU) Plancher du RDC

TRAVEE	M0(KNm)	Mt(KN m)	M_W(KNm)	Me(KN m)	Tw(KN)	Te(KN)
A-B	22.89	11.76	-4.57	-17.76	18.46	-24.62
B-C	13.38	3.21	-17.67	-2.67	21.09	-11.86

E.L.S

Tableau III-9 : Différentes sollicitations dans les poutrelles à 7 travées (ELS) Plancher du RDC

TRAVEE	M0(KNm)	Mt(KN m)	M_W(KNm)	Me(KN m)	Tw(KN)	Te(KN)
A-B	16.14	8.29	-3.22	-12.45	13.02	-17.36
B-C	9.44	2.26	-12.45	-1.88	14.87	-8.36

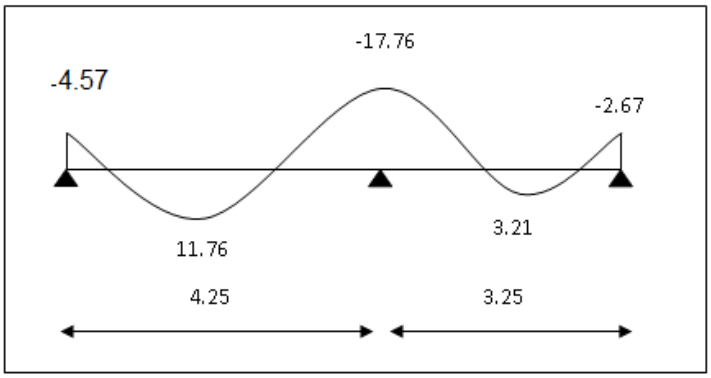


Figure III-10 : diagramme des moments des poutrelles à 2travées (ELU)

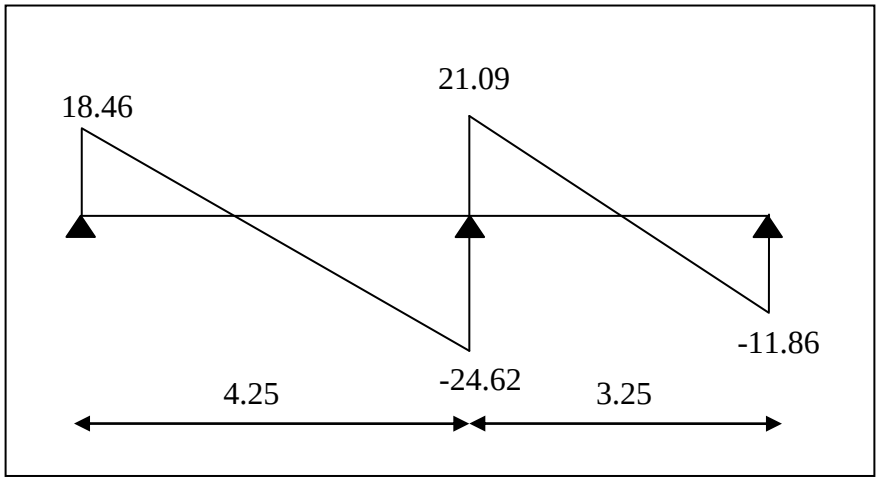


Figure -11: Diagramme des efforts tranchants des poutrelles à 2 travées (ELU)

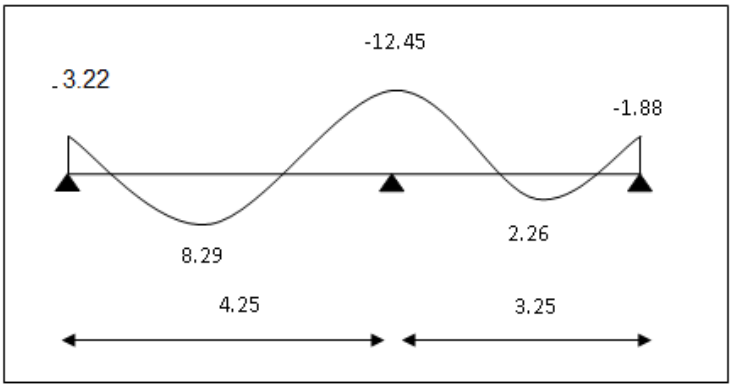


Figure III-12 : diagramme des moments des poutrelles à 2travées (ELS)

- **Type1 : poutrelles à 2 travées**

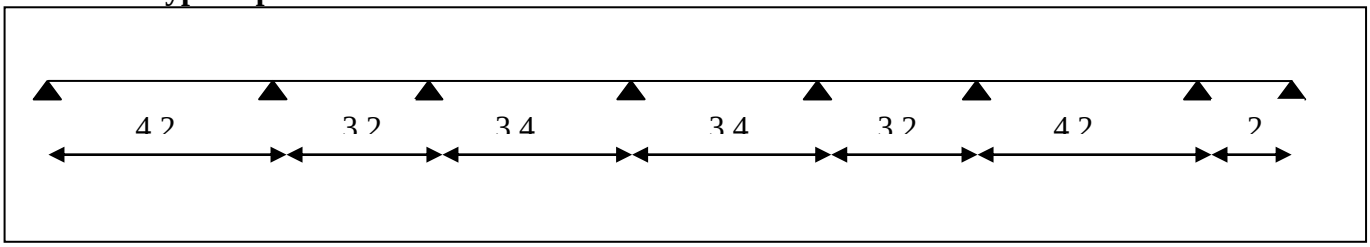


Figure III-13 : Poutrelle à 7 travées

E.L.U

Tableau III-10 : Différentes sollicitations dans les poutrelles à 7travées (ELU) Plancher du RDC

TRAVEE	M0(KNm)	Mt(KNm)	M_W(KN)	Me(KN m)	Tw(KN)	Te(KN)
A-B	22.89	12.38	-4.57	-16.42	18.75	-24.33
B-C	13.38	0.94	-16.42	-8.45	18.93	-14.02
C-D	14.65	6.60	-8.45	-8.83	17.12	-17.34
D-E	14.65	6. 01	-8.83	-10.88	16.63	-17.48
E-F	13.39	4.79	-10.88	-17.67	19.00	-13.95
F-G	22.36	11.76	-17.67	-16.17	24.62	-18..46
H-I	5.07	-3.25	-16.17	-4.77	17.72	-2.55

E.L.S

Tableau III-11 : Différentes sollicitations dans les poutrelles à 7 travées (ELS) Plancher du RDC

TRAVEE	M0(KNm)	Mt(KN m)	M_W(KNm)	Me(KN m)	Tw(KN)	Te(KN)
A-B	16.14	8.73	-3.22	-11.58	13.22	-17.15
B-C	9.44	0.66	-11.58	-5.96	13.34	-9.88
C-D	10.33	4.23	-5.96	-6.22	12.07	-12.23
D-E	10.33	3.38	-6.22	-7.67	11.72	-12.58
E-F	9.44	4.66	-7.67	-12.45	13.39	-9.83
F-G	16.14	8.29	-12.45	-11.40	17.36	-13.02
H-I	3.57	-2.48	-11.40	-3.36	12.49	-1.80

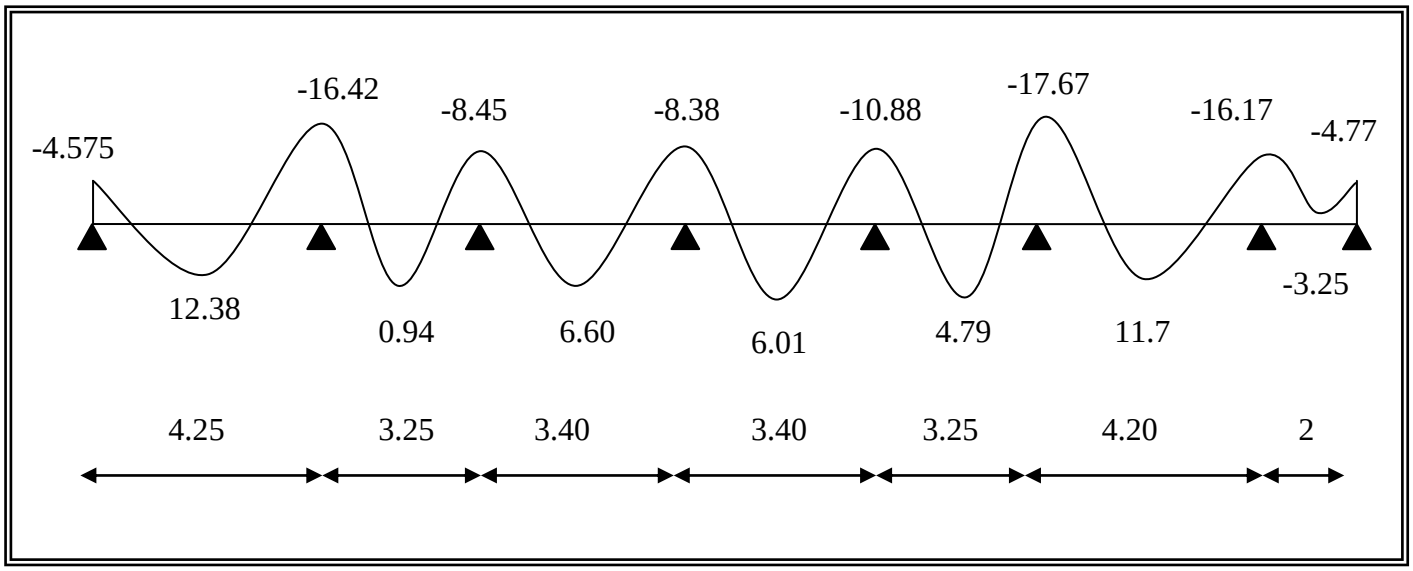


Figure III-13 : diagramme des moments des poutrelles à 7 travées (ELU)

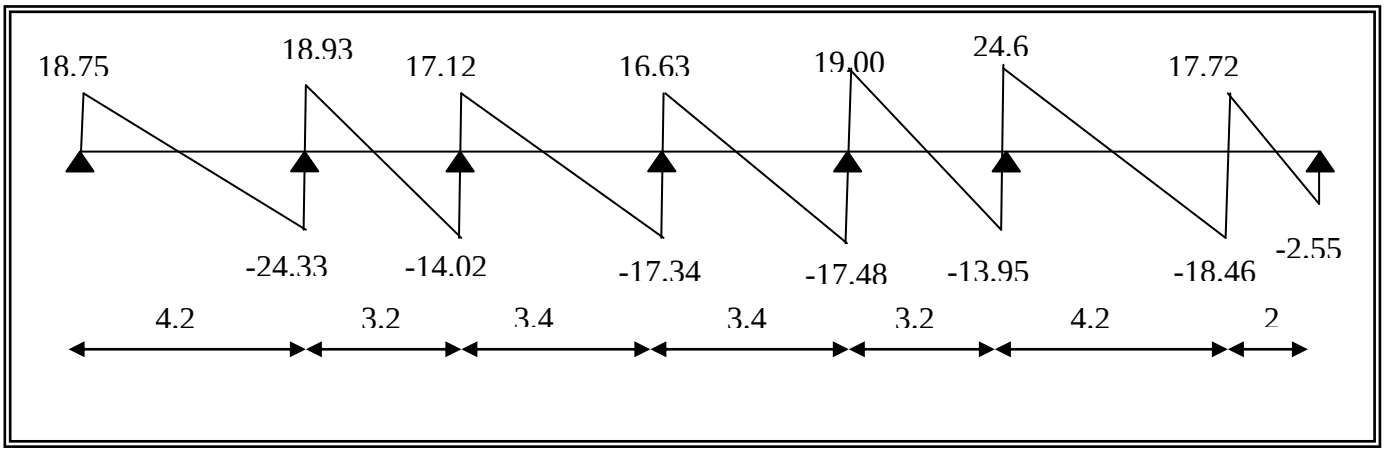


Figure III-14: Diagramme des efforts tranchants des poutrelles à 7 travées (ELU)

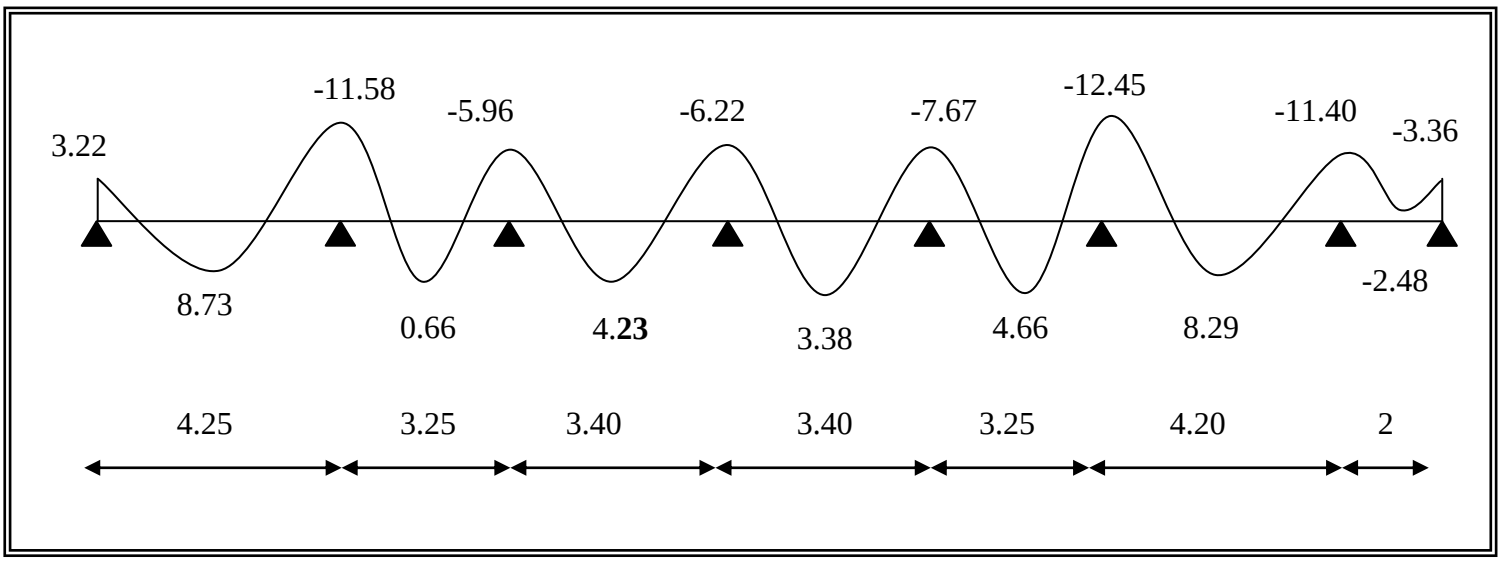


Figure III-15 : diagramme des moments des poutrelles à 7 travées (ELS)

- **Type4 : poutrelles à 4 travées Plancher du RDC**

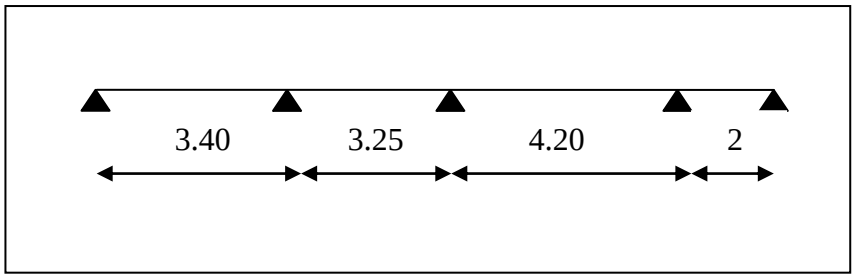


Figure III-16 : Poutrelle à 4 travées

E.L.U

Tableau III-12 : Différentes sollicitations dans les poutrelles à 4 travées (ELU) Plancher du RDC

TRAVEE	M0(KNm)	Mt(KN m)	M_W(KNm)	Me(KN m)	Tw(KN)	Te(KN)
A-B	14.65	7.53	-2.93	-11.30	14.77	-19.70
B-C	13.38	2.17	-11.30	-11.11	16.53	-16.41
C-D	22.35	11.69	-11.11	-10.22	21.50	-21.08
D-E	5.07	-0.54	-10.22	-1.01	14.74	-5.53

E.L.S

Tableau III-13: Différentes sollicitations dans les poutrelles à 4 travées (ELS) Plancher du RDC

TRAVEE	M0(KNm)	Mt(KN m)	M_W(KNm)	Me(KN m)	Tw(KN)	Te(KN)
A-B	10.33	5.31	-2.06	-7.79	10.41	-13.89
B-C	9.44	1.53	-7.97	-7.83	11.66	-11.57
C-D	15.76	8.24	-7.83	-7.20	15.16	-14.86
D-E	3.57	-0.38	-7.20	-0.715	10.39	-3.90

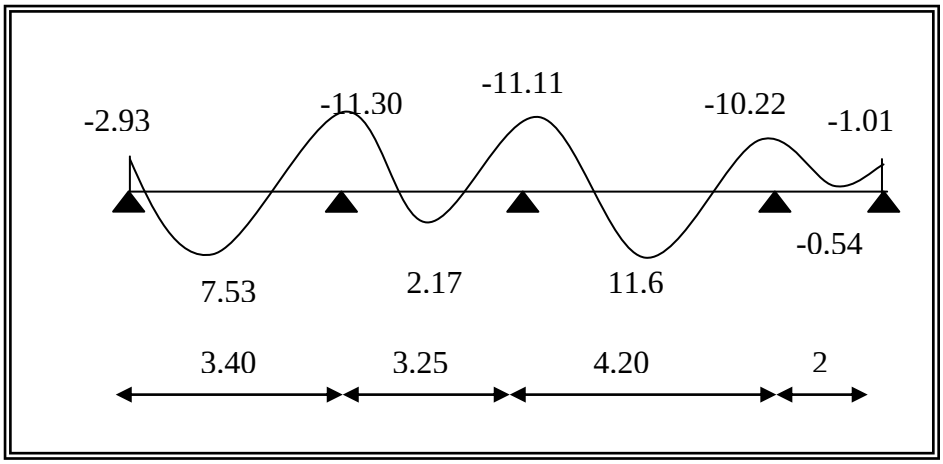


Figure III-17 : diagramme des moments des poutrelles à 4 travées (ELU)

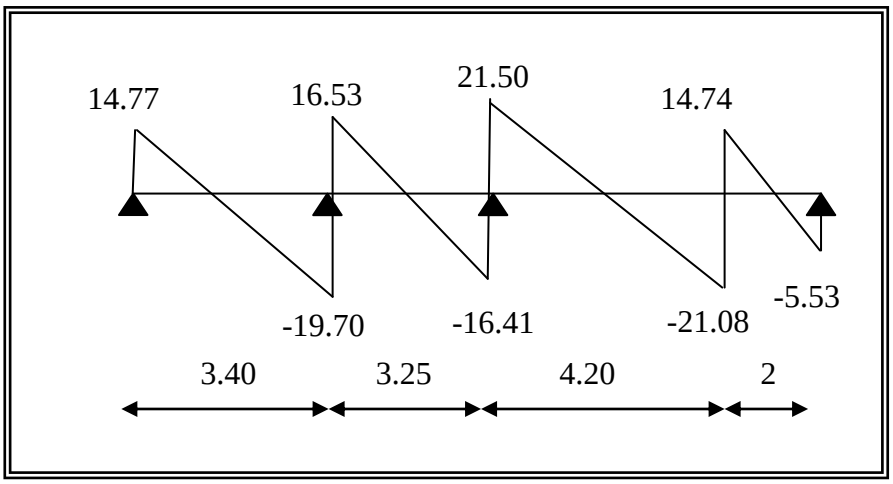


Figure III-18: Diagramme des efforts tranchants des poutrelles à 4 travées (ELU)

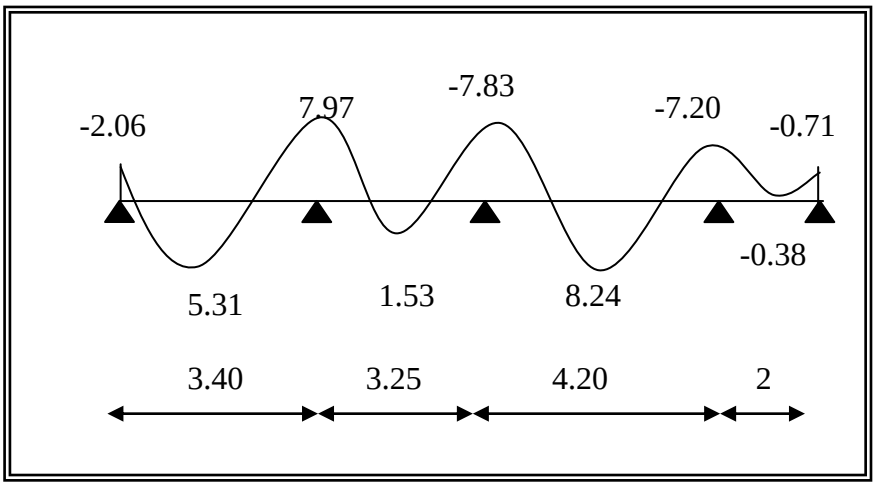


Figure III-19 : diagramme des moments des poutrelles à 4 travées (ELS)

- **Type 5 : poutrelles à 2 travées Plancher courant**

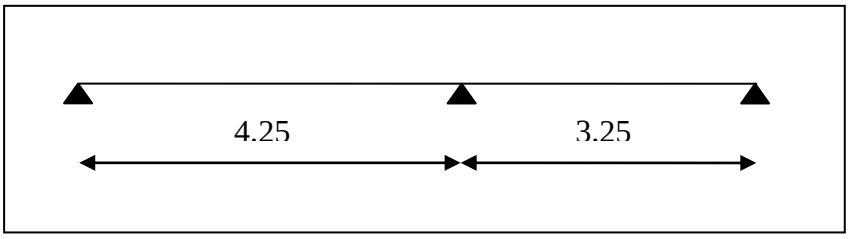


Figure III-20 : Poutrelle à 2 travées

E.L.U

Tableau III-14 : Différentes sollicitations dans les poutrelles à 7travées (ELU) Plancher courant

TRAVEE	M0(KNm)	Mt(KN m)	M_W(KNm)	Me(KN m)	Tw(KN)	Te(KN)
A-B	15.17	7.8	-3.03	-11.71	12.23	-16.32
B-C	8.87	2.12	-11.71	-1.77	13.97	-7.86

E.L.S

Tableau III-15 : Différentes sollicitations dans les poutrelles à 7 travées (ELS) Plancher courant

TRAVEE	M0(KNm)	Mt(KN m)	M_W(KNm)	Me(KN m)	Tw(KN)	Te(KN)
A-B	11.00	5.65	-2.19	-8.48	8.86	-11.82
B-C	6.42	1.54	-8.48	-1.28	10.12	-5.69

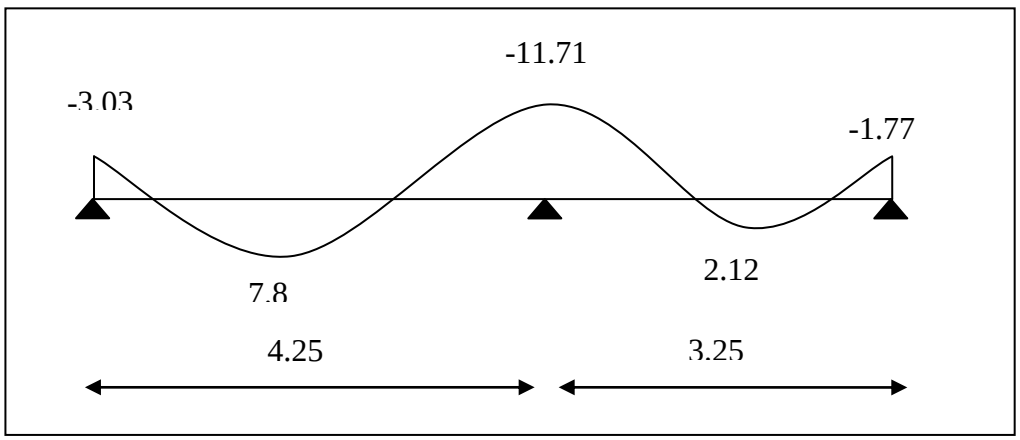


Figure III-21 : diagramme des moments des poutrelles à 2travées (ELU)

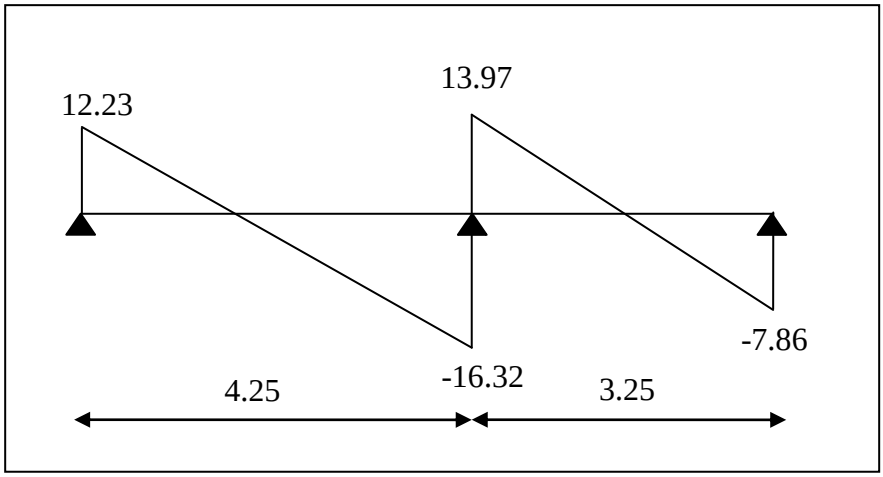


Figure -22: Diagramme des efforts tranchants des poutrelles à 2 travées (ELU)

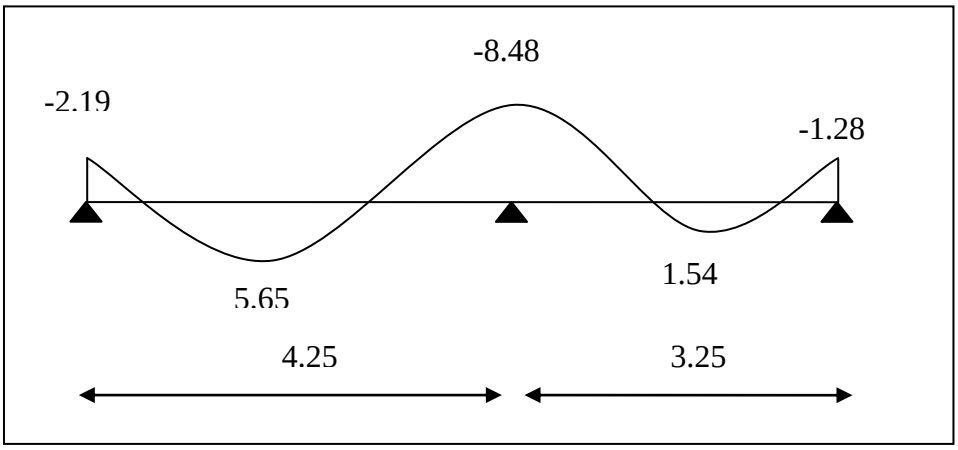


Figure III-22 : diagramme des moments des poutrelles à 2travées (ELS)

- **Type5 : poutrelles à 6 travées Plancher courant**

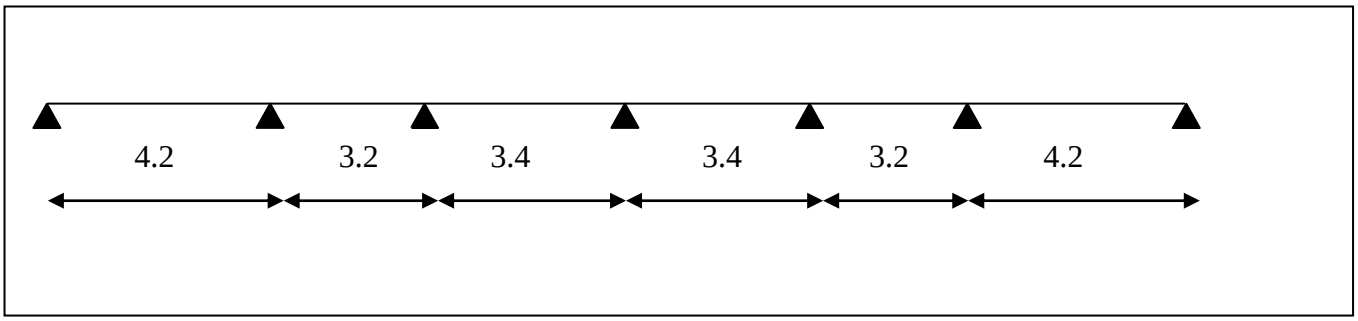


Figure III-23 : Poutrelle à 6 travées

E.L.U

Tableau III-16 : Différentes sollicitations dans les poutrelles à6 travées (ELU) Plancher courant

TRAVEE	M0(KNm)	Mt(KN m)	M_W(KNm)	Me(KN m)	Tw(KN)	Te(KN)
A-B	15.17	8.21	-3.03	-10.90	12.44	-16.14
B-C	8.87	0.62	-10.90	-5.60	12.55	-9.30
C-D	9.71	3.07	-5.60	-7.68	10.82	-12.04
D-E	9.91	4.90	-7.68	-8.76	11.11	-11.75
E-F	8.87	3.61	-8.76	-11.72	10.02	-11.84
F-G	15.17	7.80	-11.72	-3.03	16.34	-12.25

E.L.S

Tableau III-17: Différentes sollicitations dans les poutrelles à 6 travées (ELS) Plancher courant

TRAVEE	M0(KNm)	Mt(KNm)	M_W(KNm)	Me(KNm)	Tw(KN)	Te(KN)
A-B	10.99	5.95	-2.20	-7.89	9.00	-11.68
B-C	6.42	0.45	-7.89	-4.06	9.09	-6.73
C-D	7.03	2.22	-4.06	-5.56	7.83	-8.72
D-E	7.03	3.55	-5.56	-6.35	8.04	-8.50
E-F	6.42	2.61	-6.35	-8.34	7.30	-8.52
F-G	11.00	5.50	-8.34	-10.10	11.70	-8.75

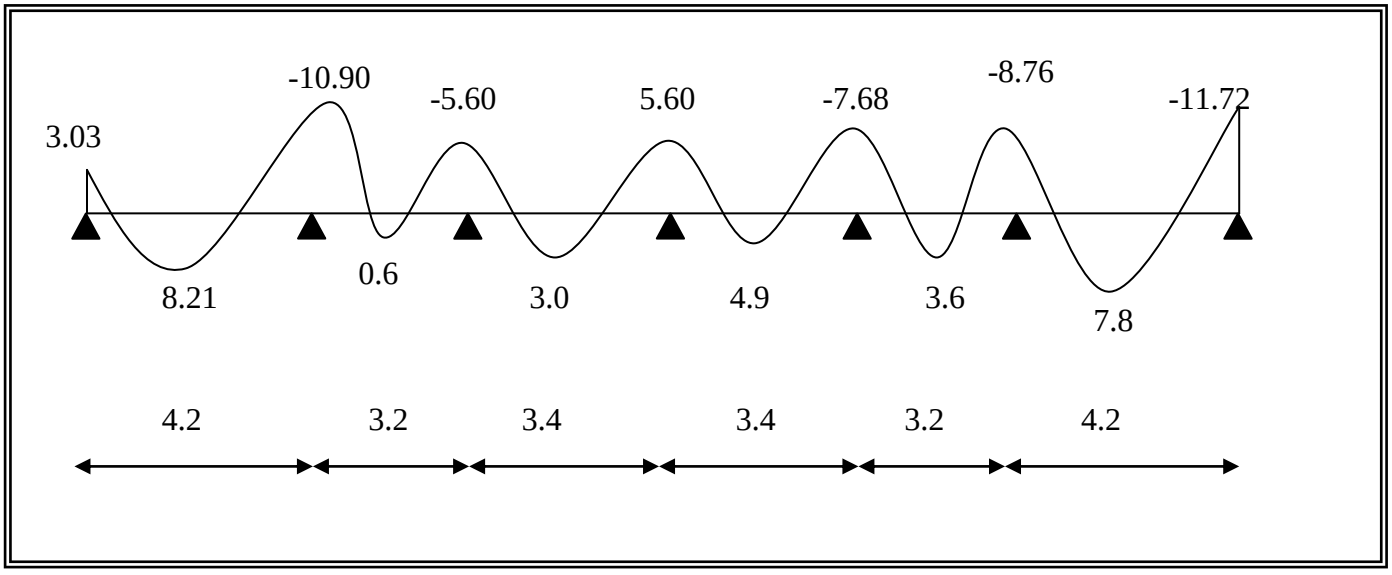


Figure III-23 : diagramme des moments des poutrelles à 6 travées (ELU)

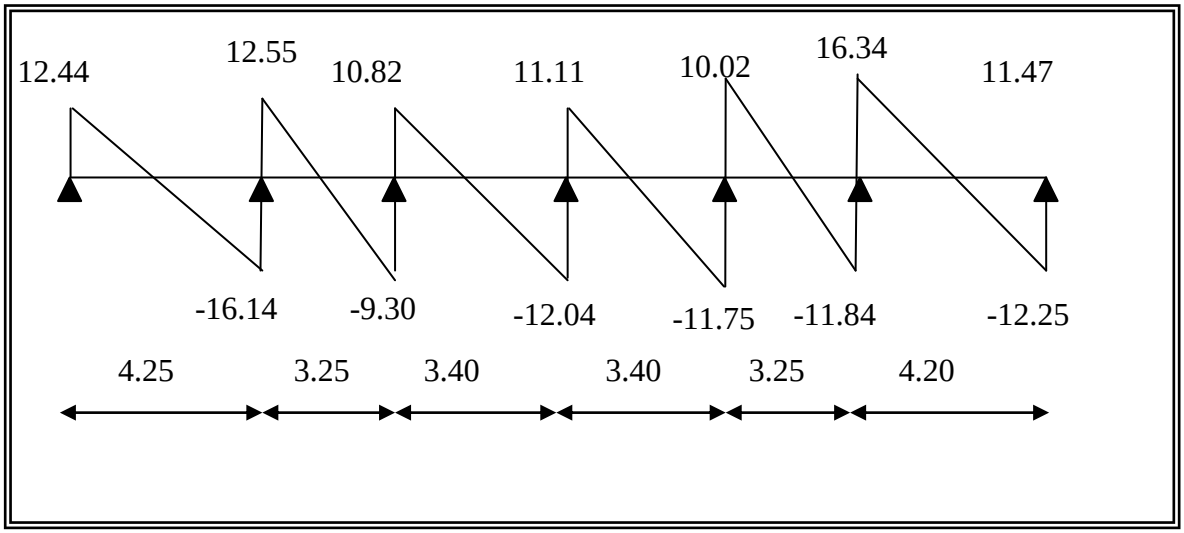


Figure III-24: Diagramme des efforts tranchants des poutrelles à 6 travées (ELU)

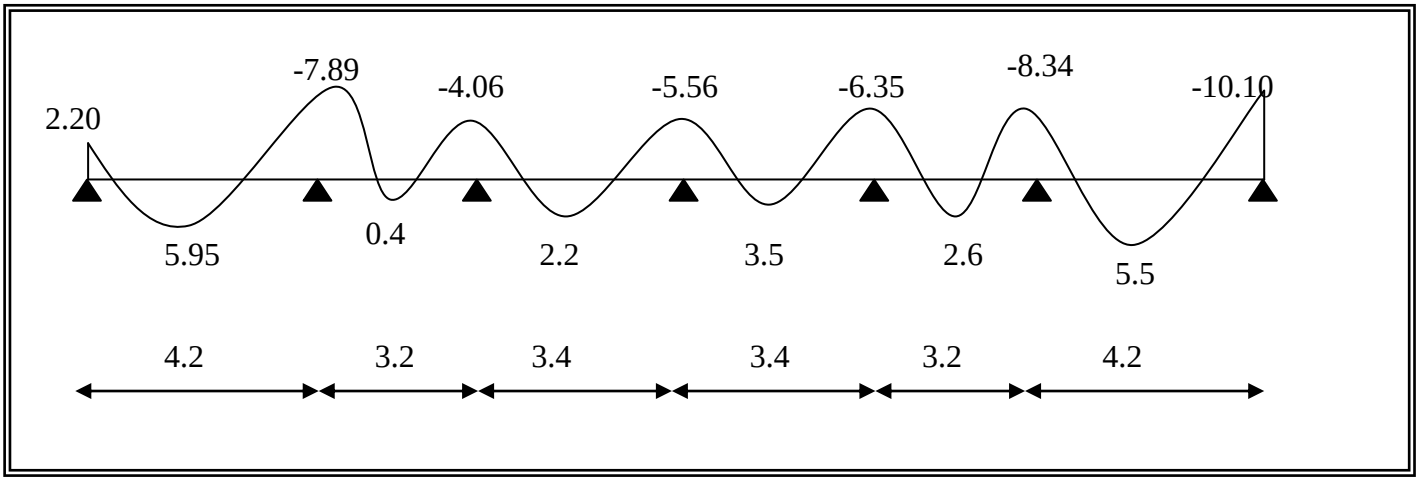


Figure III-25 : diagramme des moments des poutrelles à 6 travées (ELS)

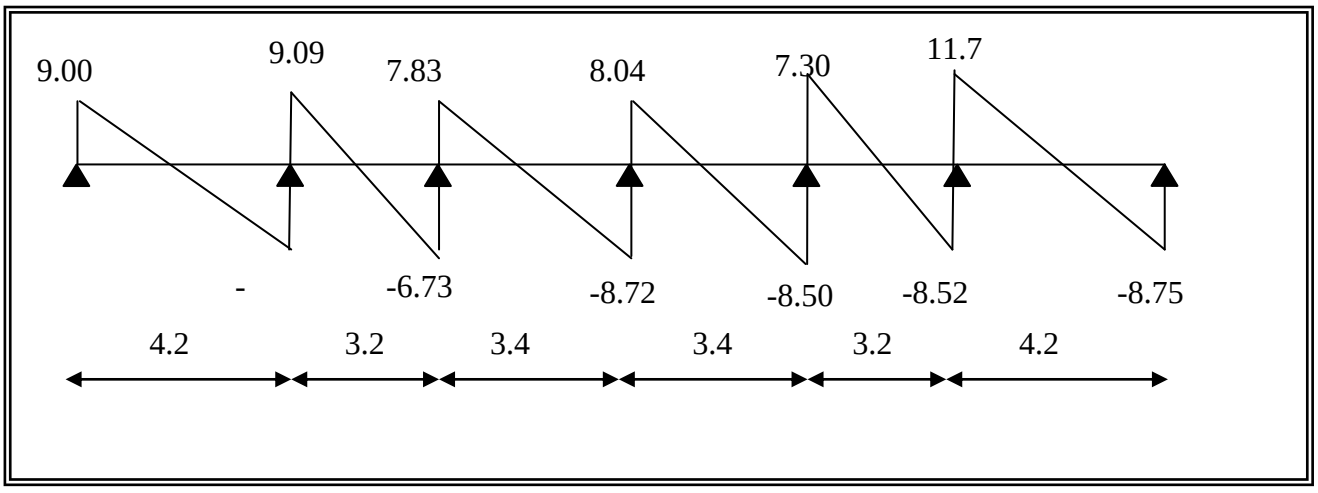


Figure III-26: Diagramme des efforts tranchants des poutrelles à 6 travées (ELS)

III.3.2.2. Récapitulations

D'après ce qui précède, les sollicitations max en travée et en appuis sont :

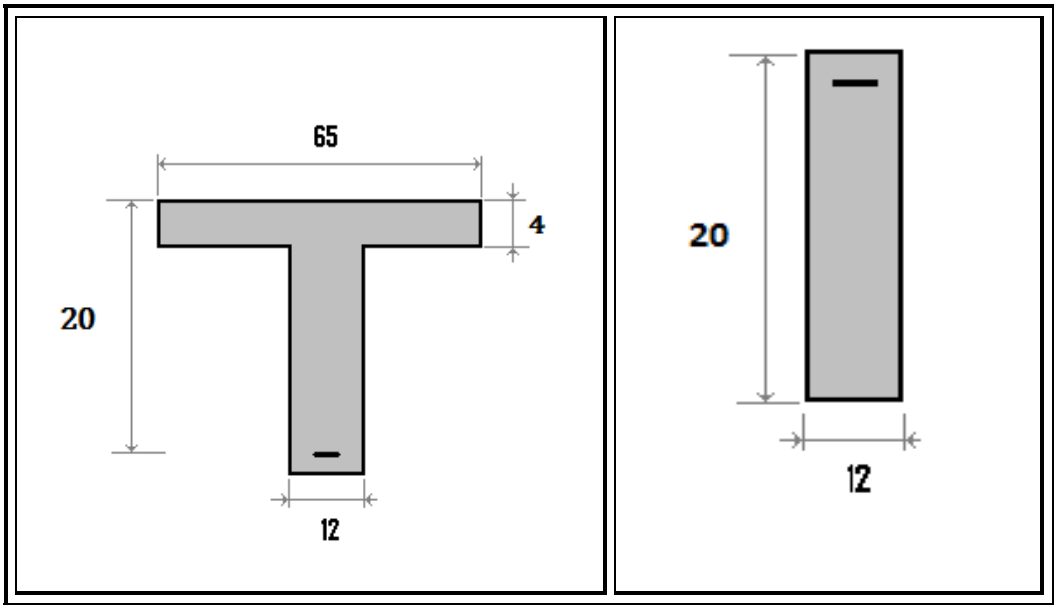


Figure III- 27 : les sections considérées pour le calcul des ferraillages. En travée (à gauche), aux appui (à droite)

Tableau III-18: Récapitulations des efforts Plancher du RDC

	ELU			ELS	
	Mau (kN.m)	Mtu (kN.m)	Tu (kN)	Ma ser (kN.m)	Mt ser (kN.m)
sollicitations	17.67	12.38	24.62	12.45	8.73
référence	Poutrelle à 7 travée, Type 1	Poutrelle à 7 travées, Type 1	Poutrelle à 7 travées, Type 1	Poutrelle à 7et 2 travées, Type1	Poutrelle à 7travée, Type 1
Plancher étage courant					
sollicitations	11.72	8.21	16.34	8.48	5.95
référence	Poutrelle à 6 travée,	Poutrelle à 6 travées,	Poutrelle à 6 travées,	Poutrelle à 2travées,	Poutrelle à 6travée,

III.3.2.3. Calcul du ferraillage

- **Armatures longitudinales**

Le ferraillage est calculé en flexion simple :

- Pour le moment positif (en travée) la section transversale de calcul sera la section en T.
- Pour le moment négatif (aux appuis) la section transversale de calcul sera la section rectangulaire dont les dimensions sont mentionnées ci-dessous :

La fissuration est peu nuisible, la situation est durable.

Tableau III-19 : calcul des armatures Plancher du RDC

		En travée section T :	Aux appuis section rectangulaire :
ELU	M_u (kN.m)	12.38	17.67
	M_0 (kN.m)	$M_0=b*h_0*\sigma b_{adm}*(d-(h_0/2))$ =59.07 $M_0 > M_u \Rightarrow$ l'axe neutre appartient à la table $\Rightarrow$ section rectangulaire	/
	μ	0.041	0.059
	μ_l	0.392	
	$\mu < \mu_l$	Oui	Oui
	β	0.979	0.976
	A (cm²)	1.61	2.89
	Le choix	**3HA10=2.36 cm²**	**1HA12+1HA16=3.14cm²**
	B/1000	1.30	0.24
	A s $A_{min} = \frac{B}{1000}$ A≥ B/1000	OUI	OUI
Vérification a l'ELS	M_{ser} (kN.m)	8.73	12.45
	σb_{adm}(Mpa)	15	
	y_1 (cm)	3.91	5.73
	I_G ( )	10927.81	14109.42
	K (N/)	79.88	88.23
	σb (Mpa)	3.12	3.89
	$\sigma b \leq \sigma b_{adm}$	**Oui**	**Oui**

Tableau III-20: calcul des armatures Plancher étage courant

		En travée section T :	Aux appuis section rectangulaire :
ELU	M_u (kN.m)	8.21	11.72
	M_0 (kN.m)	$M_0=b*h_0*\sigma b_{adm}*(d-(h_0/2))$ =59.07 $M_0 > M_u \Rightarrow$ l'axe neutre appartient à la table $\Rightarrow$ section rectangulaire	/
	μ	0.027	0.212
	μ_l	0.392	
	$\mu < \mu_l$	Oui	Oui
	β	0.986	0.879
	A (cm^2)	1.32	2.12
	Le choix	**2HA10=1.57 cm^2**	**1HA10+1HA14=2.32cm^2**
	B/1000	1.30	0.24
	A s $A_{min} = \frac{B}{1000}$ A≥ B/1000	OUI	OUI
Vérification a l'ELS	M_{ser} (kN.m)	5.95	8.48
	σb_{adm}(Mpa)	15	
	y_1 (cm)	3.91	5.29
	I_G ( )	10927.81	10751
	K (N/)	54.44	78.78
	σb (Mpa)	2.13	3.06
	$\sigma b \leq \sigma b_{adm}$	**Oui**	**Oui**

Conditions de non fragilité : (CBA93)

Après avoir fait les calculs nécessaires en flexion simple, les résultats sont les suivantes :

Tableau III-21 : ferraillages longitudinaux des poutrelles
Plancher du RDC et Plancher étage courant

Section d'armature **Plancher du RDC**	En travée	Aux appuis
	At=3HA10=2.36 cm^2	**Aa=1HA12+1HA16=2.80cm^2**
Section d'armature **Plancher étage courant**	En travée	Aux appuis
	At=2HA10=1.57 cm^2	**Aa=1HA10+1HA14=2.32cm^2**

- **Armatures transversales**

En adoptant une inclinaison des armatures transversales : α= 90°, la section d'armatures transversales et son espacement sont :

- **Escapement S_t:**

$S_t \leq \text{Min}\begin{cases}0.9d \\ 40cm\end{cases} = (16.2;40\text{ cm})$

Donc: S_t=15 cm;

- **Diamètre des armatures transversales ϕ_t :**

$\phi_t \leq \text{Min}\left\{\frac{h}{35};\phi_l;\frac{b_0}{10}\right\} = \{5.71;10;12\}(mm)$

On adopte $\phi_t \leq 5.71$, on prend : ϕ_t=5 mm $\Rightarrow \frac{\pi\phi_t^2}{4}$ =19.63 mm²

a_t : section d'une barre; n_t: nombre des barres a_t=0.19 cm² et n_t=2 ➔ $A_t = a_t n_t$=0.38 cm².

Tableau III-22: les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement

A transversales	espacement
2ϕ5	15cm

III.3.2.4. Vérification au cisaillement :

La vérification se fera à l'ELU en comparant la contrainte de cisaillement du béton dans l'âme de la poutrelle à la contrainte de cisaillement admissible donnée pour le cas de la fissuration peu nuisible avec des armatures transversales verticales.

$$= Min\left[\frac{0.2\,f_{c28}}{\gamma_b};5MPa\right] = 3.33\,\text{Mpa}$$

- **Vérification de compression dans la bielle de béton**

$$V_U \leq 0.4\frac{a * b_0 * f_{C28}}{1.5}$$

Avec : $a = \text{Min}\left[b - c - 2;\ 0.9d\right] = \text{Min}\left[30 - 2 - 2;\ 0.9\times 18\right] = 16{,}2\,\text{cm}$

Vu =24.62 KN < 0.4 = 129.6 KN **(c.v)**

- **Contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appuis**

$$\sigma_m = \frac{2Vu}{a * b_0} \leq 1.3\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

=21.67 **(c.v)**

$$A \geq \frac{\gamma_s * V_U}{Fe} \Rightarrow A = 3.83cm^2 \geq \frac{1.15 * 24.62 * 10^3}{400} = 0{,}70\ \text{cm}^2$$ **(C.V)**

- **Vérifications nécessaires :**

Section d'armatures transversales (F_eE400).

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq 0.4\text{MPa.} \Rightarrow \frac{56 \times 400}{120 \times 100} = 1.86 \text{ MPa} \geq 0.4 \text{ MPa} \quad \textbf{(C.V)}$$

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \gamma_s \left(\frac{\tau_u - 0.03 K f_{t28}}{0.9 \cdot f_e [\cos\alpha + \sin\alpha]} \right) \Rightarrow \frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} = 0.0046 > 0.0034 \textbf{ (C.V)}$$

Avec: K=1 → flexion simple et la fissuration est peu nuisible
α=90° Pour les armatures transversales

III.3.2.5. Vérifications préliminaires de la flèche :

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul des flèches si toutes les conditions suivantes sont satisfaites :

Tableau III-23 : vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles

1ere condition	2eme condition
h/L ≥ Mt/(15 Mo)	□ ≤ 3.6/fe
h/ L = 0.20 / 4.20 = 0.047 Mt/(15 Mo)=17.88/(15*22.35)=0.053	□=A/(bo*d)=3.83/(12*18)=0.0034 3.6/ fe = 3.6 / 400 = 0.0090
Condition **non** vérifiée	Condition vérifiée

Donc : le calcul de la flèche est nécessaire.

III.3.2.6. Évaluation détaillée de la flèche :

$$\overline{f} = \begin{cases} \frac{L}{500} \ldots\ldots\ldots\ldots si \quad L \leq 5m \\ 0.5 + \frac{L}{500} \ldots\ldots\ldots si \quad L \geq 5m \end{cases}$$

$_t \leq f_{Limite} =$ avec

$F_{limite} = L/500 = 420/500 = 0.84$cm

$M_{SER} = 12.14$KN

$\rho =$ $=$ $=1.77\% \Rightarrow \rho = 0.017$

$=0.829$

$=$ $=205.47$MPA

$=$ $=$ $= 2.42$

. $=0.968$

$\mu =1-$ $=0.771$, $y =$ $=7.57$cm

Moment d'inertie de la section totale :

I= + + =773118.69

=1.1

= 1.1 =486,98.

. =32164.2 MPA

=(1/3) =107021.398 MPA

= = 2.13 mm

= = 4.10mm

- = 4.10-2.13=1.97 mm

Il faut avoir : ≤

Avec = = =8.4 mm

Donc : =1.97≤ =8.4 (c.v)

Tableau III-24 : Vérification détaillée de la flèche des poutrelles

M(kN.m)	A(cm2)	y (cm)	ρ	ß1	σs(MPa)	μ	λi	λv
12.14	2.72	2.42	0.017	0.829	205.47	0.771	2.42	0.968
I (cm4)	**I*f*i (cm4)**	**I*f*v (cm4)**	**L(m)**	**fi(mm)**	**fv(mm)**	**Δf(mm)**	**fadm(mm)**	**Δf < f_{adm}**
773118.69	311.85.	486.98.	4.20	2.13	4.10	1.97	8.4	C.V

Donc, on garde l'épaisseur de pré dimensionnement (e=16+4cm) du plancher à corps creux avec le même ferraillage qui a été calculé pour toutes les poutrelles.

La flèche est vérifiée, et on va adopter le même ferraillage qui a été calculé pour toutes les poutrelles.

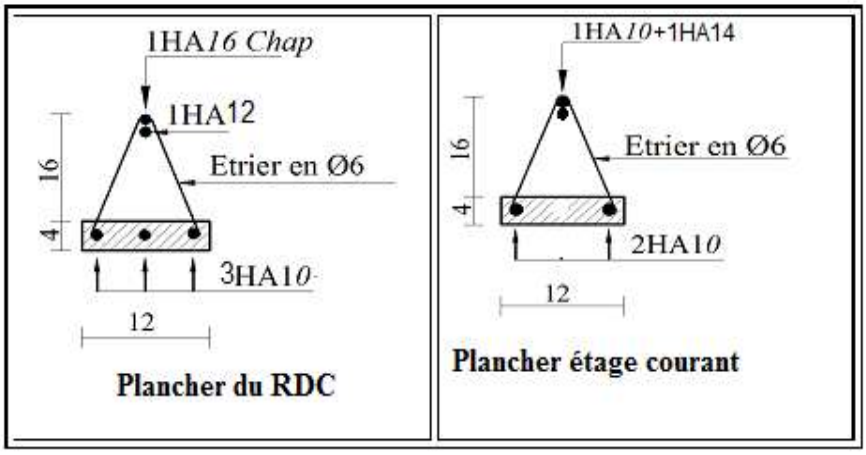


Figure III-28 : Ferraillage des poutrelles en zone d'appui (à gauche), en travée (à droite)

III-4- Calcul des dalles pleines:

III-4-1- Forme triangulaire :

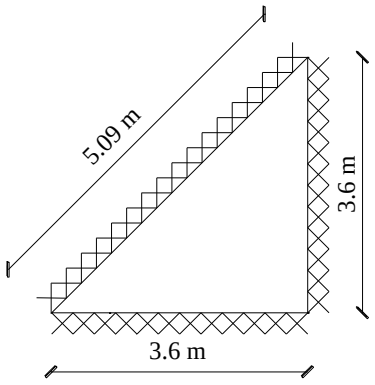


Figure III-29 : dimensionnement la dalle pleine (triangulaire).

- **Hypothèses (ligne de rupture)**

- La ligne de rupture devise la dalle en plusieurs régions qui s'appellent régions rigides, elles sont supposées demeurer plane après déformation.

- Les lignes de rupture sont des lignes droites.

Principe de calcul:

Travail extérieur = Travail intérieur. Travail extérieur: en fonction de (charge, portée).

Travail intérieur: en fonction du moment.

Pour le cas des charges réparties:

$$T_{ext} = q.S.\ f_{cdg}$$

q: charge répartie.

S: surface de la région rigide.

$f$cdg: flèche au niveau du c.d.g de la région rigide.

$$T_{int} = M.L.\theta$$

M: moment de flexion.

L: projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation.

θ: l'angle de rotation.

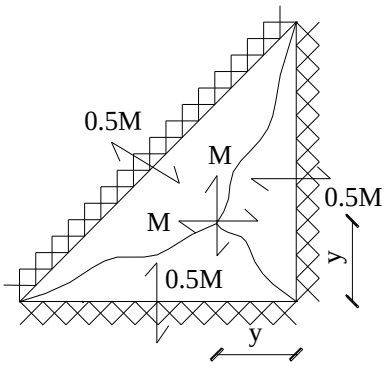


Fig. III-30: Efforts dans la dalle triangulaire

III-4-1-1- Evaluation des charges et surcharges:

Tableau III.25: Détermination des chargements de la dalle triangulaire "1"

G (KN/m²)	Q (KN/m²)	P_u (KN/m²)	P_{ser}(KN/m²)
5.16	2.5	10.716	7.66

Les appuis sont considérés comme des semi - encastrements.

$$T_{ext} = T_{ext}^1 + T_{ext}^2 + T_{ext}^3$$

$$T_{ext} = q.S_1\frac{f}{3} + q.S_2\frac{f}{3} + q.S_3\frac{f}{3} = q.(S_1 + S_2 + S_3)\frac{f}{3}$$

$$T_{ext} = q.\left(3.6 \times 3.6 \times \frac{1}{2}\right)\frac{f}{3} = 2.16.q.f$$

$$T_{int} = T_{int}^1 + T_{int}^2 + T_{int}^3$$

$$T_{int}^1 = 0.5M.]_x.\theta_y + M.]_x\theta_y$$

$$T_{int}^1 = 1.5M.]_x.\frac{f}{y}$$

$$T_{int}^2 = 1.5M.]_y.\frac{f}{y}$$

$$T_{int}^3 = M.]_x.\theta_y + M.]_y\theta_x + 0.5M.]_x.\theta_y + 0.5M]_y\theta_x \rightarrow$$

$$T_{int}^3 = 10.8.M.\frac{f}{3.6 - 2y}$$

$$T_{int} = 2.\left(5.4M.\frac{f}{y}\right) + 10.8.M.\frac{f}{3.6 - 2y}$$

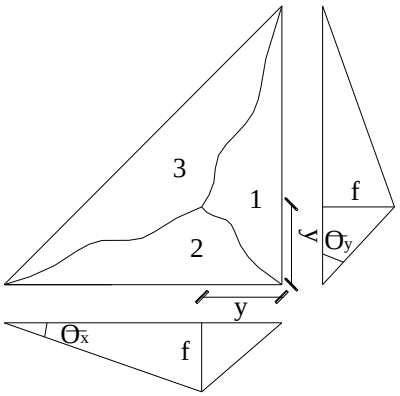


Fig. III-31: Position les lignes de ruptures.

Principe du travail virtuel

$$T_{ext} = T_{int}$$

$$q = \frac{\left(\frac{10.8}{y} + \frac{10.8}{3.6 - 2y}\right)}{2.16}M$$

Pour déterminer " y " on dérive " q " par rapport a " y ".

$$\frac{dq}{dy} = 0 \Rightarrow -46.654y^2 + 33.589y = 0 \Rightarrow y = 0.848m$$

On remplace " y " on trouve:

M= 0.117 q

$$M_t = 0.117q = 0.117 \times (10.716) = 1.25KNm$$

$$M_a = 0.5M_t = 0.5 \times 1.25 = 0.628KNm$$

On a: $\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.6}{3.6} = 1$ donc la dalle travaille suivant les deux directions.

III-4-1-2- Calcul du ferraillage:

Le calcul du ferraillage se fait pour une bande de 1 m de largeur, la fissuration est peu nuisible.

- **Béton**: f_{c28} = 25 MPa ; γ_b = 1.5 ; σ_{bc} = 14.2 MPa ; f_{t28} = 2.1 MPa

  b = 100 cm ; h = 15 cm ; d = 12.5 cm ; e = 2.5 cm.

- **Acier**: FeE400 ; Fe= 400 MPa ; γ_s = 1.15 ; σ_s = 348 MPa.

$$\varphi_l = 10\,\text{mm};\ \varphi_t = 8\,\text{mm}$$

Hauteur utile: $\begin{cases} d_x = 15 - 2.5 - \dfrac{1}{2} = 12\,\text{cm} \\ d_y = 12 - \dfrac{1+0.8}{2} = 11.10\,\text{cm} \end{cases}$

Tel que: $\mu = \dfrac{M_u}{\sigma_b.b.d^2}$ et $A = \dfrac{M_u}{\sigma_s.\beta\beta.}$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant:

Tableau III.26: Calcul des sections de la dalle pleine triangulaire .

sens	position	M_u KNm	μ	α	β	A (cm²)	A' (cm²)	A_{min} (cm²)
Suivent X	**En travée**	1.25	0.0056	0.0062	0.9975	0.28	0	1.5
	En appuis	0.628	0.0028	0.0025	0.999	0.14	0	1.5
Suivent Y	**En travée**	1.25	0.0056	0.0062	0.9975	0.28	0	1.5
	En appuis	0.628	0.0028	0.0025	0.995	0.14	0	1.5

Condition de non fragilité:

$$A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{15 \times 100}{1000} = 1.5\,\text{cm}^2$$

Donc on adopte les sections: $\begin{cases} A_x = 3\varphi 10 = 2.35\,\text{cm}^2 \\ A_y = 3\varphi 8 = 1.50\,\text{cm}^2 \end{cases}$

Condition d'espacement:

$$S_t = 32\,\text{cm} \le \overline{S}_t = \text{Min}[3h = 36\,\text{cm}, 33\,\text{cm}] = 33\,\text{cm}$$

Vérification de l'effort tranchant

Suivant L_x:

$$\tau_{ux} = \frac{V_{ux}}{b_0 \cdot d_x} \le \overline{\tau}_u = \frac{0.07\, f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_{ux} = \frac{P \cdot L_x \cdot L_y}{2L_y + L_x}$$ et puisque $L_x = L_y$

Donc: $V_{ux} = V_{uy} = \frac{P.L^2}{3L} = \frac{P.L}{3} = \frac{3.6 \times 10.716}{3} = 12.85 KN$

$\tau_u = \frac{12.85 \times 10^3}{1000 \times 125} = 0.1028 MPa < \overline{\tau}_u = 1.16 MPa$ (c.v)

Suivant L_y:

$\tau_{uy} = \frac{V_{uy}}{b_0 \cdot d_y} \leq \overline{\tau}_u = 1.16 MPa$

$V_{uy} = 12.85 KN$

$\tau_u = \frac{12.85 \times 10^3}{1000 \times 116} = 0.110 MPa < \overline{\tau}_u = 1.16 MPa$ (c.v)

Donc le béton peut supporter tout seul l'effort de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III-4-1-3- Vérification à l'E.L.S:

La fissuration est considéré peu nuisible donc vérifier que:

$\sigma_b < \overline{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 MPa$

Suivant L_x:

A = 2.35 cm² ; M_{ser} = 0.896 KNm ; y = 0.866 cm ; I = 4771.30 cm^4.

$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = \frac{0.896 \times 10^6}{4771.30 \times 10^4} \times 8.66 = 0.162 MPa$

$\sigma_b = 0.162 MPa < \overline{\sigma}_b = 15 MPa$ (c.v)

Suivant L_y:

A = 1.50 cm² ; M_{ser} = 0.896 KNm ; y = 0.815cm ; I = 3072.31 cm^4.

$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = \frac{0.896 \times 10^6}{3072.31 \times 10^4} \times 8.15 = 0.237 MPa$

$\sigma_b = 0.237 MPa < \overline{\sigma}_b = 15 MPa$ (c.v)

Donc on adoptera les sections adoptées à l'E.L.U.

Vérification de la flèche:

On peut se dispenser du calcul des flèches si les conditions suivantes sont réalisées en même temps.

Suivant L_x:

- $\frac{h}{L_x} = \frac{1.50}{3.6} = 0.416 \geq \frac{1}{16} = 0.0625$ ……..……(c.n.v)
- $\frac{h}{L_x} = 0.416 \geq \frac{1}{20}\frac{M_t}{M_x} = \frac{1.25}{20 \times 0.628} = 0.0995$……..... (c.n.v)
- $\frac{A}{b_0.d} = \frac{2.35}{100 \times 12} = 0.0019 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.005$ …… (c.v)

Suivant L_y:

- $\frac{h}{L_x} = 0.416 \geq \frac{1}{16} = 0.0625$ (c.n.v)
- $\frac{h}{L_x} = 0.416 \geq \frac{1}{20}\frac{M_t}{M_x} = 0.0995$ (c.n.v)
- $\frac{A}{b_0.d} = \frac{2.35}{100\times11.10} = 0.002 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.005$ (c.v)

Suivant les deux sens, les deux premières conditions ne sont pas vérifiées, donc il faut passer au calcul détaillé de la flèche.

Calcul de la flèche:

Suivant L_x:

A = 2.35 cm² ; M_{ser} = 0.896 KNm ; y = 0.866 cm ; I = 477130 cm^4.

$$\sigma_s = 15\frac{M_{ser}}{I}(d-y) = 15\times\frac{0.896\times10^6}{4771.30\times10^4}\times(12-8.66) = 9.40\,MPa$$

$$L = 3.6\,m < 5\,m \Rightarrow F_{adm} = \frac{L}{500} = 7.2\,mm$$

Tableau III.27: Calcul de la flèche de la dalle triangulaire suivant L_x

A (cm^2)	M (KNm)	ρ	σ_s (MPa)	M	y (cm)	I (cm^4)
2.35	0.896	0.0024	9.40	0.675	0.866	4771.30
I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)	F_i (mm)	F_v (mm)	ΔF (mm)	F_{adm} (mm)	ΔF < F_{adm}
7154.08	7154.08	1.50	4.48	2.98	7.2	c.v

Suivant L_y:

A = 1.50 cm² ; M_{ser} = 0.896 KNm ; y = 0.815 cm ; I = 3071.38 cm^4.

$$\sigma_s = 15\frac{M_{ser}}{I}(d-y) = 15\times\frac{0.896\times10^6}{3071.38\times10^4}\times(12-8.15) = 16.8\,MPa$$

$$L = 3.6\,m < 5\,m \Rightarrow F_{adm} = \frac{L}{500} = 7.2\,mm$$

Tableau III.28: Calcul de la flèche de la dalle triangulaire suivant L_y

A (cm^2)	M (KNm)	ρ	σ_s (MPa)	μ	y (cm)	I (cm^4)
1.50	1.33	0.0017	16.8	0.0056	0.815	3071.38
I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)	F_i (mm)	F_v (mm)	ΔF (mm)	F_{adm} (mm)	ΔF < F_{adm}
2149.70	2149.70	1.31	4.44	3.13	7.2	c.v

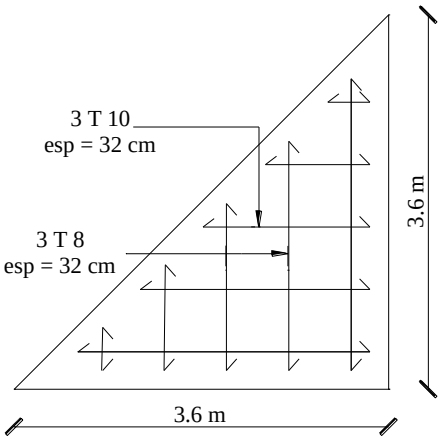


Figure III-32 : Ferraillage de la dalle pleine

III -5 Dallages :

III -5-1 Généralité :

Les dallages sur terre pleine constituent des fondations superficielles, suivant les charges qui sont appelées à supporter, on distingue plusieurs types de dallage, regroupés en deux familles :

- les dallages à usage d'habitation ;
- les dallages à usage industriel ;

Avant toute étude d'un dallage, il est indispensable d'effectuer ou reconnaissance ou une étude préliminaire du terrain, pour améliorer le moule de réaction du sol sous le corps du dallage, il est généralement nécessaire d'interposer entre ce dernier et le terrain en place une couche de fondation.

III -5-2Constitution d'un dallage :

Un dallage se compose de trois parties :

Hérisonage Une forme (ou sous couche) constituée de matériaux disposés sur une certaine épaisseur en une ou plusieurs couches, choisies, mises en ouvre et fortement compactées de manière à obtenir une plate forme saine et stable, apte à recevoir le corps de dallage ;

Le corps de dallage constitué par une dalle en béton armé coulé en place sur la forme, son épaisseur égale 10 cm ;

Une finition ou un revêtement permettant de satisfaire aux spécifications concernant les tolérances géométriques d'emploi et de donner au dallage les qualités de surface désirées.

III -5-3 Corps du dallage :

a) Béton : le dosage minimale en ciment recommandé de 300 kg/m^3 ;

b) Armature :

- pour tous les types de dallage, l'armature la plus appropriée est le treillis soudé.
- dans un dallage armé, la section des treillis soudés, de même leur position, selon le signe du moment de flexion à équilibrer.

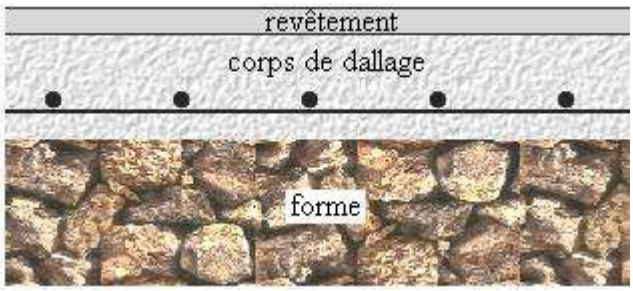


Figure III-33: Corps du dallage

L'enrobage doit être conformé aux Règles BAEL 91, compatible avec le mode d'exécution, et au mois égal a 2 cm.

Le diamètre du plus gros fil des treillis soudés employés doit être au plus égal à h/10, h étant l'épaisseur du dallage.
L'écartement des fils ne doit pas excéder :

- 3,5h pour un dallage n'ayant à supporter que des charges réparties ;
- 2h en cas des charges localisées.

III -5-4 Fractionnement du dallage par des joints :

Ces dispositions sont nécessaires pour tenir compte des effets du retrait des bétons, et des variations thermique, et des tassements différentiels, donc il est indispensable de fractionner
le dallage par des joints, ceux-ci sont classés en :

- joint de retrait ;
- joints d'isolement ;
- joint de dilatation ;
- joint de construction, pouvant jouer le rôle d'un des trois type e joints précédents.

Le calcul des treillis soudés et les dispositions constructives doivent être conformes aux Règles BAEL 91, dans chaque sens, la section A (en cm^2/m) des treillis soudé disposé dans les zones tendues doit être telle que :
$A \geq 15\ h$ avec h (m) épaisseur du corps du dallage.
$A \geq 15.0{,}1 = 1{,}5\ cm^2$
On adopte un quadrillage carré de mailles (**150×150**) **mm^2**
On choisit un treillis soudé :**; f_e = 520 MPa ; ϕ = 6mm.**

Fig. III-34: TREILLIS SOUDE

III -6 Les escaliers :

III -6 -1Définition :

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, afin de permettre de se déplacer à pied d'un niveau à un autre, un escalier sert donc à monter et descendre, la montée et la descente doivent se faire aussi aisément que possible et sans danger.

Dans Notre structure il y a un type d'escalier : droit à deux volées.

III -6 -2 Type : *escalier droit à trois volées*

Ce type est présent dans tout les étage .

III -6 -3 Terminologie :

La volée : c'est la partie d'escalier comportant une suite ininterrompue de marches égales et située entre deux paliers successifs, une volée ne doit pas comporter plus de 20 à 22 marches et moins de 3 marches.

Le palier : c'est la partie horizontale d'un escalier, arrêtant la suite des marches au droit d'un étage, ou entre les étages, pour assurer l'accès à chaque niveau intermédiaire (palier d'arrivée ou palier intermédiaire).

La paillasse : c'est la dalle en pente supportant les marches d'une volée.

Le jour : c'est la largeur en plan du vide entre deux volée parallèles.

La marche : c'est la surface délimitée par la foulée et l'emmarchement.

La contre marche : c'est la partie verticale prenant place entre deux marches.

L'emmarchement : c'est la largeur utile d'une volée, elle est fonction de la destination de l'escalier.

Le collet : c'est le nom donné au bord limitant l'escalier du coté jour.

La foulée : c'est la distance horizontale comprise entre chaque contre marche.

La ligne de foulée : c'est la projection en plan du trajet suivi par une personne empruntant l'escalier, pour les escaliers dont la largeur de l'emmarchement n'excède pas 110 m, la ligne de foulée se trouve au milieu de l'emmarchement

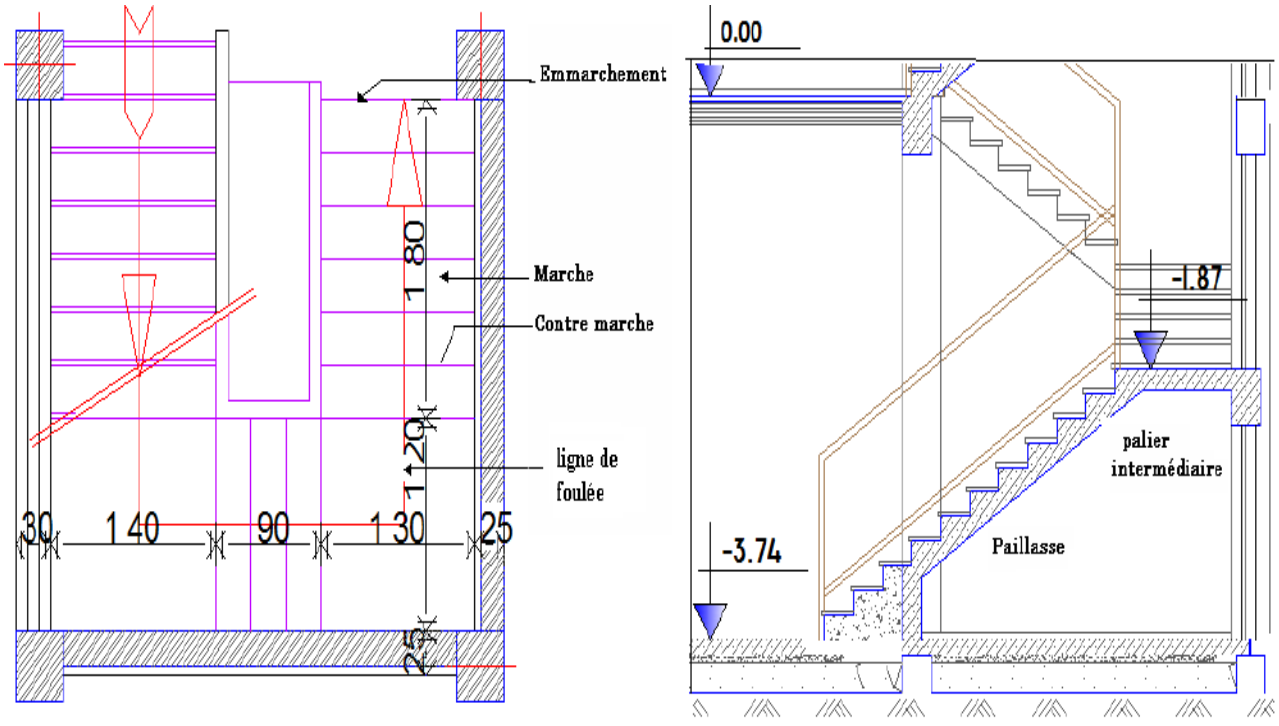


Fig. III-35: Représentation de l'escalier

III -6 -4 Epaisseur de la paillasse et du palier :

L'épaisseur de la paillasse et du palier fonction de la longueur L (entre appui) = 4.68 m

$\frac{L}{35} \le e \le \frac{L}{30} \Leftrightarrow 13\,cm \le e \le 15\,cm$ On choisit e $_{palier}$ = e $_{paillasse}$ = 15 cm (*).

III -6 -5 Dimensionnement des marches :

Pour les dimensions des marches (g) et contre marches (h), on utilise la formule de « Blondel » :

60 cm ≤ g+2.h ≤ 65 cm

Avec :

H = n. h et L = (n-1).g

g : largeur d'une marche.

h : hauteur d'une contre marche.

n : nombre des contre marches

n-1 : nombre des marches

H = 1, 87 m

L = 3.33 m α =Arctg (H/L) = 29.31 ^{0}

On prend : g+2.h = 64 cm

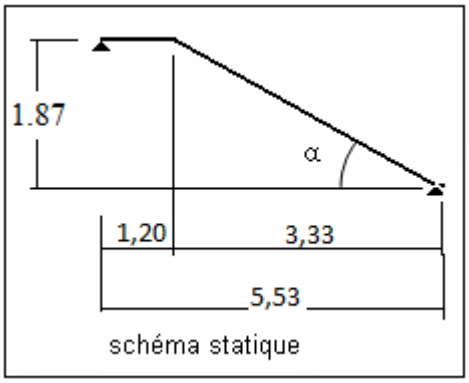


Fig. III-36: schéma statique d'escalier

$$2.\frac{H}{n} + \frac{L}{n-1} = 64$$

$$2.H.(n-1) + L.n = 64.n.(n-1)$$

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

$$avec:\ 2.H + L = 2.(187) + 333 = 566\,m \quad \text{et } 2.H = 314\,m$$

$$64.n^2 - 673.n + 374 = 0$$

la résolution de l'équation donne :

$n_1 = 9.92$

$n_2 = 0{,}58$

On adopte : n = **11**, $h = \frac{H}{n} = \frac{187}{11} = 17\,cm$, et g = $\frac{L}{n-1} = \frac{333}{10} = 33.3$ cm

On choisit : **h = 17 cm** et **g = 30 cm**

III -6 -6 Evaluation des charges :

Charges permanentes G (Paillasse) :

Tableau III.29: Charges permanentes G (Paillasse)

	composantes	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Poids propre de paillasse	$\frac{e}{\cos\alpha} = 0{,}17$	25	4.25
2	Poids propre de la marche	$\frac{h}{2} = 0{,}085$	25	2,125
3	carrelage	0,02	20	0,40
4	lit de sable	0,03	18	0,54
5	Mortier de pose	0,02	20	0,40
6	Enduit de ciment	0,02	18	0,36
			∑	8,075

Surcharges d'exploitation Q :
Q = 2,5 KN/m^2

Charges permanentes G (Palier) :

Tableau III.30: Charges permanentes G (Palier)

	composantes	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Poids propre de palier	0,15	25	3.75
2	carrelage	0,02	20	0,40
3	lit de sable	0,03	18	0,54
4	Mortier de pose	0,02	20	0,40
5	Enduit de ciment	0,02	18	0,36
			∑	5,45

Surcharges d'exploitation Q :
Q = 2,5 KN/m^2

III -6 -7 Combinaison des charges :

Tableau III.31: Combinaison des chargess

	G KN/m^2	Q KN/m^2	E.L.U 1,35.G+1,5.Q KN/m^2	E.L.S G+Q KN/m^2
Palier	5,45	2,5	11,10	7.95
Paillasse	8,075	2,5	14.65	10.575

III -6 -8 Détermination des efforts :

L'E.L.U :

Les équations d'équilibres donnent :

R_A = 29.49 KN

R_B = 32.62 KN

Moment fléchissant :

$$M_u(x):\begin{cases} M(x) = 32.62.x - 7.32.x^2 & x \in [0;3.33[\\ M(x) = 29.49.x - 5.55.x^2 & x \in [0;1.2[\end{cases}$$

$$T_u(x):\begin{cases} T(x) = 32.62 - 14.65.x & x \in [0;3.33[\\ T(x) = 29.49 - 11.1.x & x \in [0;1.2[\end{cases}$$

M_{max} = 27.45 KN.m à x =3.33 m

T_{max} = 32.62 KN à x = 0 m

M_{max} = 36.34 KN.m à x =2.22 m

1On concéder les appuis comme des semi encastrement

Donc :

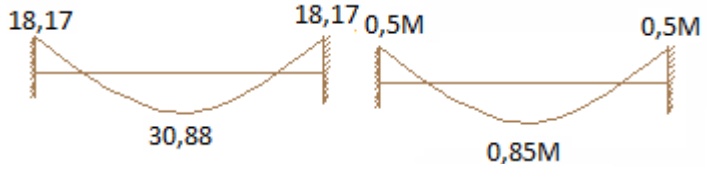


Fig. III-37: schéma statique à l'E.L.U

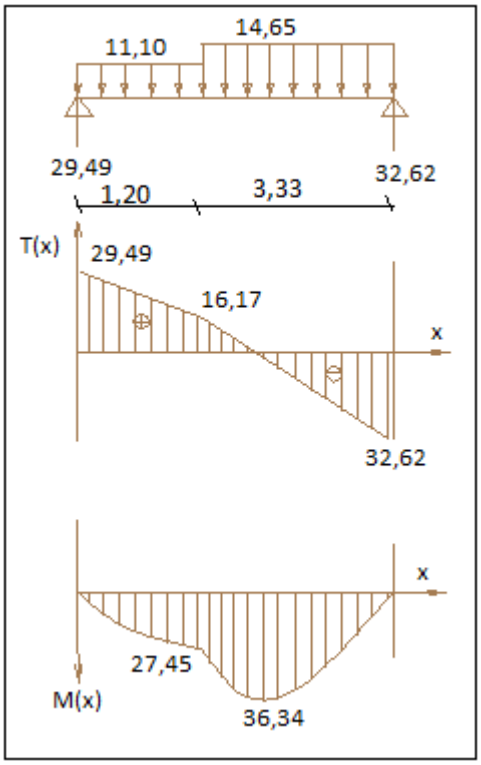


Fig. III-38: diagramme des moments et les efforts tranchant à l'E.L.U

L'E.L.S :

Les équations d'équilibres donnent :

$R_A = 21.21$ KN

$R_B = 23.52$ KN

Moment fléchissant :

$$M_{ser}(x):\begin{cases} M(x) = 23.52.x - 5.28.x^2 & x \in [0;3.33[\\ M(x) = 21.21.x - 3.97.x^2 & x \in [0;1.2[\end{cases}$$

$$T_{ser}(x):\begin{cases} T(x) = -23.52 + 10.575.x & x \in [0;3.33[\\ T(x) = 21.21 - 7.95.x & x \in [0;1.2[\end{cases}$$

$M_{max} = 19.71$ KN.m à x = 3.33m

$T_{max} = 23.52$ KN à x = 0 m

$M_{max} = 26.19$ KN.m à x =2.22m

On concéder les appuis comme des semi encastrement

Donc :

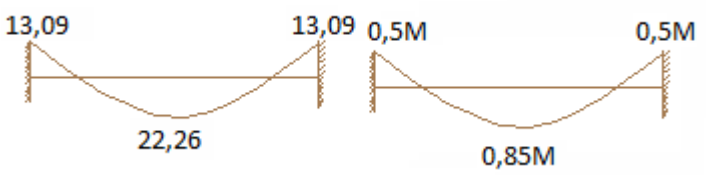


Fig. III-39: schéma statique à l'E.L.S

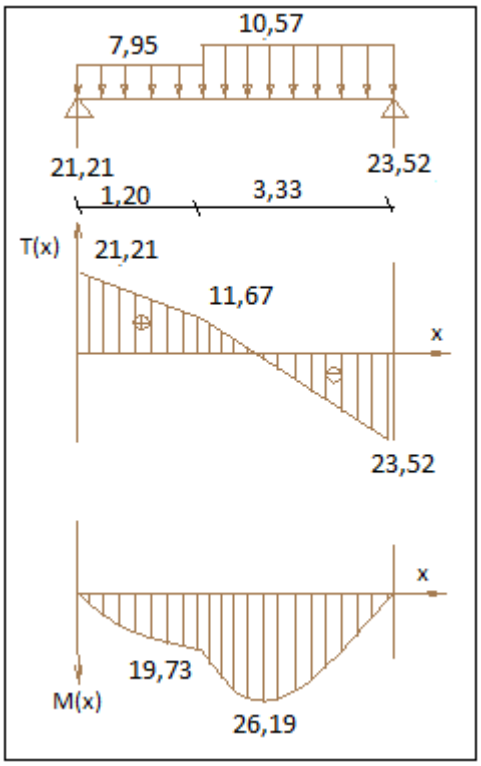


Fig. III-40: diagramme des moments et les efforts tranchant à l'E.L.S

Tableau III.32:les Moment les efforts tranchant

	Moment en travée (KN.m)	Moment au appui (KN.m)	L'effort tranchant max (KN)
E.L.U	30.88	18.17	32.62
E.L.S	22.26	13.09	23.52

III -6 -9 Calcul de ferraillage :

Le ferraillage sera fait en flexion simple avec (b.h) = (100. 17) cm^2.

Les dimensions de l'élément étudié, les sollicitations agissantes maximales, ainsi que les résistances Caractéristiques des matériaux sont présentés dans le tableau ci-dessous :

En travée :

Tableau III.33:les les résistances Caractéristiques des matériaux

Dimensions			Sollicitations			Résistance caractéristique		
Notations	Valeur	Unités	Notations	Valeur	Unités	Notations	Valeur	Unités
b	100	cm	M_u	30.88	KN.m	F_{c28}	25	MPa
h	17	cm	M_{ser}	22.26	KN.m	fe	400	MPa
C	2,5	cm	**Situation durable**					
C'	2,5	cm						

$$\overline{\sigma_b} = \frac{0{,}85.F_{c28}}{\theta.\gamma_b} = \frac{0{,}85.25}{1.1{,}5} \approx 14{,}2\ MPa$$

$$\mu = \frac{M_u}{\overline{\sigma_b}.b.d^2} = \frac{30.88.10^3}{14{,}2.100.14{,}5^2} = 0{,}103$$

$$\mu < \mu_l = 0{,}392 \Rightarrow A' = 0 \quad \rightarrow \beta = 0{,}946\ , \quad \Rightarrow \sigma_s = \overline{\sigma_s} = \frac{Fe}{\gamma_s} = 348\ Mpa$$

$$A = \frac{M_u}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{30.88.10^6}{0{,}904.145.348} = 676\,mm^2 = 6.76\,cm^2$$

$$choix\ des\ barres : A \equiv\ 6T12\ = 6.79\ cm^2$$

$$A_{\min} = \frac{b.h}{1000} = \frac{100.17}{1000} = 1{,}7\ cm^2$$

Donc : $A > A_{min}$

Vérification des contraintes à l'état limite de service :

Détermination de la position de l'axe neutre :

$$Y_1 = \frac{(-15.A + \sqrt{(225.A^2 + 30.b.A.d)}}{b} = \frac{(-15.6.79 + \sqrt{(225.(6.79)^2 + 30.100.(6.79).14{,}5)}}{100} = 4.5\,cm$$

Calcul du moment quadratique de la section homogène :

$$I_G = \frac{b.Y_1^3}{3} + 15.A.(d - Y_1)^2 = \frac{100.(4.5)^3}{3} + 15.(6.79).(14{,}5 - 4.5)^2 = 13222.5\,cm^4$$

$$k_1 = \frac{M_{ser}}{I_G} = \frac{22.26.10^6}{13222.5.10^4} = 0{,}168\ \ N/mm^3$$

$$\sigma_b = k_1.Y_1 = 0{,}168.45 = .7.5 MPa$$

$$\sigma_s = 15.k_1.(d - Y_1) = 15.0{,}168.(145 - 45) = 250.7 MPa$$

Calcul des contraintes admissibles :

Béton :

$$\overline{\sigma_b} = 0{,}6.F_{c28} = 0{,}6.25 = 15\,MPa$$

Acier : *fissuration peu nuisible* $\rightarrow$ *aucun vérification à faire*

$\sigma_b < \overline{\sigma_b}$ *donc l'état limite de service est satisfait*

Tableau III.34 récapitulatif des résultats de ferraillage d'escaliers :

Dimensionnement aux états limites ultimes								
Résultats intermédiaires			Sections			Pivot de calcul		
Notations	Valeur	Unités	Notations	Valeur	Unités	**PIVOT A**		
μ	0,103	Sans	A	6.79	cm^2			
			Choix : 6 HA14					
Vérification aux états limites de service								
Résultats intermédiaires			Contrainte			Contrainte limite		
Notations	Valeur	Unités	Notations	Valeur	Unités	Notations	Valeur	Unités
Y_1	4.5	cm	$б_b$	7.5	MPa	$\overline{\sigma_b}$	15	MPa
I_G	13222.5	cm^4						

- **L'espacement :**

$S_t = \frac{100}{6} = 16.66\ cm\ on\ prend\ S_t = 16{,}5\ cm$

$l'espacement\ \text{maximal} : s_{p\ \max} \le Min\left[3.h{,}33\ cm\right] = 33\ cm$

$l'espacement\ \text{minimal} : s_{p\ \min} = 2{,}5\ cm$

2,5 cm < s_t = 16,5 cm < 33 cm (c'est vérifie).

Et on vérifie la 1ere barre à une distance

de 5 cm de rive 5 cm > 2,5 cm

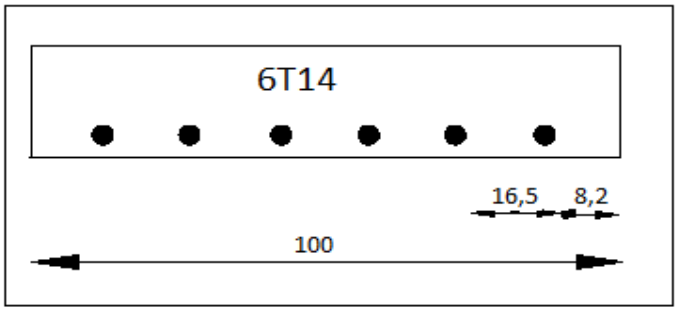


Fig. III-41: las armatures longitudinal d'escaliers

- **Armatures de répartitions :**

$A_{rep} \ge \frac{A}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.17\ cm^2 \rightarrow (\phi_{rep} \le \phi) \quad A_{rep} \equiv 3T\,10 = 2.36\ cm^2/\text{ml}$

$S_{t\ rep} = \frac{100}{3} = 33.33\ cm\ on\ prend\ S_t = 30\ cm$

$l'espacement\ \text{maximal} : s_{p\ \max} \le Min\left[4.h{,}45\ cm\right] = 42\ cm$

$l'espacement\ \text{minimal} : s_{p\ \min} = 2{,}5\ cm$

2,5 cm < $s_{t\ rep}$ = 30 cm < 42 cm (c'est vérifie).

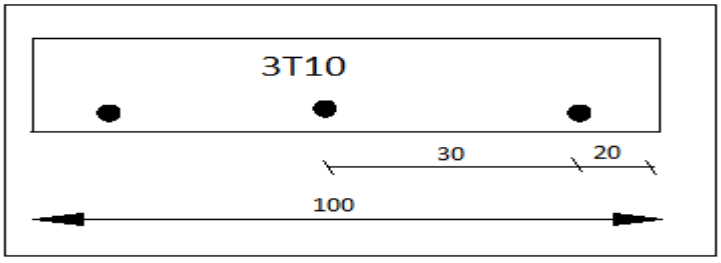


Fig. III-42: las armatures transversal d'escaliers

En appui :

Tableau III.35 : Dimensionnement et caractéristique aux ELU et ELS

Dimensions			Sollicitations			Résistance caractéristique		
Notations	Valeur	Unités	Notations	Valeur	Unités	Notations	Valeur	Unités
b	100	cm	M_u	18.17	KN.m	F_{c28}	25	MPa
h	17	cm	M_{ser}	13.09	KN.m	fe	400	MPa
C	2,5	cm	**Situation durable**					
C'	2,5	cm						

$$\mu = \frac{M_u}{\overline{\sigma_b}.b.d^2} = \frac{(18.17).10^3}{14{,}2.100.14{,}5^2} = 0{,}06$$

$$\mu < \mu_l = 0{,}392 \Rightarrow A' = 0 \quad \rightarrow \beta = 0{,}969 \ , \varepsilon_s = 10‰ > \varepsilon_l = 1{,}739‰ \quad \Rightarrow \sigma_s = \overline{\sigma_s} = \frac{Fe}{\gamma_s} = 348\,Mpa$$

$$A = \frac{M_u}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{15.32.10^6}{0{,}969.145.348} = 313.31\,mm^2 = 3.13\,cm^2$$

$choix\ des barres : A \equiv\ 4T10\ = 3.14\ cm^2$

$$A_{\min} = \frac{b.h}{1000} = \frac{100.17}{1000} = 1{,}7\ cm^2$$

Donc : $A > A_{min}$

- **<u>Vérification des contraintes à l'état limite de service</u>** :
- **<u>Détermination de la position de l'axe neutre :</u>**

$$Y_1 = \frac{(-15.A + \sqrt{(225.A^2 + 30.b.A.d)}}{b} = \frac{(-15(3.14) + \sqrt{225.(3.14)^2 + 30.100.(3.14).14{,}5}}{100} = 3.25\,cm$$

- **<u>Calcul du moment quadratique de la section homogène :</u>**

$$I_G = \frac{b.Y_1^3}{3} + 15.A.(d - Y_1)^2 = \frac{100.(3.25)^3}{3} + 15.5{,}49.(3.25 - 4{,}13)^2 = 7105.36\,cm^4$$

$$k_1 = \frac{M_{ser}}{I_G} = \frac{(13.09).10^6}{7105.36.10^4} = 0{,}184\ N/mm^3$$

$$\sigma_b = k_1.Y_1 = 0{,}184(32.5). = 5.98\,MPa$$

$$\sigma_s = 15.k_1.(d - Y_1) = 15.(0.184).(145 - 32.5) = 310.5\,MPa$$

<u>Calcul des contraintes admissibles</u> :

<u>Béton :</u>

$\overline{\sigma_b} = 0{,}6.F_{c28} = 0{,}6.25 = 15\,MPa$

Acier : $fissuration\ peu\ nuisible \rightarrow aucun\ vérification\ à\ faire$

$\sigma_b < \overline{\sigma_b}$ $donc\ l'état\ limite\ de\ service\ est\ satisfait$

Tableau III.36 : récapitulatif des résultats .

Dimensionnement aux états limites ultimes								
Résultats intermédiaires			Sections			Pivot de calcul		
Notations	Valeur	Unités	Notations	Valeur	Unités	**PIVOT A**		
μ	0,06	Sans	A	3.14	cm^2			
			Choix : 4HA10					
Vérification aux états limites de service								
Résultats intermédiaires			Contrainte			Contrainte limite		
Notations	Valeur	Unités	Notations	Valeur	Unités	Notations	Valeur	Unités
Y_1	3.25	cm	$б_b$	5.98	MPa	$\overline{\sigma_b}$	15	MPa
I_G	7105.36	cm^4						

L'espacement :

$S_t = \frac{100}{4} = 25\,cm$ *on adopte:* $S_t = 25\,cm$

l'espacement max*imal :* $S_{p\ \max} \le Min[3.h,33\,cm] = 33\,cm$

l'espacement min*imal:* $S_{p\ \min} = 2{,}5\,cm$

2,5 cm < s_t = 25 cm < 33 cm (c'est vérifie).

Et on vérifie la 1ere barre à une distance de 5 cm de rive

5 cm > 2,5 cm

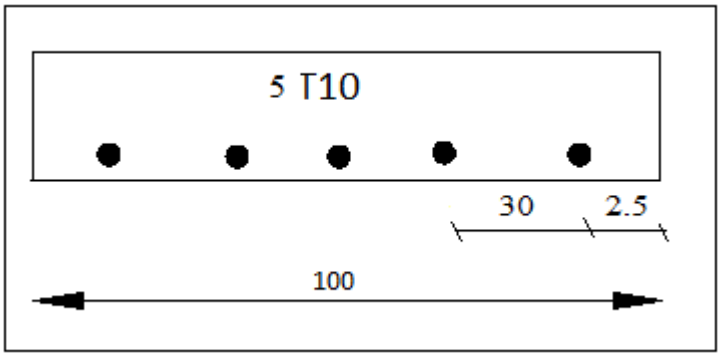


Fig. III-43: las armatures longitudinal d'escaliers

Armatures de répartitions :

$A_{rep} \ge \frac{A}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785\,cm^2 \rightarrow (\phi_{rep} \le \phi)$ $A_{rep} \equiv 3\phi 8 = 1.5\,cm^2$ / ml

$S_{t\ rep} = \frac{100}{3} = 33\,cm$

l'espacement max*imal :* $s_{p\ \max} \le Min[4.h,45\,cm] = 42\,cm$

l'espacement min*imal:* $s_{p\ \min} = 2{,}5\,cm$

2,5 cm < $s_{t\,rep}$ = 30 cm < 42 cm (c'est vérifie).

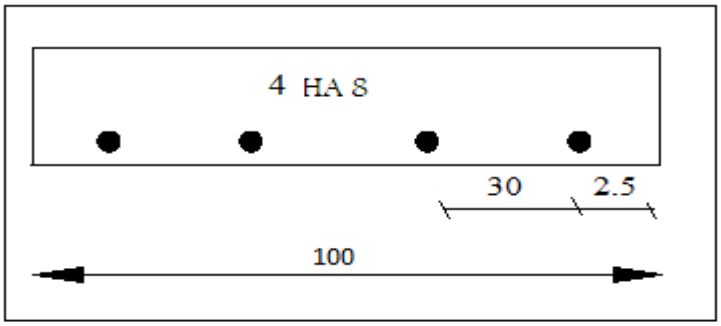


Fig. III-44: las armatures longitudinal d'escaliers

III -6 -9 Vérification d'effort tranchant :

$$\overline{\tau_u} = Min\left\{0{,}2.\frac{F_{c28}}{\gamma_b};5\,MPa\right\} = 3{,}33\,MPa$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{(32.62).10^3}{1000145} = 0{,}23\,MPa < \overline{\tau_u} \quad c'est\ vérifie$$

donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires, le béton seul résiste bien au cisaillement,

mais pour le montage des nappes on met des epingles de nombre 4/m^2 et de diamètre ϕ8

III -6 -10 Vérification des flèches :

Selon l'article B-6-5 (BAEL 91), on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul
des flèches si les conditions suivantes sont satisfaites.

$$h \geq Max(\frac{1}{16};\frac{M_t}{10.M_0})L \Rightarrow 17 \geq Max\left[(\frac{1}{16};\frac{30.88}{10(18.17)})453\right] \Rightarrow 17 < 77$$ condition non vérifiée

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{6.79}{100.14{,}5} = 0{,}0046 \leq \frac{4.2}{400} = 0{,}01$$ condition vérifiée

Donc le calcul de la flèche doit être nécessaire :

III -6-11 Évaluation de la flèche :

L'existence éventuelle de fissures dans les zones tendues est prise en compte en substituant au moment d'inertie I_0 de la section totale rendue homogène (avec n = 15) un moment fictif I_f.

Les règles BAEL donnant les formules empiriques suivantes :

$$I_f = \frac{1{,}1.I_0}{1+\lambda\mu}$$

Avec :

$\lambda = \lambda_i = \frac{0{,}05.F_{t28}}{(2b+3.b_0)\rho}$: pour les déformations instantanées

$\lambda = \lambda_v = \frac{2}{5}\lambda_i$: pour les déformations de longue durée.

$$\mu = Max\left[1 - \frac{1{,}75f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}};0\right]$$

Avec :

- f_{t28} résistance caractéristique du béton à la traction.
- σ_s contrainte de traction effective de l'armature correspondant au cas de charge considéré.
- b_0 largeur de nervure.
- b largeur de la table de compression.
- ρ rapport A/b_0d.

Les courbures sont définies par :

$$\frac{1}{r_i} = \frac{M_{ser}}{E_i I_{fi}} \quad et \quad \frac{1}{r_v} = \frac{M_{ser}}{E_v I_{fv}}$$

I_{fi} et I_{fv} (m^4) moments d'inertie correspondant respectivement à λ_i et λ_v.
E_i et E_v (MPa) module de déformation longitudinale correspondants ($E_v = E_i / 3$).

M_{ser} (MN.m) moment fléchissant dans la section considérée produit par le cas de charge correspondant à la combinaison d'état limite de service envisagé.

A défaut d'une justification basée sur l'évaluation des déformations à partir des valeurs des courbures, les flèches f_i et f_v peuvent, de manière approchée, être prises :

a) pour les poutres simplement appuyées ou continues et les bandes de dalles continues ou non, portant dans le sens de la petite potée, égales à :

$$f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_i I_{fi}} \quad \text{et} \quad f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}}$$

Avec L portée mesurée entre nus d'appuis de la travée considérée.

M_{ser} moment fléchissant maximale dans cette travée produit par le cas de charge correspondant à la combinaison d'état limite de service envisagée.

b) pour les consoles, à leur extrémité, égales à :

$$f_i = \frac{M_{ser} L^2}{4 E_i I_{fi}} \quad \text{et} \quad f_v = \frac{M_{ser} L^2}{4 E_v I_{fv}}$$

Pour déterminer la part de la flèche totale la quantité :

$\Delta f_t = f_v - f_i$ Représente la **flèche nuisible**, à comparer aux limites admissibles.

Valeurs limite des flèches :

En principe les valeurs limites sont liées aux conditions spécifiques d'exploitation des ouvrages et sont fixées par des textes particulaires.

- pour des **éléments supports reposant sur deux appuis**, les valeurs :

$$\frac{L}{500} \quad Si \;\; L \leq 5\, m.$$

$$0{,}005 + \frac{L}{1000} \quad Si \;\; l > 5m.$$

- et pour les **éléments supports en console**, la valeur :

$\frac{L}{250}$ Si $L \leq 2$ m. avec L portée de la console.

III -6 -12 Calcul de flèche :

$$M_{ser} = 22.26 kN.m, \quad A = 6.79 cm^2$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 . d} = 0{,}0046 \rightarrow \beta = 0{,}896$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta . A . d} = 252{,}23\, MPa$$

$$\mu = Max\left[1 - \frac{1{,}75 . f_{tj}}{4 . \rho . \sigma_s + f_{tj}}; 0\right] = 0{,}45$$

$$\lambda_i = \frac{0{,}05.f_{tj}}{\left(2+3\frac{b_0}{b}\right)\rho} = 4.56 \qquad \lambda_v = \frac{2}{5}\lambda_i = 1.82$$

$$y = \frac{(b.h_0).d + (b_0.(d-c)).d/2}{(b.h_0)+(b_0.(d-c))} = 7{,}25\,cm$$

$$I_0 = \frac{1}{12}b.h^3 + bh(\frac{h}{2}-y)^2 + 15A(d-y)^2 = 4827486\,cm^4$$

$$I_{fi} = \frac{1{,}1.I_0}{1+\lambda_i\mu} = 17399{,}19cm^4 \rightarrow f_i = \frac{M_{ser}.L^2}{10.E_i I_{fi}} = 81{,}26\,mm$$

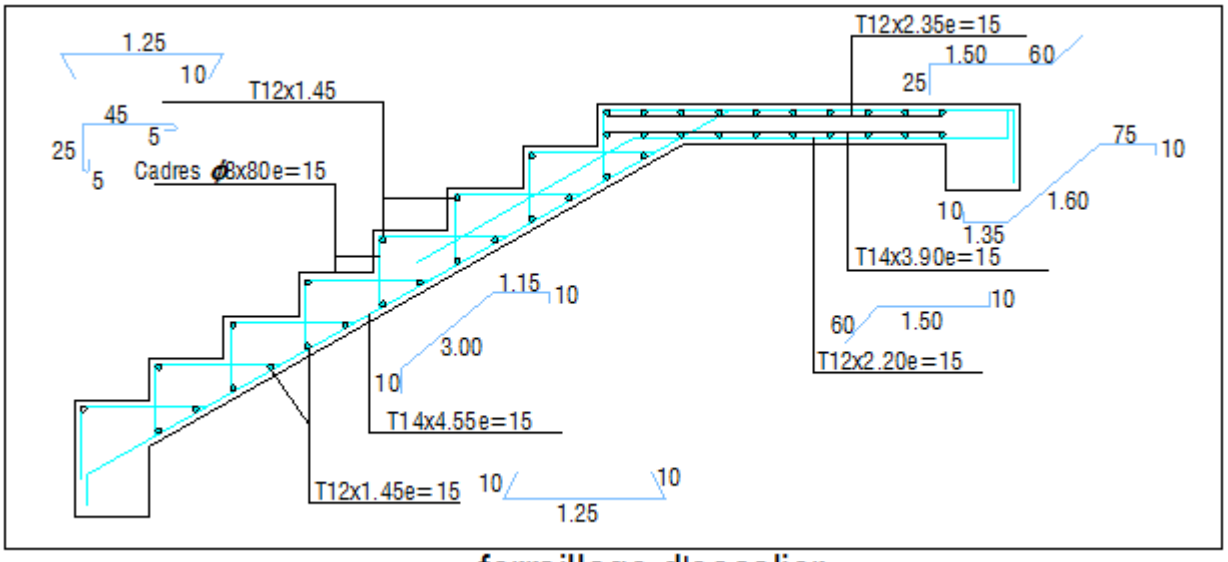
$$I_{fv} = \frac{1{,}1.I_0}{1+\lambda_v\mu} = 29193{,}15\,cm^4 \rightarrow f_v = \frac{M_{ser}.L^2}{10.E_v I_{fv}} = 146\,mm$$

$$\Delta f = f_v - f_i = 146 - 81{,}26 = 64{,}68\,mm = 6{,}5cm > \overline{f}_{adm} = 0{,}5cm + \frac{L}{1000} = 0{,}95\,cm$$

La flèche est supérieure à la flèche admissible, donc on a le choix soit d'augmenter l'épaisseur de paillasse h, soit d'augmenter un petit peu la section des armatures A.
Puisque on a l'épaisseur de paillasse h = 17 cm (épaisse), nous préférons l'augmentation dans la section d'acier, on ajoute deux barres de 14 mm forfaitairement, et refaire le calcul de flèche :

$$\Delta f = 10{,}15\,mm = 1{,}015\,cm < \bar{f}_{adm} = 0{,}5cm + \frac{L}{1000} = 1{,}038\,cm$$

La flèche est
vérifie.



ferraillage d'escalier

III.7. Calcul de la poutre palière:

La poutre palière a pour rôle de supporter le poids d'escalier, elle sera calculée en flexion simple.

III.7.1. Pré dimensionnement:

La longueur de la poutre: L =3.8m

$L/15 \leq h \leq L/10$; $0.3h \leq b \leq 0.7h$

L =3.8 m => $25.33 \leq h \leq 38$ => h = 30 cm

L = 3.8 m => 11.4 ≤ b ≤ 26.6 => b = 30 cm

- **Vérification des prescriptions du RPA 99 VERSION 2003:**

b = 30cm ≥ 20cm. (C.V)

h =30cm = 30cm. (C.V)

h/b = 1< 4 (C.V)

III.7.2. Charges revenants à la poutre:

R_u = 29.49kN; Rser = 20.93kN

Poids propre de la poutre: 0,3 x 0,30 x 25 = 2.62kN/ml.

Poids de la double cloison : 1,64 x 2,52 = 3.83kN/ml

Poids des marches : 2.125 x 1.04 = 2.21kN/ml

G_T =8.66kN

Donc: $P_u = 1.35 \times G_T + R = 1{,}35x\ 8.66 + 29.49 = 51.50$kN/ml

P_{ser}= G + R= 8.66+21.21 = 29.87kN/ml.

III.7.3. Calcul des efforts:

On a pris les valeurs données par l'aide-mémoire de la résistance des matériaux.

On a une poutre parfaitement encastrée, on calcul les réactions (R_A,R_B) avec la méthode deRDM.

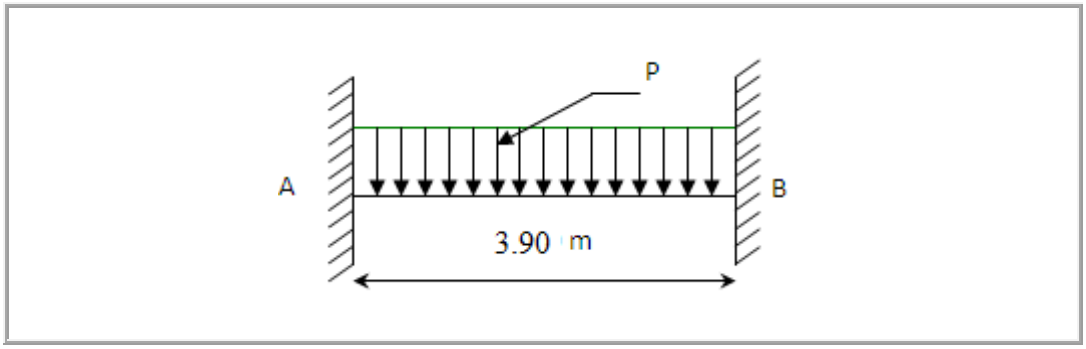


Fig. III-45: Schéma statique de la poutre palière

- $R_A = R_B = PL/2$

M_{max} (Appuis) = $M_A = M_B = PL^2/12$

M_{max} (Travée) = $PL^2/24$

A .L'ELU :

Réaction d'appuis : $R_A = R_B$ =102.04kN

Effort tranchant : $T_{max} = R_A$ =102.04kN

Moment fléchissant : M_{max} (Travée) =32.31KN.m et M_{max} (Appuis) =64.63kN.m

B. L'ELS :

Réaction d'appuis : $R_A = R_B = 60.95kN$

Effort tranchant : $T_{max} = R_A = 60.95kN$

Moment fléchissant : M_{max} (Travée) = 19.30kN.m et M_{max} (Appuis) = 38.60kN.m

III.7.4. Ferraillage de la poutre palière:

- **Armatures longitudinales:**

Le calcul des armatures longitudinales s'effectue en flexion simple à l'état limite ultime.

Acier : Acier : FeE400 ; $\gamma_s = 1.15$; $\sigma_s = 348$ MPa

Béton : $f_{c28} = 25$ MPa ; $\gamma_b = 1.5$; $\sigma_b = 14.2$ MPa

b=30cm, h=30cm, d=27.5cm, c=2.5cm, (fissuration peu nuisible)

Tableau III.37 Ferraillage de la poutre palière

	M(kN.m)	μ	β	A(cm^2)	A_{min}(cm^2)	A_{adp} (cm^2)	A (cm^2)
En travée	32.31	0.046	0.976	2.50	0.9	**3HA12**	3.39
En appuis	64.63	0.093	0.951	5.13	0.9	**5HA12**	5.65

III.7.5. Vérifications:

a) à L'ELS :

Tableau **III.38**. Vérification à l'ELS de la poutre palière

	M_{ser} (kN.m)	A(cm^2)	I (cm^4)	k (N/mm^3)	Y (cm)	σ_b (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
Travée	19.30	3.39	72830.64	0.030	11.19	4.22	C.V
appuis	38.60	5.65	87011.62	0.060	12.29	7.39	C.V

b) RPA99Version2003Art [7.5.2.1]

$A_{min} = 0,5\%$ bh

$A_{max} = 4\%$ bh zone courante

$A_{max} = 6\%$ bh zone de recouvrement

Tableau III.39 Vérification vis-à-vis RPA99 version2003 de la poutre palière

	A(cm^2)	$A_{min} = 0,5\%$ bh $A_{min}=4.5cm^2$	$A_{max} = 4\%$ bh $A_{max}=36cm^2$	Correction
Travée	3.39	C.N.V	C.V	**4HA12**=4.52cm^2

appuis	5.65	C.N.V	C.V	**4HA14=**6.15cm^2

c. Vérification de l'effort tranchant:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{102.04.10^3}{300.275} = 1.2\,MPa$$

$$\overline{\tau}_u = Min\left[\frac{0.2\,f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33MPa; 5MPa\right] = 3.33\,MPa$$

$$\tau_u = 1.2\,MPa < \overline{\tau}_u = 3.33\,MPa \qquad (C.V)$$

c.1 .Vérification des armatures longitudinales :

$A_l \geq (\gamma_s . Vu/f_e) \Longrightarrow 4.52\ cm^2 \geq 2.65 cm^2$(C.V)

c.2. Vérification de compression dans la bielle de béton:

$$V_u \leq 0.4\left(\frac{f_{c28}}{1.5}\right) b_0.a$$

$$a = Min\left[b - c - 2; 0.9d\right] = 25\,cm$$

V_u = 29.13kN<500kN (C.V)

d. Armatures transversales:

$$\varphi_t \leq Min\left[\frac{h}{35} = 12.85\ ; \frac{b_0}{10} = 30;\ \varphi_l = 14\right] = 12.85mm$$

$$\varphi_t = 8\,mm,\ a_t = \frac{\pi.\varphi_t^2}{4} = 0{,}5024cm^2$$

$A_t = a_t.n_t$ ($n_t = 4$).

A_t =2,009 cm^2,A_t =4HA8=2.01 cm^2

On doit vérifier:

$$S_t \leq \overline{S_t} = Min[0{,}9d; 40cm] = 38.25cm$$

$$S_t \leq \frac{0.9A_t.(f_e/\gamma_s)}{b(\tau_u - 0{,}3f_{t28})} = \frac{0{,}9.2{,}01.(235/1.15)}{30(0{,}228 - 0{,}3.2{,}1)} \Rightarrow S_t \leq -30.65\ cm$$

$S_t = S_t$ =20 cm

d.1.Section minimale d'armatures transversales:

$$A_t = 2{,}01cm^2 \geq A_{min} = \frac{0{,}4 \times 300 \times 250}{235} = 1{,}24cm^2 \ (C.V)$$

d.2.Vérification vis-à-vis RPA99Version2003Art [7.5.2.2]

$S_t \leq [h/4; 12Ø_l]$

$S_t \leq$ Min [7.5; 9.6] = 7.5cm en zone nodale

$S_t \leq h/2 = 15$ cm en zone courante

On adopte les valeurs suivantes:

- $S_t = 9$cm (zone nodale)

- $S_t = 20$cm (zone courante)

$A_{t\,min} = 0{,}003.\ S_t.b \leq A_t$

$0,\ 003.20.30 = 1.8\ cm^2 < 2.01\ cm^2$ (C.V)

e. Vérification de la flèche:

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{380} = 0{,}078 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{(C.V)}$$

$$\frac{h}{L} = 0{,}078 \geq \frac{M_t}{M_0} = 0.033 \text{(C.V)}$$

$$\frac{A}{b_0.d} = \frac{4{,}52}{30 \times 27.5} = 0.0054 \leq \frac{4{,}2}{f_e} = 0.0105 \quad \text{(C.V)}$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

IV.1. Introduction :

Pour notre structure le système de contreventement les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales.
On considère que les portiques ne reprennent que les charges verticales. Toutefois ;en zone sismique IIb ; il y a lieu de vérifier les portiques sous un effort horizontal représentant 25 % de l'effort horizontal global.

Donc le système de contreventement doit être disposé de façon à :

- Rependre une charge verticale suffisante pour assurer sa stabilité.
- Assurer une transmission directe des forces aux fondations.
- Minimiser les effets de torsion.

IV.2. Caractéristiques géométriques de la structure :

Quel que soit le problème que l'on se propose de résoudre dans l'étude dynamique d'une structure, il est indispensable de connaître en premier lieu les caractéristiques géométriques qui interviennent dans l'évaluation des efforts horizontaux d'origine sismique. Les caractéristiques à déterminer sont :

- Le centre de Masse
- Le centre de Torsion

IV.2.1 Centre de masse :

Le principe de calcul est de déterminer le centre de masse de chaque niveau des éléments constructifs qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment (plancher, maçonnerie, escalier, voiles, poutres, poteaux).
Le centre de masse est repéré dans un système d'axe choisi, il est défini par la formule suivante :

Avec :

- Wi : Le poids total de la masse concentrée de l'élément (i) du niveau considéré
- Xi et Yi : Les coordonnées du centre de gravité de l'élément (i) par rapport au repère global.
- XG et YG : Les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère global.

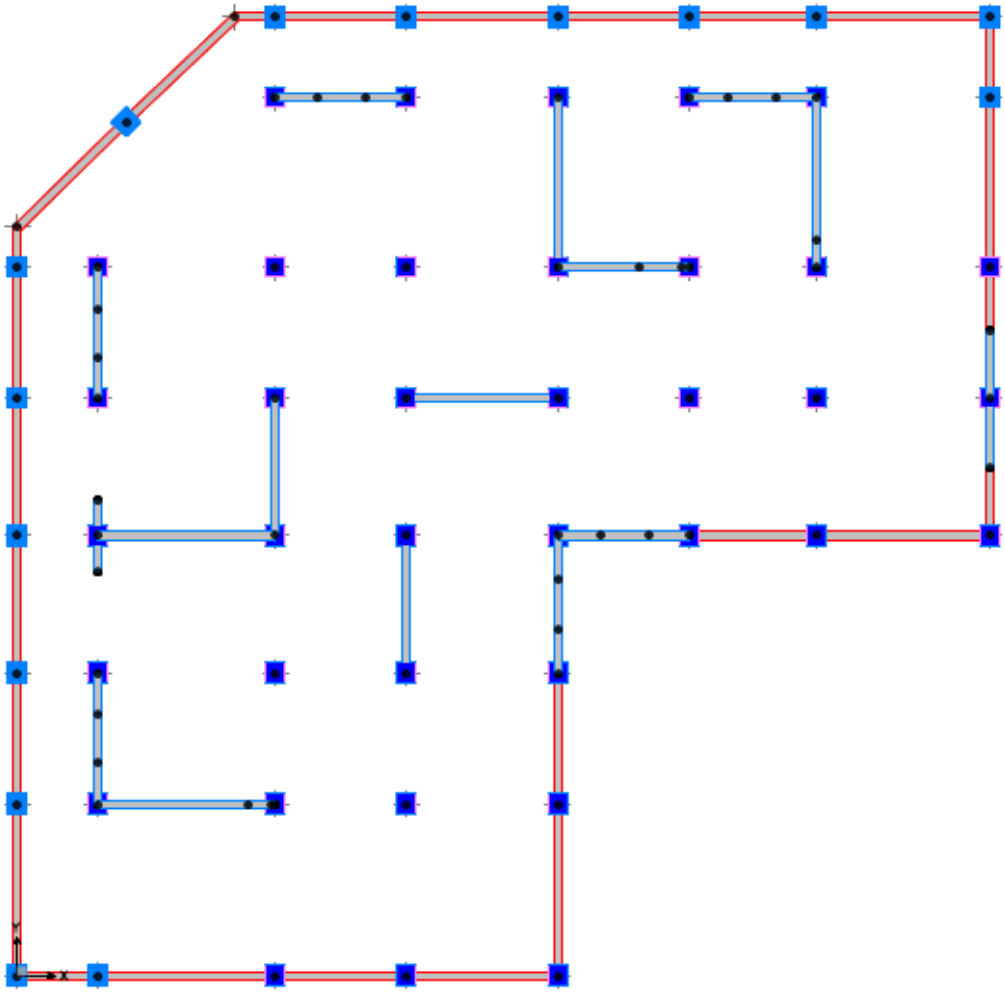


Figure IV -1 : disposition des voiles

IV.2.2. Centre de torsion :

Le centre de torsion T est un point caractérisé par :

- Une force passant par ce point provoquant une translation du plancher et donc de l'ensemble des éléments de contreventement parallèlement à cette force et sans rotation.
- Un moment autour de ce point provoquant une rotation du plancher dans le même sens que le moment et sans translation.

Le centre de torsion est repéré dans le même système d'axe choisi, il est défini par les formules suivantes :

Avec :

- I_x et I_y : Les inerties suivant les axes x et y respectivement de chaque élément de Contreventement (poteau, voile).
- X_i, Y_i : coordonnées du centre de torsion des éléments de contreventement par rapport au repère global choisi.
- X_T, Y_T : coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi.

Il est rappelé que :

- Le centre de torsion d'un voile ou poteau simple (rectangulaire) est confondu avec son centre de gravité ;

- Pour un voile composé possédant un centre de symétrie, le centre de torsion est confondu avec ce centre de symétrie.
- Les inerties sont calculées par les formules suivantes :
  - ♦ Pour les poteaux : $I_X = \frac{bh^3}{12}$; $I_Y = \frac{hb^3}{12}$
  - ♦ pour les voiles : $I_X = \frac{L.e^3}{12}$; $I_Y = \frac{e.L^3}{12}$

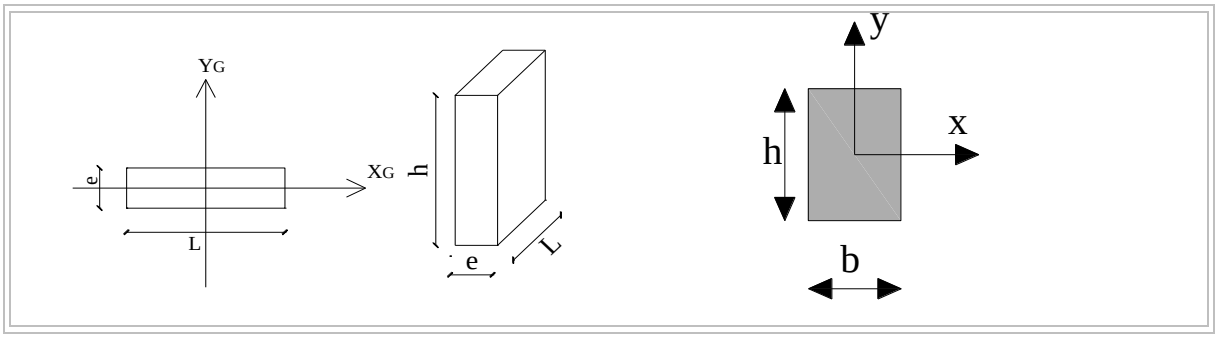


Figure IV -2 : dimension des voiles et poteaux

Centre de Rigidité & Centre de Masse :

Tableau IV-1 : Calcule de centre de rigidité et centre masse

	Inertie et centre d'inertie				Masse et centre de Masse		
Niveau (m)	∑ Ix (m4)	∑ Iy (m4)	XR (m)	YR (m)	Masse.g (kN)	XG (m)	YG (m)
3.74	4.01E+10	4.04E+10	6.974	16.303	6.810.915	10.793	13.164
6.97	4.17E+09	1.89E+09	11.148	13.929	5.849.279	10.792	13.062
10.2	2.70E+09	1.05E+09	10.926	13.786	4.981.928	11.363	12.469
13.43	2.07E+09	6.34E+08	10.430	14.244	4.944.027	11.357	12.477
16.66	1.40E+09	4.01E+08	10.334	14.489	4.944.027	11.357	12.477
19.89	1.04E+09	2.63E+08	10.226	14.924	4.909.252	11.350	12.482
23.12	8.65E+08	1.72E+08	10.171	15.674	4.877.150	11.344	12.488
26.35	7.53E+08	8.63E+07	10.000	16.478	4.667.668	11.463	12.588
29.58	1.01E+09	4.02E+07	8.472	17.332	3.277.019	11.347	12.459

IV.2. 3. Excentricité :

Calcul d'excentricité selon RPA version 2003 [Art 3.5.1-a]:

À chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépassent pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

Dimensions du bâtiment :

Longueur du bâtiment = 24.28 m
Largeur du bâtiment = 24.15 m

Excentricité admissible :

Excentricité suivant Lx = 15 %.Lx = 3.62 m
Excentricité suivant Ly = 15 %.Ly = 3.56 m

IV.2. 3.A. Excentricité théorique (statique) :

C'est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion suivant les deux axes, elle est calculée comme suit :

$$e_x = |X_T - X_G| \qquad e_Y = |Y_T - Y_G|$$

Tableau IV-2 : Calcule d'excentricité théorique

Excentricité		
Niveau (m)	$Ex=\|X_R-X_G\|$ (m)	$Ex=\|Y_R-Y_G\|$ (m)
3.74	0.819	0.139
6.67	0.356	0.768
10.20	0.437	1.317
13.43	0.927	1.767
16.66	1.023	2.012
19.89	1.124	2.442
23.12	1.173	1.186
26.35	1.463	1.890
29.58	1.875	1.873

IV.2. 3.B. Excentricité accidentelle : [RPA 99 version 2003 Art 4.2.7]

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'a chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion).
- Excentricité théorique résultant des plans.

$$\begin{cases} E_x = 0{,}05.\ L_x \\ E_y = 0{,}05.\ L_y \end{cases}$$

Les valeurs des excentricités accidentelles sont représentées dans le tableau suivant

Tableau IV -3 : Calcule d'excentricité accidentelle

Niveau (m)	L_x (m)	L_y (m)	E_x (m)	E_y (m)
3.74	23.75	24.1	1.18	1.21
6.97	21.75	22.1	1.08	1.1
10.2	21.75	22.1	1.08	1.1
13.43	21.75	22.1	1.08	1.1
16.66	21.75	22.1	1.08	1.1
19.89	21.75	22.1	1.08	1.1
23.12	21.75	22.1	1.08	1.1
26.35	21.75	22.1	1.08	1.1
29.58	21.75	22.1	1.08	1.1

IV.2. 3.C. Effets de la torsion accidentelle : [RPA 99 version 2003 Art 4.3.7]

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à ± 0.05 L, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Tableau IV- 4 : Calcule d'excentricité totale

	Direction X			Direction Y		
Niveau (m)	$E_{Xthéo}$ (cm)	E_{XACC} (cm)	$E_{Xthéo} \pm E_{YACC}$ (cm)	$E_{Ythéo}$ (cm)	E_{YACC} (cm)	$E_{Ythéo} \pm E_{YACC}$ (cm)
3.74	0.819	1.18	1.999	0.139	1.21	1.349
6.67	0.356	1.08	1.436	0.768	1.10	1.868
10.20	0.437	1.08	1.517	1.317	1.10	2.417
13.43	0.927	1.08	2.007	1.767	1.10	2.867
16.66	1.023	1.08	2.103	2.012	1.10	3.112
19.89	1.124	1.08	2.204	2.442	1.10	3.542
23.12	1.173	1.08	2.253	1.186	1.10	2.286
26.35	1.463	1.08	2.543	1.890	1.10	2.990
29.58	1.875	1.08	2.955	1.873	1.10	2.973

IV. 3. Choix de la méthode de calcul :

IV. 3.1. Introduction :

On admet toujours que les efforts horizontaux s'appliquent au niveau des planchers. Pour analyser ces efforts, on utilise généralement deux méthodes:

- Méthode statique équivalente
- Méthode dynamique modale spectrale

Pour notre structure, la hauteur est 29.58 m et irrégulier en plan, donc selon le RPA 99 version 2003 Art 4.1.2, la Méthode statique équivalente n'est pas applicable, et en même temps pour simplifier les calculs, cette étude sera menée selon, la méthode modale spectrale d'une manière automatique moyennant le logiciel d'analyse 'sap2000'.

IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale :

IV.3.2.1. Principe :

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

IV.3.2.2. Modélisation :

Le modèle choisi dans la modélisation sur le sap2000 est le nœud maître, la théorie du plancher rigide est mise en évidence par l'intermédiaire du nœud maître, suite de la concentration de la masse son mouvement est donné par le mouvement du nœud maître, les autres nœuds du même plancher sont emportés par le mouvement du nœud maître et sont appelés nœuds esclaves.

IV.3.2.3. Le spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1{,}25A\left(1+\frac{T}{T_1}(2{,}5\eta\frac{Q}{R}-1)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)(\frac{Q}{R}) & T_2 \le T \le T_2 \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)(\frac{Q}{R})(\frac{T_2}{T})^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3.0\ s \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)(\frac{Q}{R})(\frac{T_2}{3})^{\frac{2}{3}}(\frac{3}{T})^{\frac{5}{3}} & T \ge 3.0\ s \end{cases}$$

a. Coefficient d'accélération A : [RPA 99 version 2003 : Tab.4.1]

A = fct (zone IIb, groupe d'usage 2) = 0,20 .

b. facteur de correction d'amortissement η:

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

ξ = 7 % [RPA : Tab.4.2].

Avec remplissage dense → η = 0,882

c. coefficient de comportement R : [RPA 99 version 2003: Tab.4.3]

Conformément à l'article 3.4.A.4.b du RPA 99v2003, ce type de contreventement doit vérifier les conditions suivantes :

- Le système est constitué de voiles uniquement ou de voiles et de portique .
- les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- la sollicitation Horizontal est reprise uniquement par les voiles

Donc : R = 3.5.

C.1- Justification du coefficient de comportement R - RPA version 2003 [Art 3.5] :

- **Suivant X :**

Tableau IV- 5 : Justification du coefficient de comportement.

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
	Poids Nz (kN)	Nz /Poteaux (kN)	Nz /Voiles (kN)	Effort tranchant Tx (kN)	Tx /Poteaux (kN)	Tx /Voiles (kN)
29.58	2623.212	1842.785	780.427	1709.528	745.126	964.402
26.35	6759.953	4646.303	2113.650	2208.253	634.556	1573.697
23.12	10872.156	7389.478	3482.678	3141.100	619.072	2522.028
19.89	15444.042	10857.713	4586.329	4003.923	820.999	3182.924
16.66	19706.812	13848.762	5858.050	4743.934	767.670	3976.264
13.43	24130.339	16981.391	7148.948	5352.577	685.650	4666.927
10.2	29266.085	21314.138	7951.947	5917.467	818.857	5098.610
6.97	34382.083	25181.644	9200.439	6714.156	1476.579	5237.577
3.74	38679.019	22502.923	16176.096	11769.238	252.270	11516.968

Tableau IV- 6: Valeurs en pourcentage

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
	Poids Nz (%)	Nz /Poteaux (%)	Nz /Voiles (%)	Effort tranchant Tx (%)	Tx /Poteaux (%)	Tx / Voiles (%)
29.58	100 %	70.249 %	29.751 %	100 %	43.587 %	56.413 %
26.35	100 %	68.733 %	31.267 %	100 %	28.736 %	71.264 %
23.12	100 %	67.967 %	32.033 %	100 %	19.709 %	80.291 %
19.89	100 %	70.304 %	29.696 %	100 %	20.505 %	79.495 %
16.66	100 %	70.274 %	29.726 %	100 %	16.182 %	83.818 %
13.43	100 %	70.374 %	29.626 %	100 %	12.810 %	87.190 %
10.2	100 %	72.829 %	27.171 %	100 %	13.838 %	86.162 %
6.97	100 %	73.241 %	26.759 %	100 %	21.992 %	78.008 %
3.74	100 %	58.179 %	41.821 %	100 %	2.143 %	97.857 %

- **Suivant Y :**

Tableau IV- 7 : Justification du coefficient de comportement.

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme N°	Poids Nz (kN)	Nz /Poteaux (kN)	Nz /Voiles (kN)	Effort tranchant Tx (kN)	Tx /Poteaux (kN)	Tx /Voiles (kN)
29.58	2870.710	1842.785	1027.925	1847.475	623.319	1224.156
26.35	7244.897	4646.303	2598.594	2667.737	497.976	2169.761
23.12	11697.135	7389.478	4307.657	3720.137	500.024	3220.113
19.89	16527.545	10857.713	5669.832	4605.566	641.034	3964.532
16.66	21096.680	13848.762	7247.918	5403.922	599.706	4804.216
13.43	25843.116	16981.391	8861.725	6109.242	543.411	5565.831
10.2	31092.115	21314.138	9777.977	6829.707	684.084	6145.623
6.97	36571.702	25181.644	11390.058	7371.590	1103.352	6268.238
3.74	38998.445	22502.923	16495.522	13989.725	431.129	13558.596

Tableau IV- 8: Valeurs en pourcentage

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
	Poids Nz (%)	Nz /Poteaux (%)	Nz /Voiles (%)	Effort tranchant Tx (%)	Tx /Poteaux (%)	Tx /Voiles (%)
29.58	100 %	64.193 %	35.807 %	100 %	33.739 %	66.261 %
26.35	100 %	64.132 %	35.868 %	100 %	18.667 %	81.333 %
23.12	100 %	63.173 %	36.827 %	100 %	13.441 %	86.559 %
19.89	100 %	65.695 %	34.305 %	100 %	13.919 %	86.081 %
16.66	100 %	65.644 %	34.356 %	100 %	11.098 %	88.902 %
13.43	100 %	65.710 %	34.290 %	100 %	8.895 %	91.105 %
10.2	100 %	68.552 %	31.448 %	100 %	10.016 %	89.984 %
6.97	100 %	68.856 %	31.144 %	100 %	14.968 %	85.032 %
3.74	100 %	57.702 %	42.298 %	100 %	3.082 %	96.918 %

d. facteur de qualité Q : [RPA 99 version 2003 : Tab.4.4.]

Le facteur de qualité est égale à 1 additionné à la somme de 6 pénalités selon que les critères de qualité sont satisfaits ou non :

$$Q = 1 + \sum_{q}^{6} P_q$$

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

Tableau IV-9 : détermination du facteur de qualité Q de la structure

	Critère	Suivant X		Suivant Y	
		observé	Valeur	observé	Valeur
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
2	Redondance en plan	Non	0,05	Non	0,05
3	Régularité en plan	Oui	0	Oui	0
4	Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
5	Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	0.1	Non	0.1

En récapitulant les résultats on trouve :

$$Q_X = 1 + 0{,}05 + 0.1 = 1{,}15$$
$$Q_Y = 1 + 0{,}05 + 0.1 = 1{,}15$$

e. périodes caractéristiques : [RPA : Tab.4.7.]

$$\left.\begin{array}{l} T_1 = 0{,}15\,\text{s} \\ T_2 = 0{,}40\,\text{s} \end{array}\right\} \text{site } S_3.$$

IV.4. Résultats de l'analyse dynamique :

Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA 99 version 2003 exige les vérifications suivantes :

- Vérification de comportement pour les trois premiers modes
- Vérification de participation massique
- Vérification des périodes
- Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul
- Vérification de la stabilité au renversement
- Vérification de déplacement
- Vérification vis à vis de l'effet P-Δ

IV.4.1. Vérification de comportement :

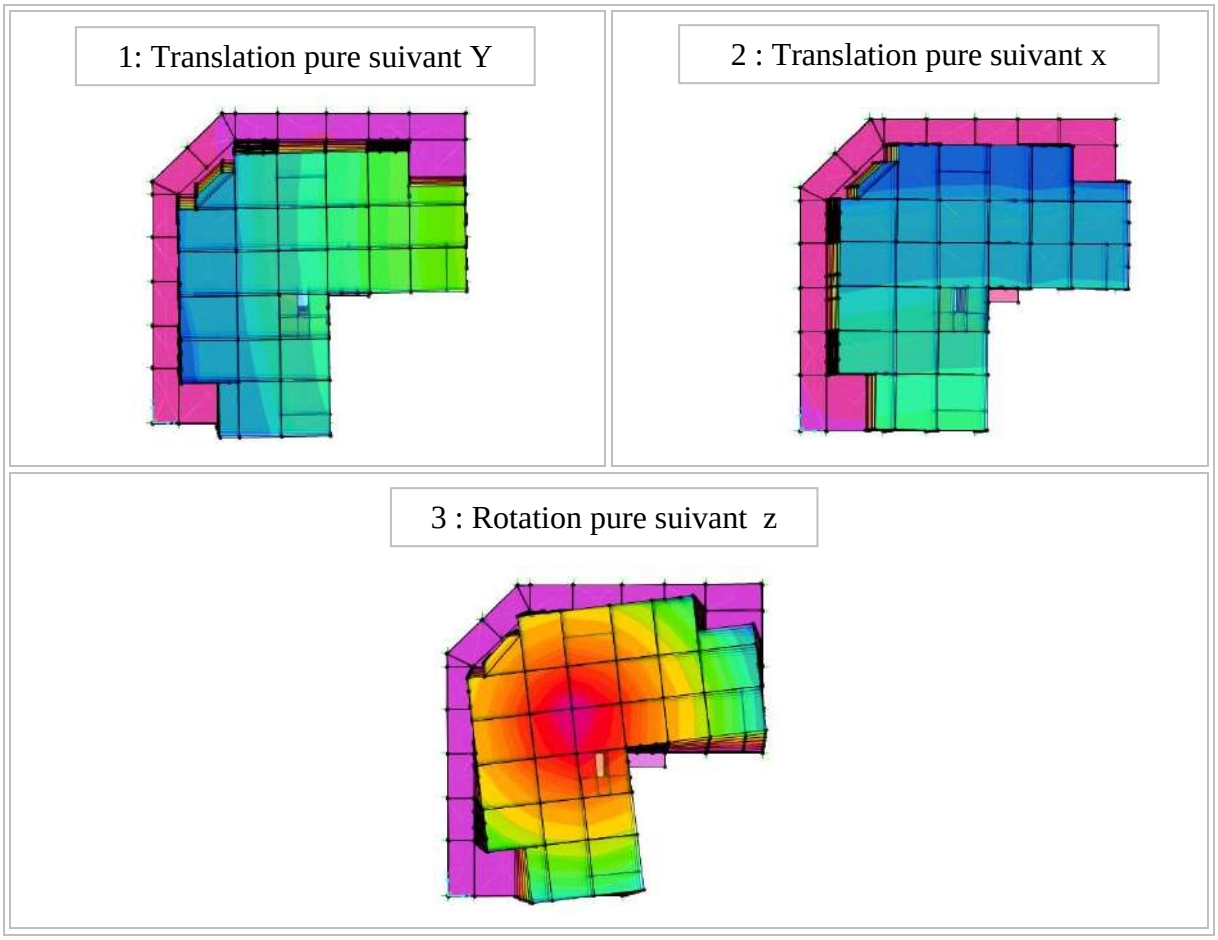


Figure IV -3 : Le comportement des trois premiers modes pour le Bloc

Tableau IV-10: Le comportement des trois premiers modes

1	2	3
Translation pure suivant Y	Translation pure suivant x	Rotation pure suivant z

IV.4.2. vérification de participation massique :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, Le nombre minimal de mode (K) à retenir doit être tel que (RPA99 version 2003, Art 4.3.4.b):

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

K: le nombre minimal des modes.

T_K : la période du mode K.

Donc : $K \geq 3\sqrt{9} = 9 \Rightarrow T_K = 0.115\text{sec} \leq 0.20\text{sec}.....c.v$

Tableau IV-11 : Coefficient de participation massique

Mode	Période(s)	Cumul des masses modales effectives (%)	
		Sens X	Sens Y
1	0.667	60.1	60.4
2	0.567	62.2	60.6
3	0.558	62.2	6.10
4	0.147	62.3	78.4
5	0.143	80.4	78.5
6	0.125	80.5	79.8
7	0.121	.80.5	79.8
8	0.119	80.5	79.8
9	0.115	80.5	79.8
10	0.104	80.5	79.8
105	0.040	89.8	90.1
106	0.039	89.8	90.2
107	0.039	90.1	90.2

IV.4.3. Vérification des périodes :

Les valeurs de T, calculées à partir de Sap 2000 ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de 30%. [RPA 99 version 2003Art 4.2.4.4]

- T : période fondamentale suivant les deux directions on utilise la formule :

$$T=0.09*hN /$$

- D : la dimension du bâtiment mesuré à sa base dans la direction de calcule considéré.
- hN : hauteur mesuré en mètre a partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

$$Tx=0.542$$

$$Ty=0.453$$

Tableau IV-12 : vérification des périodes

	$T_{empirique}(s)$	$T_{numérique}(s)$	$1.3*T_{emp}$	$T_{num} \leq 1.3*T_{emp}$
x	0.542	0.667	0.704	oui
y	0.453	0.567	0.588	oui

IV.4.4. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :

La résultante des forces sismique à la base Vt obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inferieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée [RPA99 version 2003 Art 4.2.6].

Calcul de la force sismique totale [RPA99 version 2003 Art 4.2.3] :

La force sismique totale V doit être calculée dans les deux directions X, Y selon la formule :

$$V_X = \frac{A.D_X.Q_X}{R}.W$$
$$V_Y = \frac{A.D_Y.Q_Y}{R}.W$$

Tel que :

- **A : coefficient d'accélération de zone**

A = 0,20

- **D : facteur d'amplification dynamique moyen**

$$D = \begin{cases} 2{,}5\eta & 0 \le T \le T_2 \\ 2{,}5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \le T \le 3.0\ s \\ 2{,}5\eta(T_2/3)^{2/3}(3/T)^{5/3} & T \ge 3.0\ s \end{cases}$$

T2 = 0,5 s, tableau 4.7 (avec site S3)

η : facteur de correction d'amortissement : $\eta = \sqrt{7/(2+\xi)}$

ξ = 7 % tableau 4.2 (avec remplissage dense) → η = 0,882

T : période fondamentale suivant les deux directions on utilise la formule :

$T = 0{,}09h_n / \sqrt{D}$ [RPA99 version 2003 Art 4.2.4]

Dx=2.08

Dy=2.20

- **R : coefficient de comportement global de la structure**

R = 3.5

- **Q : facteur de qualité**

Q_x=Q_y=1.15

- **W : poids total de la structure**

$$W = \sum_{i=1}^{n} W_i \qquad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

β = 0.2 tableau 4.5

W= 52800.60kN

Tableau IV-13 : Calcul de la force sismique

A	D_x	D_y	R	Q_x	Q_y	$\sum W_i$ (kN)	V_x (kN)	V_y (kN)
0.2	2.08	2.2	3.5	1.15	1.15	52800.6	7217.08	7633.46

Tableau IV-14 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

	V (kN)	Vt (kN)	0.8*V	$V_t \ge 0.8*V$
X	7217.08	4308.3	5816.21	Non
Y	7633.46	4022.35	6113.98	Non

Pour les deux directions (x ;y) la condition n'est pas vérifiée, donc il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse dans le rapport 0.8V/Vt.

2

C'est-à-dire on remplace le coefficient '1' de la force sismique suivant les deux directions (x,y) (Ex,Ey) dans les combinaisons, par les coefficient '1.34 et1.52'.

IV.4.5. Vérification de la stabilité au renversement :

Le moment de renversement est égal à : $M_{0x} = \sum_{i=1}^{n} h_i . F_{ix}$ $M_{0y} = \sum_{i=1}^{n} h_i . F_{iy}$

Avec :

- F_{ix} , F_{iy}: la force distribuée en hauteur suivant X et Y
- h_i : la hauteur de l'étage par rapport à la base 0

Le moment de stabilité qui est égal à : Mtx =X_G.Wi , MtY =G_Y.Wi

Avec :

- X_G , Y_G : les coordonnées du centre de géométrie de la structure
- Wi : la masse de plancher dans chaque niveau

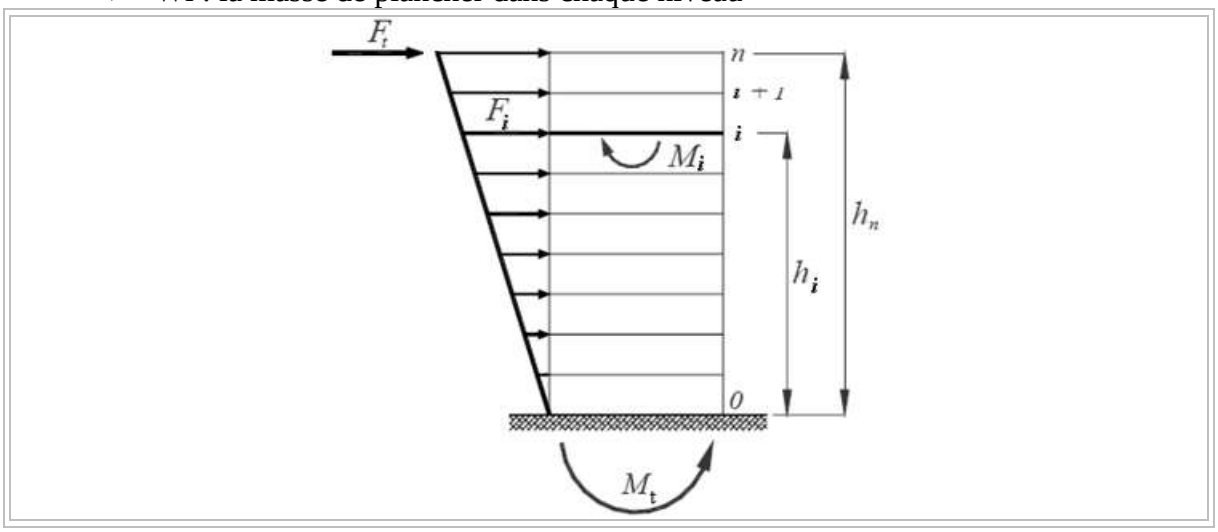


Figure IV -4 : Les forces agissent sur la stabilité au renversement

IV.4.5.1. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :[Art 4.2.5]

$$F_i = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right) .(V - F_t)$$

$$F_t = \begin{cases} 0{,}07TV \leq 0{,}25V & \text{si } T \geq 0{,}7\,s \\ 0 & \text{si } T < 0{,}7\,s \end{cases}$$

On a :

- TX = 0,542 s → Ft = 0
- TY = 0,453 s → Ft = 0

Donc:

$$F_{iX} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right) .V_X = \alpha_x . V_X$$

$$F_{iY} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right) .V_Y = \alpha_Y . V_Y$$

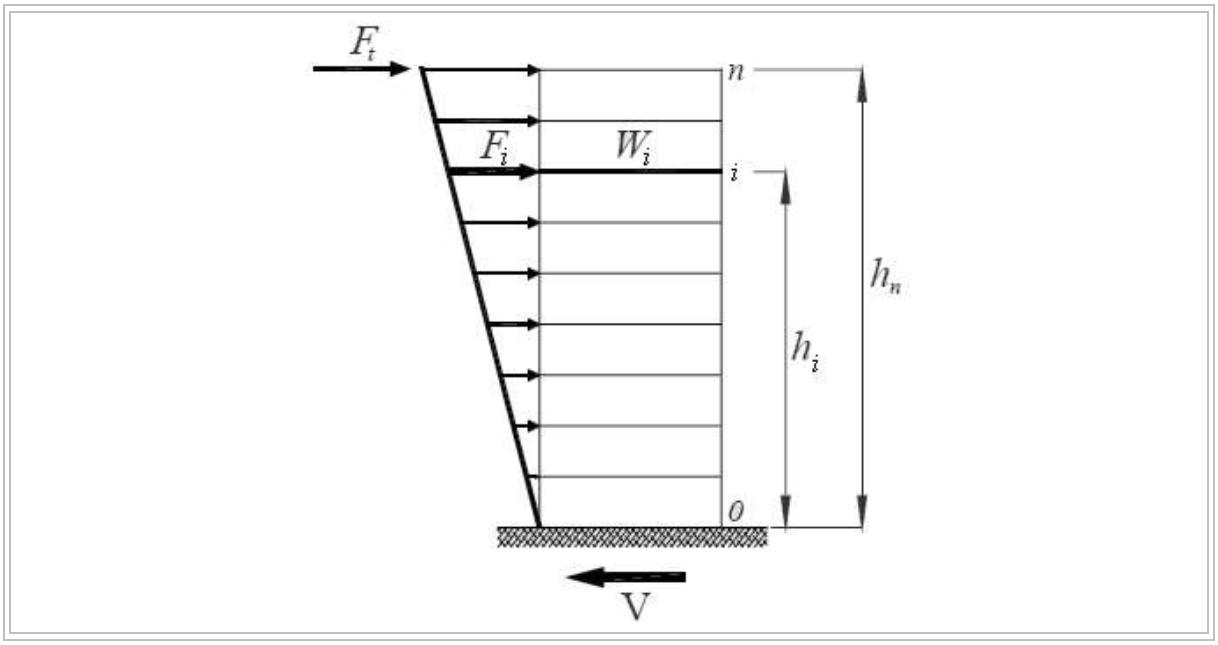


Figure IV -5 : Distribution des forces sismiques

Tableau IV-15 : Forces sismiques selon la hauteur suivant deux direction

Niveau (m)	W_i	$W_i h_i$	F_{ix} (kN)	F_{iy} (kN)
29.58	3277.02	96934.25	809.88	851.21
26.35	4667.67	122993.1	1027.6	1080.05
23.12	4877.15	112759.71	942.1	990.18
19.89	4909.25	97644.98	815.82	857.46
16.66	4944.03	82367.54	688.17	723.3
13.43	4944.03	66398.32	554.75	583.07
10.2	4981.93	50815.69	424.56	446.23
6.97	5849.28	40769.48	340.63	358.01
3.74	6810.92	25472.84	212.82	223.69
SOMME	45261.28	696155.91	5816.33	6113.20

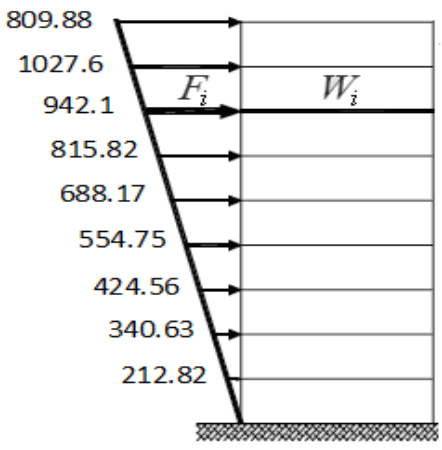


Figure IV -6 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant X

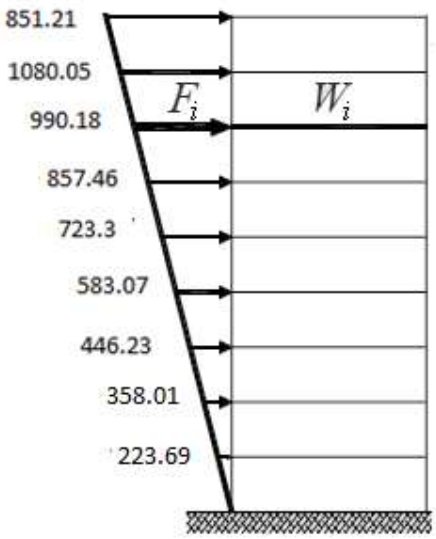


Figure IV -7 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y

IV.4.5.2. Moment de renversement :

Tableau IV-16 : calcul du moment de renversement

niveau	Wi (kN)	hi (m)	Wi.hi (kN.m)	Fix (kN)	Fiy (kN)	Mrxi (kN.m)	Mryi (kN.m)
3.74	3277.02	29.58	96934.25	809.88	851.21	23956.20	25178.92
6.97	4667.67	26.35	122993.10	1027.60	1080.05	27077.21	28459.23
10.20	4877.15	23.12	112759.71	942.10	990.18	21781.33	22893.04
13.43	4909.25	19.89	97644.98	815.82	857.46	16226.59	17054.79
16.66	4944.03	16.66	82367.54	688.17	723.30	11464.99	12050.16
19.89	4944.03	13.43	66398.32	554.75	583.07	7450.33	7830.60
23.12	4981.93	10.20	50815.69	424.56	446.23	4330.52	4551.55
26.35	5849.28	6.97	40769.48	340.63	358.01	2374.16	2495.34
29.58	6810.92	3.74	25472.84	212.82	223.69	795.96	836.59
	45261.28		696155.91	5816.33	6113.20	115457.29	121350.22

IV.4.5.3. Moment stabilisant :

Tableau IV -17 : calcul du moment stabilisant

niveau	Wi (kN)	XG (m)	YG (m)	Msx	Msy
3.74	3277.02	10.79	13.16	35368.88	43138.69
6.97	4667.67	10.79	13.06	50373.49	60969.11
10.20	4877.15	11.36	12.47	55419.06	60813.18
13.43	4909.25	11.36	12.48	55754.35	61252.71
16.66	4944.03	11.36	12.48	56149.35	61686.66
19.89	4944.03	11.35	12.48	56114.74	61711.38
23.12	4981.93	11.34	12.49	56515.01	62214.34
26.35	5849.28	11.46	12.59	67050.30	73630.74
29.58	6810.92	11.35	12.46	77283.51	84857.25
	45261.28			510028.69	570274.07

Donc il faut vérifier que : $\frac{M_t}{M_0} \geq 1{,}5$

Tableau IV -18 : Vérification de stabilisation

Msx	Msy	Mrxi (kN.m)	Mryi (kN.m)	Msx/Mrxi	Msy/Mryi	verification
510028.69	570274.07	115457.29	121350.22	4.42	4.70	ok

Le bloc est vérifié contre le renversement suivant les deux directions, donc la structure est stable suivant des deux directions.

IV.4.6. Vérification des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure et calculé comme suit :

[RPA: Art 4.4.3]

- : Déplacement du aux forces séismiques F_i.
- R : coefficient de comportement.

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

Selon [RPA: Art 5.10] le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser:

$$\Delta \text{ k limite} = 0.01 \text{ he}$$

Avec :

- he : la hauteur de l'étage k.

Tableau IV -19 : Vérification des déplacements inter-étage sens X

Niveau (m)	δx (cm)	δx.R (cm)	ΔX (cm)	0,01.he (cm)	Vérification
29.58	2.4	8.4	1.15	3.23	Ok
26.35	2.07	7.25	1.19	3.23	Ok
23.12	1.73	6.06	1.23	3.23	Ok
19.89	1.38	4.83	1.19	3.23	Ok
16.66	1.04	3.64	1.12	3.23	Ok
13.43	0.72	2.52	1.01	3.23	Ok
10.2	0.43	1.51	0.84	3.23	Ok
6.97	0.19	0.67	0.56	3.23	Ok
3.74	0.03	0.11	0.11	3.74	Ok

Tableau IV -20 : Vérification des déplacements inter-étage sens Y

Niveau (m)	δy (cm)	δy.R (cm)	ΔY (cm)	0,01.he (cm)	Vérification
29.58	3.23	11.31	1.61	3.23	Ok
26.35	2.77	9.7	1.61	3.23	Ok
23.12	2.31	8.09	1.65	3.23	Ok
19.89	1.84	6.44	1.64	3.23	Ok
16.66	1.37	4.8	1.51	3.23	Ok
13.43	0.94	3.29	1.36	3.23	Ok
10.2	0.55	1.93	1.05	3.23	Ok
6.97	0.25	0.88	0.77	3.23	Ok
3.74	0.03	0.11	0.11	3.74	Ok

IV.4.7. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ :

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

$$\theta = P_k \ \Delta_k \ / \ V_k * h_k \ \leq \ 0.10$$

- P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k ».
- V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k".
- Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».
- h_k : hauteur de l'étage « k ».

Si $0.10<\theta\leq 0.20$, Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur :

$$\frac{1}{(1-\theta_K)}$$

Si $\theta>0.20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau IV -21 : Vérification l'effet P-Δ

niveau	Wi (kN)	Hk (cm)	Fix (kN)	Fiy (kN)	ΔX (cm)	ΔY (cm)	Øx<0.1	verification	Øy<0.1	verification
3.74	6810.92	374.00	212.82	223.69	0.11	0.11	0.01	OK	0.01	OK
6.97	5849.28	323.00	340.63	358.01	0.56	0.77	0.03	OK	0.04	OK
10.20	4981.93	323.00	424.56	446.23	0.84	1.05	0.03	OK	0.04	OK
13.43	4944.03	323.00	554.75	583.07	1.01	1.36	0.03	OK	0.04	OK
16.66	4944.03	323.00	688.17	723.30	1.12	1.51	0.02	OK	0.03	OK
19.89	4909.25	323.00	815.82	857.46	1.19	1.64	0.02	OK	0.03	OK
23.12	4877.15	323.00	942.10	990.18	1.23	1.65	0.02	OK	0.03	OK
26.35	4667.67	323.00	1027.60	1080.05	1.19	1.61	0.02	OK	0.02	OK
29.58	3277.02	323.00	809.88	851.21	1.15	1.61	0.01	OK	0.02	OK

On constate d'après le tableau que la structure étudiée est justifier vis a vis de l'effet P-Δ.

IV.5.8.Vérification de cisaillement des éléments :

Par Le CBA et dont le but d'éviter ou limiter le risque de cisaillement des éléments de la structure sous plusieurs combinaisons.

a- ***les poutres*** **: Selon CBA93 [Art A.5.1] [33]**

$$\tau_{max} = \frac{T}{bd}$$

Ꞇ=Min [0.20 ; 5Map] (fissuration peu nuisible) [33] [A.5.1.2.1.1]

Il faut vérifier que : $\tau_{max} \leq$ Ꞇ

Tableau IV.22: vérification de cisaillement des poutre

	T(KN)	τ_{max} (MPA)	Sous la combinaison	Ꞇ (MPA)	Vérification $\tau_{max} \leq$ Ꞇ
PP 30*40	214.21	1.9	G+Q+Edy	4.34	Oui
PS 30*35	140.14	1.43	G+Q+Edx	4.34	Oui

b- **les poteaux : Selon CBA93 [Art A.5.2] [33]**

$$\tau_{max} = \frac{T}{bd}$$

Ꞇ = avec : = $\begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda \geq 5 \\ 0.040 \text{ si } \lambda < 5 \end{cases}$

$\begin{cases} = \\ L_f = 0.7 * L_0 \\ i = \end{cases}$

Il faut vérifier que : $\tau_{max} \leq$ Ꞇ

Tableau IV.23: Vérification de cisaillement des éléments

	Tx (KN)	Ty(KN)	τ_{max} (MPA)	Sous la combinaison	lf (m)	i (m)	λ	Ꞇ (MPA)	Vérification $\tau_{max} \leq$ Ꞇ
Pot30*30	32.69	33.18	0.71	ACC	2.26	0.08	28.25	1.875	Oui
Pot35*35	42.69	40.75	0.79	ACC	2.26	0.10	2.26	1.875	Oui
Pot40*40	36.54	31.53	0.79	ACC	2.61	0.11	23.72	1.875	Oui

❖ **Constatation :**

Le pré dimensionnement des poutres est justifié par le critère de résistance (τmax≤ Ꞇ).
Les sections des poteaux choisis sont insuffisantes pour équilibrer les contraintes de cisaillement.

IV.5.9.Vérification de l'effort normal réduit à la base *:* selon RPA version 2003 [Art 7.1.3.3] [32]

On entend par effort normal réduit, le rapport :

$$\upsilon = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0{,}3$$

Où :

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton ;

B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière

fcj : est la résistance caractéristique du béton

Tableau IV -24: vérification de l'effort normal réduite a la base

	$N_{d(KN)}$	Sous la combinaison	ν	Vérification ν≤0.3
Pot40*40	1522.09	G+Q+Edx	0.47	cnv
Pot35*35	1251.45	G+Q+Edx	0.31	cnv
Pot30*30	487.06	G+Q+Edx	0.24	cv

La condition ne pas vérifie donc il faux augmenter la section de béton

Tableau IV-25: vérification de l'effort normal réduite a la base après la redimensionné des poteaux

	$N_{d(KN)}$	Sous la combinaison	ν	Vérification ν≤0.3
Pot50*50	1728.16	G+Q+Edx	0.29	cv
Pot45*45	989.45	G+Q+Edx	0.27	cv
Pot40*40	487.06	G+Q+Edx	0.24	cv

IV.5.10Conclusion:

A travers les résultats obtenus et les vérifications, nous pouvons conclure que la conception adoptée reflète le comportement typique de la structure. La structure à une rigidité optimale contre les actions provoquées par le séisme après un ferraillage correct.

V.1 Introduction :

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en L'occurrence le C.B.A93 et R.P.A.99 version 2003.
Les combinaisons sont en fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- les combinaisons données par les règles du C.B.A 93 :
  - E.L.U :1,35G +1,5Q et G +Q ± E
  - E.L.S G + Q

- les combinaisons données par les règles du R.P.A99 version 2003 :
  - G +Q ± E
  - 0,8 G ± E

Avec :
- G : charges permanentes.
- Q : charges d'exploitations.
- E : charges sismiques.

V.2. Ferraillage des poutres :

Les poutres sont ferraillées en flexion simple à l'état limite ultime de résistance, sous l'effet des moments les plus défavorables.
On calcule les poutres en tenant compte des règlements en vigueur sous deux situations :

Tableau V-1 : Les données de calcule

situation durable		situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
γ_b =1,5	γ_s =1,15	γ_b = 1, 15	γ_s =1,00
σ_b= 25 Mpa	FeE 400	σ_b =25 Mpa	FeE 400
$\overline{\sigma_s}$=14,2Mpa		$\overline{\sigma_s}$=18,48 Mpa	

V.2.1 Recommandations du R.P.A99 :

V.2.1.1 Armatures longitudinales :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux pour toute la poutre est de 0,5% en toute section.
- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4% en Zone courante.
  - 6% en Zone nodale.
- Les poutres supportant de faibles charges verticales sont sollicitées principalement par les forces latérales sismiques qui doivent avoir des armatures symétriques. Avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- La longueur minimale de recouvrement est de 50ϕ en Zone IIb.

V.2.1.2. Armatures transversales :

- La quantité d'armatures transversales est donnée par : At =0 ,003. St .b.
  - b : largeur de la poutre.
  - St : espacement maximum entre les armatures transversales, il est donné comme suit :
    - St ≤ h/2 en Zone courante.
    - St ≤min (h/4 ; 12ϕ) en zone nodale.

Les moments fléchissant ainsi que les sections d'aciers adoptées sont résumés dans les Tableaux suivants :

Tableau V-2 : Ferraillage longitudinal des poutres principales

	Niveau	position	Mu (KN.m)	N élément	combinaison	A' (cm2)	Amin (cm²)RPA	Achoisie (cm2)
Intermédiaire	Terrasse	Travée	118.63	1873	0.8G+Edx	0	10.3	7HA14=10.78
		Appui	-142.01	1873	G+Q+Edx	0	6.4	5HA14=7.70
	Etages	Travée	88.66	1728	G+Q+Edx	0	6.2	5HA14=7.70
		Appui	-100.91	1806	G+Q+Edx	0	7.2	5HA14=7.71
	sous sol	Travée	59.65	1719	0.8G+Edx	0	4.1	3HA14=4.62
		Appui	78.63	1945	1.35G+1.5Q	0	6.5	5HA14=7.70
Rive	Terrasse	Travée	64.42	1976	0.8G+Edx	0	4.5	3HA14=4.62
		Appui	-94.58	1786	G+Q+Edx	0	6.7	6HA14=9.24
	Etages	Travée	43.45	1736	G+Q+Edx	0	3	5HA14=7.71
		Appui	-52.72	1736	G+Q+Edx	0	6.5	5HA14=7.70
	sous sol	Travée	38.6	1626	1.35G+1.5Q	0	3.1	5HA14=7.71
		Appui	-56.86	1626	1.35G+1.5Q	0	4.6	5HA14=7.72

Tableau V-3 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaires

Niveau	position	Mu (KN.m)	No élément	combinaison	A' (cm2)	Acalcul (cm2)	Achoisie (cm2)
Terrasse	Appui	-145.47	196	G+Q+Edy	0	17	12HA14=18.47
Etages	Appui	-90.55	218	G+Q+Edy	0	9.4	8HA14=12.32
sous sol	Appui	-47.77	220	G+Q+Edy	0	4.6	6HA14=9.24

V.2.2. Vérification des contraintes à l'état limite de service :

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire.
Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous Mser :

- Béton : La contrainte admissible du béton est donnée par la formule :
  $\overline{\sigma_b}$ = 0,6 fc28=15 MPa . et on doit vérifier que $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$.

- Acier : on considère que la fissuration est préjudiciable, donc :
  $\overline{\sigma_s}$ = min ((2/3)*fe ; 110 $\sqrt{\eta \times f_{tj}}$)=202 Mpa et on doit vérifier que $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$.

Tableau V-4 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales

	Niveau	position	Ms (KN.m)	No élément	combinaison	Achoix (cm2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$ $\sigma_s \leq [\sigma_s]$
Intermédiaire	Terrasse	Travée	44.34	1710	G+Q	10.78	6.1		oui
		Appui	-60.33	1937	G+Q	7.7			
	Etages	Travée	38.11	1891	G+Q	7.7	5		oui
		Appui	-44.81	1891	G+Q	7.71			
	sous sol	Travée	42.32	1945	G+Q	4.62	5.9		oui
		Appui	-55.97	1945	G+Q	7.7			
Rive	Terrasse	Travée	32.16	1787	G+Q	4.62	3.3	102.6	oui
		Appui	-26.69	1976	G+Q	9.24			
	Etages	Travée	31.78	1736	G+Q	7.71	3.2	98.3	oui
		Appui	-25.57	1735	G+Q	7.7			
	sous sol	Travée	27.63	1626	G+Q	7.71	4.5	154.9	oui
		Appui	-40.7	1626	G+Q	7.72			

Tableau V-5 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires

Niveau	position	Ms (KN.m)	N élément	combinaison	Achoix (cm2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$ $\sigma_s \leq [\sigma_s]$
Terrasse	Appui	-33.17	2337	G+Q	18.47	6.1	164.6	oui
Etages	Appui	-26.08	2183	G+Q	12.32	5.3	171.3	oui
sous sol	Appui	-11.22	2174	G+Q	9.24	1.8	49.5	oui

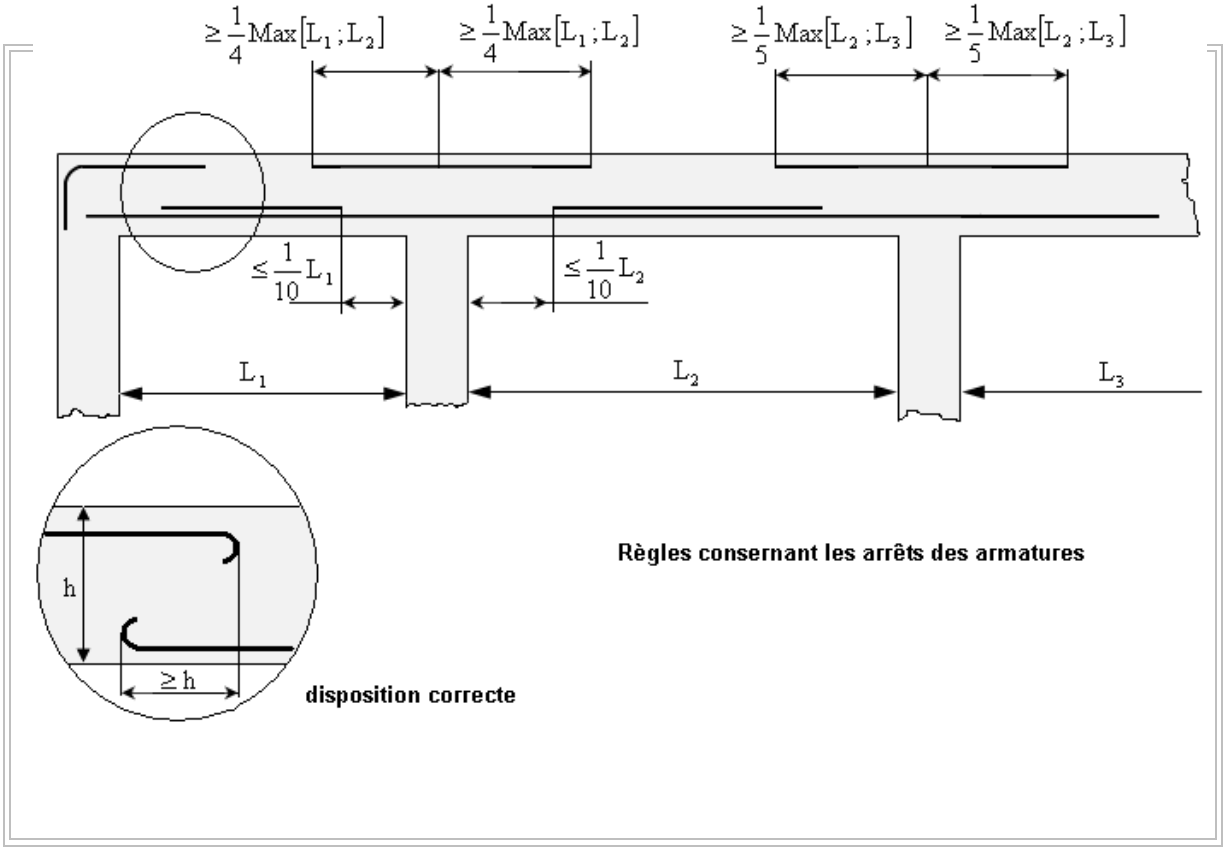


Figure V-1 : Disposition des armatures pour les poutres

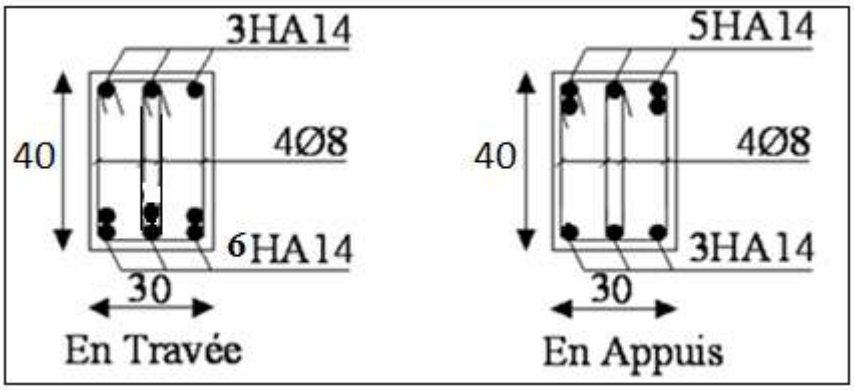


Figure V-2 : Ferraillage des poutres principales intermédiaires de terrasse

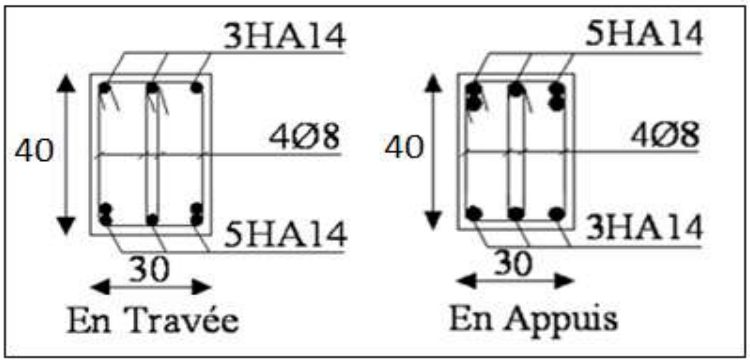


Figure V-3 : Ferraillages des poutres principales intermédiaires des étages

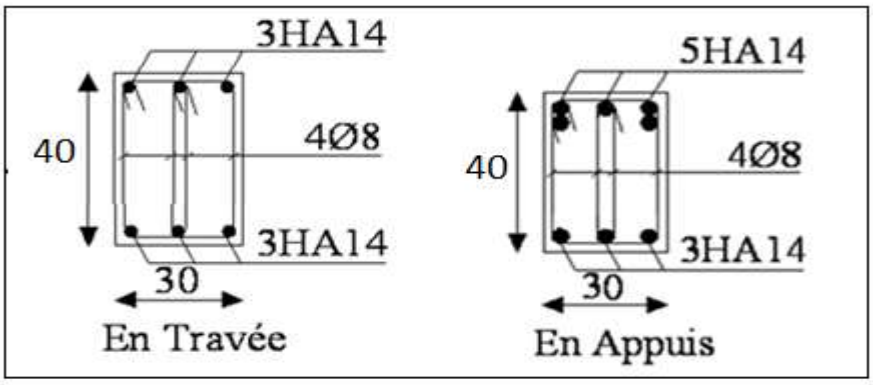


Figure V-4 : Ferraillages des poutres principales intermédiaires du sous sol

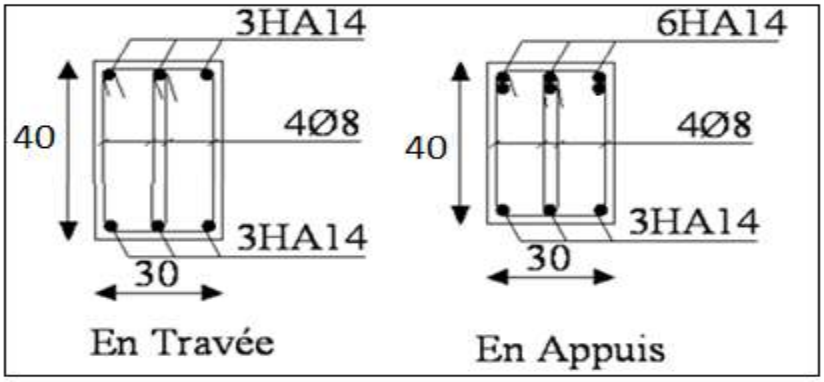


Figure V-5 : Ferraillages des poutres principales de rive de terrasse

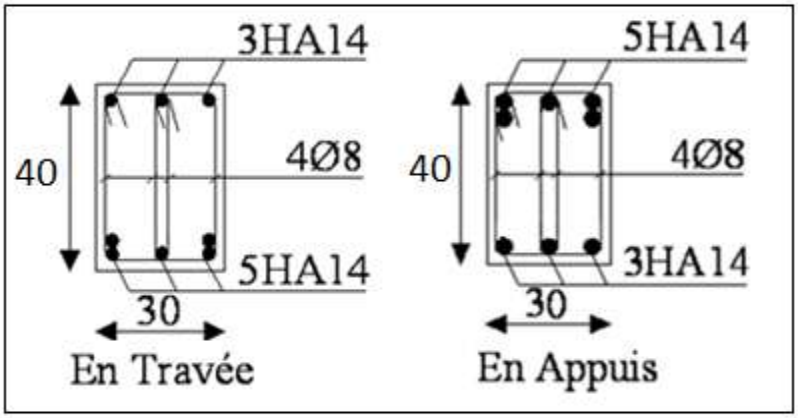


Figure V-6 : Ferraillages des poutres principales de rive d'etage

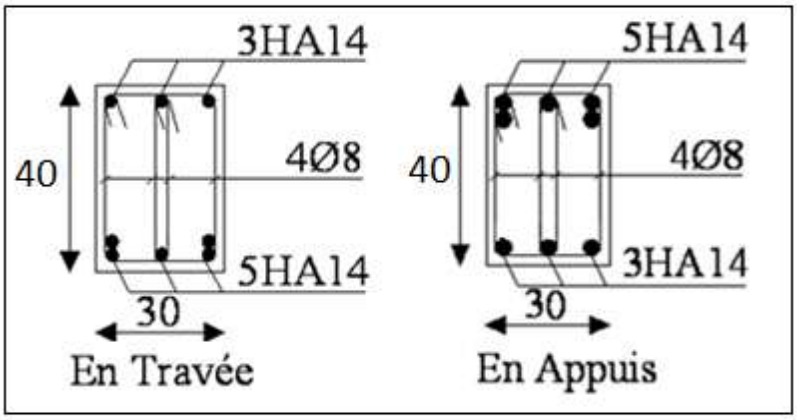


Figure V-7 : Ferraillages des poutres principales de rive du sous sol

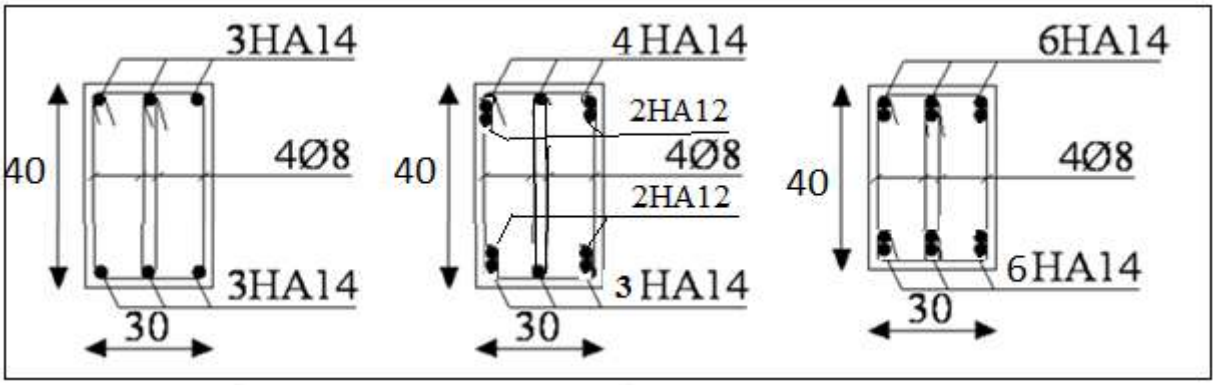


Figure V-8 : Ferraillages des poutres secondaires de terrasse et des étages et sous sol

V.2.3. Vérification des poutres selon les conditions RPA et CBA :

Il faut vérifie que :

- A tendue ≥ Amin CBA
- A Travée ≥ Amin RPA et A Travée ≤ Amax RPA
- A appui ≥ Amin RPA et A appui ≤ Amax RPA

Tableau V-6 : vérification des poutres principales selon la condition CBA

	Niveau	position	A_{choix} (cm2)	A_{min} (cm2)CBA	vérification
Intermédiaire	Terrasse	Travée	10.78	1.5	cv
		Appui	7.7	1.5	cv
	Etages	Travée	7.7	1.5	cv
		Appui	7.7	1.5	cv
	sous sol	Travée	4.62	1.5	cv
		Appui	7.7	1.5	cv
Rive	Terrasse	Travée	4.62	1.5	cv
		Appui	9.24	1.5	cv
	Etages	Travée	7.7	1.5	cv
		Appui	7.7	1.5	cv
	sous sol	Travée	7.7	1.5	cv
		Appui	7.7	1.5	cv

Tableau V-7 : vérification des poutres principales selon les conditions RPA

	Niveau	position	A_{choix} (cm2)	A_{min} (cm2)RPA	A_{max} (cm2)RPA	vérification
Intermédiaire	Terrasse	Travée	15.39	6	72	cv
		Appui	12.32	6	48	cv
	Etages	Travée	12.32	6	72	cv
		Appui	12.32	6	48	cv
	sous sol	Travée	9.24	6	72	cv
		Appui	12.32	6	48	cv
Rive	Terrasse	Travée	9.24	6	72	cv
		Appui	9.24	6	48	cv
	Etages	Travée	12.32	6	72	cv
		Appui	12.32	6	48	cv
	sous sol	Travée	12.32	6	72	cv
		Appui	12.32	6	48	cv

Tableau V-8 : vérification des poutres secondaires selon la condition CBA

Niveau	position	A_{choix} (cm2)	A_{max} (cm2)CBA	vérification
Terrasse	Appui	18.47	1.2	cv
Etages	Appui	12.32	1.2	cv
sous sol	Appui	9.24	1.2	cv

Tableau V-9 : vérification des poutres secondaires selon les conditions RPA

Niveau	position	Achoix (cm2)	Amin (cm2)RPA	Amax (cm2)RPA	vérification
Terrasse	Appui	18.47	4.5	54	cv
Etages	Appui	12.32	4.5	54	cv
sous sol	Appui	9.24	4.5	54	cv

V.2.4. Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants :

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d}$$

- T_u: effort tranchant

Tableau V-10 : Calcule de τ_u

	poutres de rive	poutres intermédiaires
Fissuration	la fissuration est préjudiciable	la fissuration est peu nuisible
$\bar{\tau}_u$	$\min\left[0.15\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 4MPa\right]$	$\min\left[0.2\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 5MPa\right]$
situation durable	$\bar{\tau}_u = 2.5$ MPa	$\bar{\tau}_u = 3.3$ MPa
Situation accidentelle	$\bar{\tau}_u = 3.26$ MPa	$\bar{\tau}_u = 4.34$ MPa

Tableau V-11 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales

	Niveau	position	Vu (KN)	N élément	combinaison	τu (Mpa)	$\bar{\tau}_u$(Mpa)	τu≤ $\bar{\tau}_u$
interm	Terrasse	Appui	163.04	11.00	G+Q+Edx	1.43	4.34	CV
	Etages	Appui	101.49	1806.00	G+Q+Edx	0.89	4.35	CV
	sous sol	Appui	131.42	1945.00	1.35G+1.5Q	1.16	3.33	CV
Rive	Terrasse	Appui	81.60	492.00	G+Q+Edx	0.72	3.26	CV
	Etages	Appui	69.50	218.00	1.35G+1.5Q	0.61	2.50	CV
	sous sol	Appui	94.97	1626.00	1.35G+1.5Q	0.83	2.50	CV

Tableau V-12 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires

Niveau	position	Vu (KN)	N élément	combinaison	τu (Mpa)	$\bar{\tau}_u$ (Mpa)	τu≤ $\bar{\tau}_u$
Terrasse	Appui	122.84	11.00	G+Q+Edy	1.08	4.34	CV
Etages	Appui	78.78	1806.00	G+Q+Edy	0.69	4.35	CV
sous sol	Appui	45.77	1945.00	G+Q+Edy	0.40	3.33	CV

V.2.5. Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi est de type ronds lisses de nuance FeE235 .
L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être le plus faible des valeurs suivantes :

D'après RPA 99 version 2003 Art 7.5.2.2 :

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{S_t} \geq 0.003 \times b & \text{: Zone nodale} \\ S \leq Min(\dfrac{h}{4} et 12\varphi) & \text{: Zone courante} \\ S' \leq \dfrac{h}{2} \end{cases}$$

D'après CBA 93 :

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0.S_t} \geq \dfrac{\gamma.(\tau_u.0.3.f_{tj}.K)}{0.9.f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)} \\ S_t \leq Min(0.9d\,;\quad 40cm) \\ \dfrac{A_t.f_e}{b.S_t} \geq 0.4MPa \end{cases}$$

Les valeurs des sections d'armatures transversales (At) ainsi que leurs espacements (St) pour chaque poutre sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V-13 : Calcule d'armatures transversales ainsi leur espacement

Section	τ_u (Mpa)	CBA 93		RPA 99			$S_{t\ adopté}$ (cm)		$A_{t\ choisie}$ (cm^2)
		S_t (cm)	A_t (cm^2)	S (ZN) (cm)	S'(ZC)(cm)	At (cm^2)	S (ZN) (cm)	S'(ZC)(cm)	
30x50	1.43	33.75	2.01	10	20	0.9	10	20	**2.01=4Φ8**
30x40	1.08	29.25	2.01	8.75	17.5	0.78	10	20	**2.01=4Φ8**

V.2.6. Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes :

- $\dfrac{h}{L} \geq \dfrac{1}{16}$
- $\dfrac{h}{L} \geq \dfrac{1}{10}\dfrac{M_t}{M_0}$
- $\dfrac{A}{b_0 d} \geq \dfrac{4.2}{f_e}$

Avec : $M_t = K*M_0$

- K : est un coefficient rédacteur ($0.75 \leq K \leq 0.85$), on prend K = 0.80.

Tableau V-14 : Vérification de la flèche des poutres

element	1ere condition			2eme condition			3eme condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{Mt}{10Mo}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10Mo}$	$\rho = \frac{A}{bd}$	$\frac{4.2}{fe}$	$\rho \leq \frac{4.2}{fe}$
PP	0.09	0.062	Oui	0.09	0.075	Oui	0. 0045	0.0105	Oui
PS	0.083	0.062	Oui	0.083	0.075	Oui	0.0099	0.0105	Oui

V.3. Ferraillage des poteaux:

Les poteaux sont des éléments verticaux dans le bâtiment et sont supposés reprendre les charges verticales et la totalité des charges horizontales pour les structures auto-stables ou bien une charge horizontale restreinte supérieure à 25% pour les structures contreventées. Leur inertie joue un rôle prépondérant dans la résistance des charges horizontales. Les poteaux sont généralement soumis à la flexion déviée composée.

V .3.1. Détermination des armatures longitudinales :

a. Recommandations des règlements :

- **Selon le CBA**

$$A_t = \min \begin{cases} 4\ cm^2\ pour\ un\ métre \text{ de longueur de parement} \\ 0.1\% \le \dfrac{A_t}{B} \le 5\% \quad B : \text{section de béton comprimé} \end{cases}$$

En plus la Condition de non fragilité :

- **Selon le RPA 99 version 2003 [Art 7.4.2.1]**
  - La Zone nodale est bornée par la face supérieur du plancher et h'.

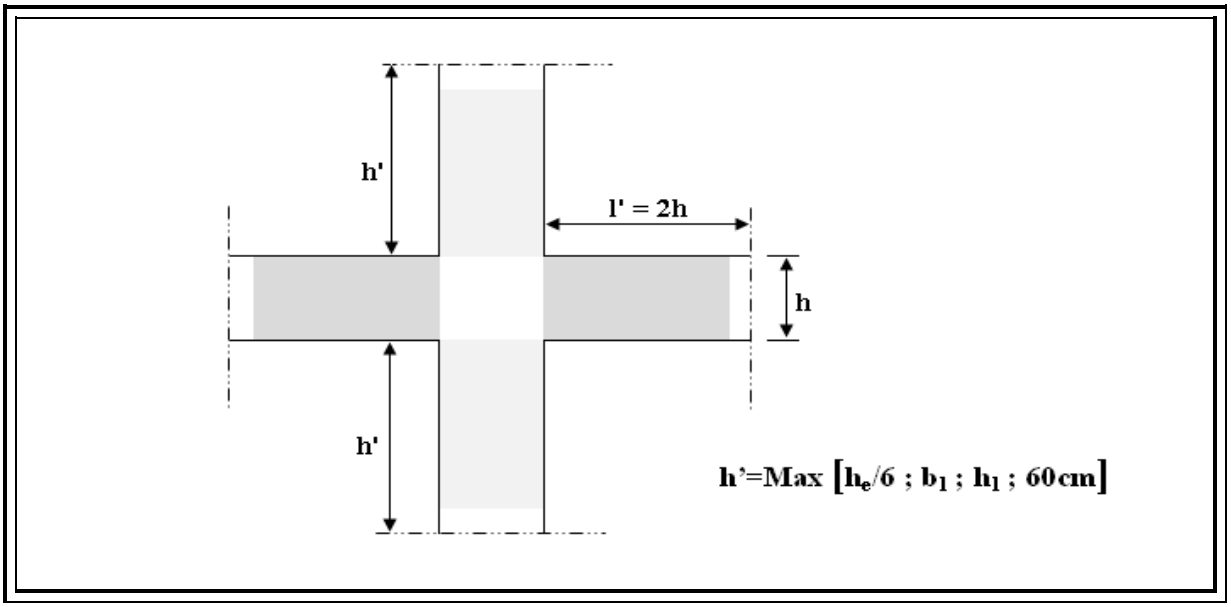


Figure V-9 : définition de la zone nodale dans les poteaux

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage est limité en zone III par:

$$0{,}9\% \le \frac{A_\ell}{b.h} \le 3\% \ : \text{En zone courante}$$

$$0{,}9\% \le \frac{A_\ell}{b.h} \le 6\% \ : \text{En zone de recouvrement.}$$

- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de : 50 Φ en zone III.

- La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser : 20 cm en zone IIb.
- pour la zone nodale dans les poteaux, les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous.
  - he : la hauteur d'étage.

b. Sollicitations extrêmes de ferraillage :

Pour équilibrer l'effort normal et le moment de flexion, nous pouvons avoir les trois cas extrêmes suivant :

- 1^{er} cas : (Mmax ; N_{corr}).
- 2^{eme} cas : (Nmax ; M_{corr}).
- 3^{eme} cas : (Nmin ; M_{corr}).

c. Etat limite de stabilité de forme

Pour régler le problème du flambement dans la flexion composée il faut tenir compte des trois excentricités ; pour cela on déterminera un nouveau moment de flexion M supposé être appliqué au centre de gravité de la section du béton seul :

- e_1 : Excentricité du 1^{er} ordre provoqué par le moment de flexion égale à :

- e_2 : Excentricités du 2^{eme} ordre, due aux actions de déformation telle que le retrait et le fluage, elle tient compte le problème de flambement.

Avec :

- ✓
- ✓
  - ✓ Lf : longueur de flambement.
  - ✓ h: hauteur totale de la section dans la direction de flambement.
- e_a : Excentricité additionnelle, due aux imperfections géométriques, avec ℓ_0 sa longueur libre.

d. Détermination des armatures à l'ELU de résistance :

- Situation durable
  - Béton: $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 14.2$ MPa.
  - Acier: $\gamma_s = 1.15$; FeE 400 ; $\sigma_s = 348$ MPa.
- Situation accidentelle
  - Béton: $\gamma_b = 1.15$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 18.5$ MPa.
  - Acier: $\gamma_s = 1$; FeE 400 ; $\sigma_s = 400$ MPa.

Avec :

Les résultats du calcul des armatures de résistance sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V-15 : Efforts et sections d'acier adoptées pour les poteaux carrés.

Niveaux	Cas	N	Mx	My	situation	As1	As2	sec	Amin (RPA)	Achosi (cm^2)	Afinal (cm^2)
s.sol (50x50)	Nmax→M corr	1740.80	-0.98	-3.42	durab	2.0	1.20	SPC	14.4	14.4	8HA16 = 16.08
	Mmax→N corr	250.00	-21.56	-1.44	accid	2.0	1.20				
	Nmim→M corr	-214.52	1.09	3.88	accid	1.6	1.60				
RDC (50x50)	Nmax→M corr	1523.16	0.60	-13.46	durab	2.00	1.20	SPC			
	Mmax→N corr	553.64	49.34	5.50	accid	2.00	1.20	SPC			
	Nmim→M corr	-107.78	-7.08	15.38	accid	1.60	1.6	SPC			
1 (50x50)	Nmax→M corr	1325.96	6.96	-19.29	durab	2.00	1.20	SPC			
	Mmax→N corr	552.54	60.11	-9.40	accid	2.00	1.20	SPC			
	Nmim→M corr	-120.08	-10.87	29.77	accid	1.60	1.90	SPC			
2 (45x45)	Nmax→M corr	1020.22	3.17	-5.75	durab	1.8	1.1	SPC	11.02	11.02	8HA14 = 12.32
	Mmax→N corr	46.48	52.56	-7.50	accid	3.4	0.3	SPC			
	Nmim→M corr	-112.98	-8.12	26.14	accid	1.6	1.9	SPC			
3 (45x45)	Nmax→M corr	884.38	6.08	-15.28	durab	1.8	1.1	SPC			
	Mmax→N corr	611.24	-6103	8.34	accid	1.8	1.1	SPC			
	Nmim→M corr	-97.42	-8.38	27.83	accid	1.4	2.0	SPC			
4 (45x45)	Nmax→M corr	682.91	5.16	-16.06	durab	1.8	1.1	SPC			
	Mmax→N corr	299.67	71.04	-10.33	accid	2.6	2.0	SPC			
	Nmim→M corr	-76.58	-9.81	32.07	accid	1.20	2.3	SPC			
5 (40x40)	NmaxM→ corr	485.69	2.82	-11.38	durab	1.5	0.9	SPC	8.01	8.01	8HA12 = 9.05
	Mmax→N corr	240.45	8.04	46.86	accid	0.5	1.9	SPC			
	Nmim→M corr	-56.46	-6.81	20.26	accid	0.2	2.6	SPC			
6 (40x40)	Nmax→M corr	293.91	2.47	-13.41	durab	1.5	0.9	SPC			
	Mmax→N corr	268.62	-8.73	-48.75	accid	0.5	1.9	SPC			
	Nmim→M corr	-45.80	-8.96	19.58	accid	0.9	1.6	SPC			
7 (40x40)	Nmax→M corr	133.95	4.56	7.85	durab	1.5	0.9	SPC			
	Mmax→N corr	45.86	11.55	56.28	accid	1.3	3.8	SPC			
	Nmim→M corr	-21.75	-9.26	21.58	accid	0.8	1.6	SPC			

S.P.C : section partiellement comprimée.

S.E.C : section entièrement comprimée.

S.E.T : section entièrement tendue.

e. Vérification des contraintes à l'ELS :

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales (tout en respectant les sections minimales exigées par les règlements), on passe à la vérification des contraintes à l'ELS, sous les sollicitations Mser, Nser selon les règles CBA93.

On doit vérifier les contraintes du béton et d'acier avec les contraintes admissibles suivantes :

- Section entièrement comprimée :

- Section partiellement comprimée :

Il faut vérifier :

- Pour la fissuration peu nuisible : $\sigma_b \leq [\sigma_b]=0.6.f_{c28}=15MPa$
- Pour la fissuration préjudiciable: $\sigma_b \leq [\sigma_b]=0.6.f_{c28}=15MPa$

et $\sigma_s \leq [\sigma_s]=201.63MPa$

Les résultats de vérification seront représentés dans le tableau suivant :

Tableau V-16: vérification des armatures à ELS des poteaux

Niveaux	Cas	N	Mx	My	situation	As1	As2	sec	бb	бs	
s.sol (50x50)	Nmax→M corr	1267.57	-0.64	-2.47	G+Q	8.04	8.04	SPC	6.5	95.4	cv
	Mmax→N corr	22.86	15.74	-1.11	G+Q	8.04	8.04	SPC	1.4	14.6	cv
	Nmim→M corr	22.86	15.74	-1.11	G+Q	8.04	8.04	SPC	1.4	14.6	cv
RDC (50x50)	Nmax→M corr	1112.65	0.54	-9.79	G+Q	8.04	8.04	SPC	6.3	90.9	cv
	Mmax→N corr	639.87	24.93	1.97	G+Q	8.04	8.04	SPC	4.8	65.4	cv
	Nmim→M corr	545.26	-12.63	1.74	G+Q	8.04	8.04	SPC	3.4	49.1	cv
1 (50x50)	Nmax→M corr	968.40	5.16	-14.08	G+Q	8.04	8.04	SPC	6.2	86.9	cv
	Mmax→N corr	515.44	-14.97	23.67	G+Q	8.04	8.04	SPC	5.00	67.0	cv
	Nmim→M corr	456.75	-19.35	0.11	G+Q	8.04	8.04	SPC	3.2	46.6	cv
2 (45x45)	Nmax→M corr	802.15	4.83	-8.89	G+Q	6.16	6.16	SPC	6.7	93.9	cv
	Mmax→N corr	440.14	12.92	19.27	G+Q	6.16	6.16	SPC	6.3	79.0	cv
	Nmim→M corr	374.47	-15.82	-1.71	G+Q	6.16	6.16	SPC	3.8	54	cv
3 (45x45)	Nmax→M corr	646.40	4.41	-11.07	G+Q	6.16	6.16	SPC	5.9	80.5	cv
	Mmax→N corr	373	14.78	-21.04	G+Q	6.16	6.16	SPC	6.3	77.6	cv
	Nmim→M corr	296.18	-17.40	-3.28	G+Q	6.16	6.16	SPC	3.7	50.6	cv
4 (45x45)	Nmax→M corr	499	3.74	-11.64	G+Q	6.16	6.16	SPC	4.9	66.2	cv
	Mmax→N corr	246.17	-11.06	25.23	G+Q	6.16	6.16	SPC	6.1	72.8	cv
	Nmim→M corr	220.30	-21.77	-4.96	G+Q	6.16	6.16	SPC	4	52.9	cv
5 (40x40)	Nmax→M corr	355.03	204	-8.25	G+Q	4.52	4.52	SPC	5	65.3	cv
	Mmax→N corr	169.37	-6.89	19.04	G+Q	4.52	4.52	SPC	7.4	80.2	cv
	Nmim→M corr	148.66	-15.34	-4.48	G+Q	4.52	4.52	SPC	4.7	58.8	cv
6 (40x40)	Nmax→M corr	215.07	1.78	-9.72	G+Q	4.52	4.52	SPC	4	49.2	cv
	Mmax→N corr	130.45	-13.65	22	G+Q	4.52	4.52	SPC	10.2	105.5	cv
	Nmim→M corr	78.94	-18.57	-4.25	G+Q	4.52	4.52	SPC	5.4	62.7	cv
7 (40x40)	Nmax→M corr	98.38	3.32	5.77	G+Q	4.52	4.52	SPC	2.6	29.7	cv
	Mmax→N corr	34.67	11.26	25.97	G+Q	4.52	4.52	SPC	11.5	103.8	cv
	Nmim→M corr	28.52	22.05	-7.49	G+Q	4.52	4.52	SPC	7.1	63.7	cv

V.3.2 Détermination des armatures transversales

a. Calcul de la contrainte de cisaillement τu

La contrainte tangentielle τ_u dans les poteaux est conventionnellement prise égale à :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$$

Avec :

- Vu : la valeur de l'effort tranchant, vis-à-vis de l'état limite ultime (Tu).
- b_o : la largeur de poteau.
- d : la hauteur utile (d = h - c).

b. Contrainte tangente admissible

La contrainte tangente limite $\overline{\tau_u}$ a pour valeur :

❖ **Selon le CBA93**

Armatures droites (α = 90°)
Fissuration peu nuisible :

$$\overline{\tau_u} = Min\left[0{,}2\frac{f_{c28}}{\gamma_b};5\,MPa\right] = \begin{cases}\overline{\tau_u} = 3{,}33\,MPa \rightarrow \text{situation durable}\\ \overline{\tau_u} = 4{,}32\,MPa \rightarrow \text{situation accidentelle}\end{cases}$$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\overline{\tau_u} = Min\left[0{,}15\frac{f_{c28}}{\gamma_b};4\,MPa\right] = \begin{cases}\overline{\tau_u} = 2{,}50\,MPa \rightarrow \text{situation durable}\\ \overline{\tau_u} = 3{,}26\,MPa \rightarrow \text{situation accidentelle}\end{cases}$$

❖ **Selon le RPA.99 version 2003 [2 : 7.4.3.2]**

Le RPA fixe la contrainte admissible par :

$$\tau_{bu} = \rho_d\, f_{c28}$$

$$\rho_d = \begin{cases}0{,}075 & \text{si } \lambda \geq 5\\ 0{,}04 & \text{si } \lambda < 5\end{cases}$$

Avec : λ c'est l'élancement d'un poteau égale à :

$$\left.\begin{aligned}\lambda &= \frac{\ell_f}{i}\\ i &= \sqrt{\frac{I}{B}}\end{aligned}\right\}$$ Pour une section carrée de coté ''a'' l'élancement a pour valeur :

$$\lambda = \frac{\ell_f}{a}\sqrt{12} \approx 3{,}46\frac{\ell_f}{a}$$

c. Vérifications des contraintes tangentielles

Les contraintes de cisaillement dans le poteau le plus sollicité suivant les deux directions sont représentées dans le tableau suivant et la fissuration est peu nuisible :

Tableau V-17 : Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux

Section	situation	Vu (kN)	τu (MPa)	□	ρd	[τu]RPA (MPa)	[τu]CBA (MPa)	τu ≤ [τu]
(50x50)	accid	36.54	0.24	19.58	0.075	1.875	4.32	cv
(45x45)	accid	42.70	0.38	22.37	0.075	1.875	4.32	cv
(40x40)	accid	33.19	0.4	26.10	0.075	1.875	4.32	cv

d. Calcul des armatures transversales

Les armatures transversales disposées dans un poteau ont pour rôles :

- Equilibrer l'effort tranchant.
- Permettre le positionnement des armatures longitudinales.
- Empêcher le gonflement du béton.
- Empêcher le flambement des armatures.

❖ **Selon le CBA93**

- Les armatures transversales doivent entourer les barres longitudinales, leur $Ø_t$ est donné par la relation :

  ➢ $\Phi_{□}$: étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

- $A_t=n_t.a_t$: avec n_t est le nombre des barres transversales.

- Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante :

- Avec dans le cas de la flexion composée.

- $S_t \leq$ Min [0.9d, 40cm]
  et :

❖ **Selon le RPA99 version 2003**

$$A_t = \frac{\rho_a \cdot S_t \cdot T_u}{h_1 \cdot f_e}$$

- **T_u**: effort tranchant de calcul.
- **h_1**: hauteur de la section du poteau.
- **S_t**: espacement des armatures transversales $S_t \leq \begin{cases} 10 \text{ cm} & \text{(Z.N)} \\ \text{Min}(b_1/2, h_1/2, 10\varphi_\ell) & \text{(Z.C)} \end{cases}$
- Avec: φ_l: diamètre minimale des armatures longitudinale du poteau.

- ρ : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant en prenant λ_g l'élancement géométrique du poteau :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a}\sqrt{12}$$

$$\begin{cases} \rho = 2.5 & \text{si } \lambda_g \geq 5. \\ \rho = 3.75 & \text{dans les cas contraires.} \end{cases}$$

- La quantité d'armatures transversales minimale $A_t/(S_t * b)$ en % est donnée comme suit :

$$\begin{cases} 0.3\% & \text{si } \lambda_g \geq 5. \\ 0.8\% & \text{si } \lambda_g \leq 3. \end{cases}$$

- Les cadres et les étriers doivent êtres fermés par des crochets à 135^o ayant une longueur droite de $10\phi_t$ minimum.

- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants ($c_{heminées}$ >12cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

Application des recommandations

Les résultats en respectant les conditions précédentes sont : (f_e =400MPa)

Tableau V-18 : les armatures transversales et leurs espacements

section	Vu (kN)	λg	ρ	Zone	St calcu (cm)	St finale (cm)	At cal (mm²)	At min (mm²)	choisi
(50x50)	36.54	5.65	6.54	zc	13.81	12	1.78	1.44	4Ø8
				zn	10	8	1.19	0.96	
(45x45)	33.19	6.12	2.5	zc	14	15	1.32	1.26	4Ø8
				zn	10	10	0.88	0.84	
(40x40)	42.70	7.14	2.5	zc	12	15	0.85	1.08	4Ø8
				zn	13	10	0.57	0.72	

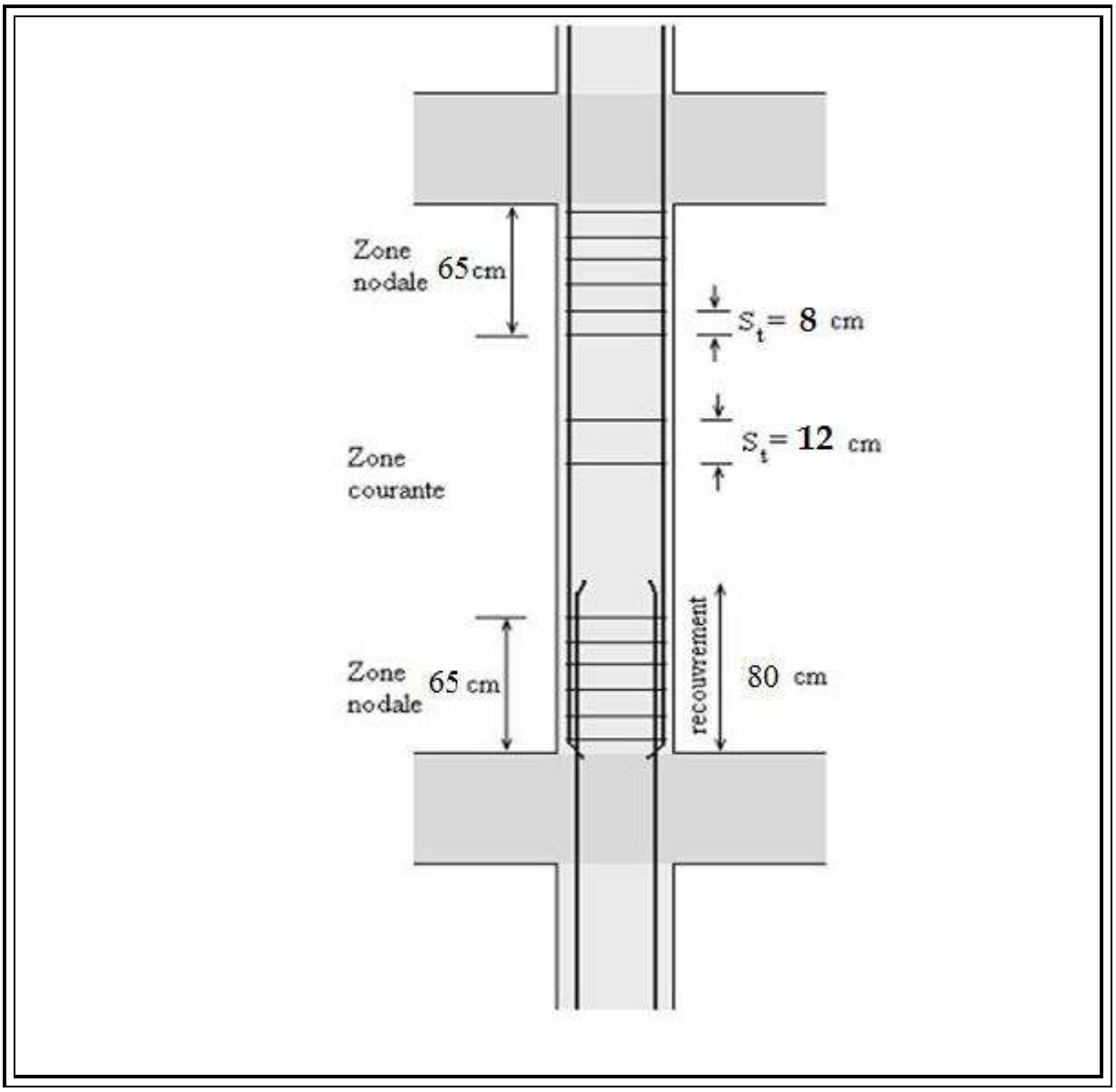


Figure V-10 : Ferraillage des poteaux des étages 1, RDC, SS

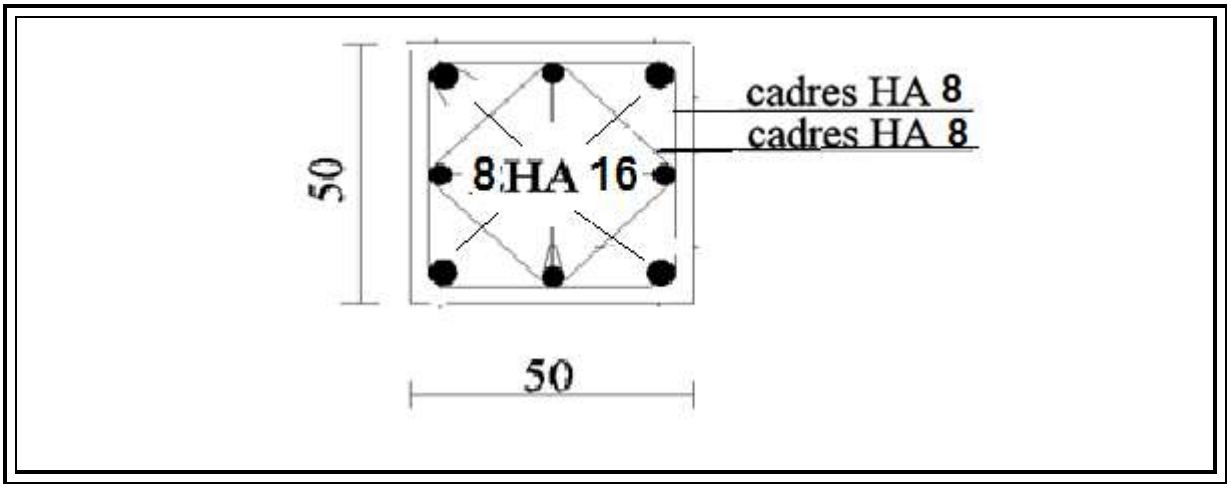


Figure V-11 : Ferraillage des poteaux (50×50)

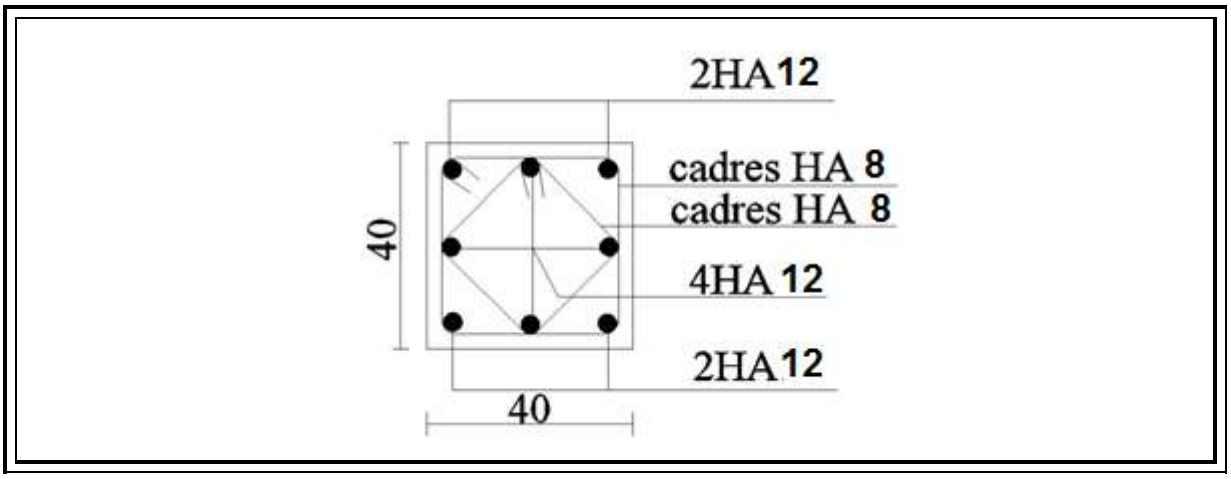
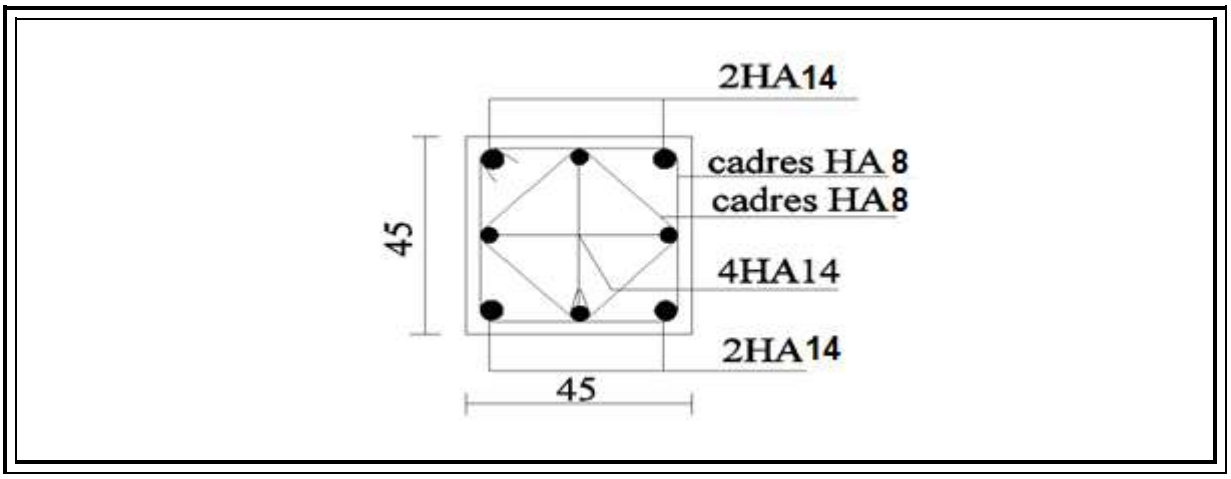


Figure V-12 : Ferraillage des poteaux (40×40)



Figure

Figure V -13 : Ferraillage des poteaux (45×45)

V.4.Ferraillage des voiles :

V.4.1.Introduction :

Les voiles sont des éléments verticaux porteurs, dans notre bâtiment, sont utilisés comme des éléments de contreventement dans les deux directions orthogonales, et sont disposés de façon à :

- Reprendre une charge verticale suffisante pour assurer leur stabilité.
- Assurer une transmission directe des forces aux fondations.
- Minimiser les effets de torsion.

Les éléments de contreventement devraient présenter une configuration régulière et former un système continu et cohérent aussi monolithique que possible ; par ailleurs, cesystème doit être suffisant de façon à assurer une marge importante entre la limited´élasticité et le seuil de rupture de la structure. Les voiles sont des pièces sollicitées en flexion composée avec effort tranchant ; ondevra disposer du ferraillage suivant :

- Les aciers verticaux.
- Les aciers longitudinaux.
- Les aciers transversaux

V.4.2. Les voiles pleins :

Le ferraillage 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.

V.4.3.Voiles avec files d'ouvertures :

V.4.3.1. Les trumeaux :

Les trumeaux seront sollicités comme des refends pleins en flexion composée.
Afin de reprendre tous les efforts appliqués sur les voiles, on doit avoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Le calcul sera mené à l'état limite ultime.

V.4.3.2. Les linteaux :

Les linteaux sont calculés en flexion simple (avec les efforts M, V), on devra disposer :

- Des aciers longitudinaux de flexion " A_l".
- Des aciers transversaux " A_t".
- Des aciers en partie courante (aciers de peau).

V.4.4. Méthode de calcul :

On définit un voile par sa section " S ", son moment d'inertie " I " par rapport à son centre de gravité " G ", il est soumis à un effort normal ultime " N " et un moment " M ".
Pour les voiles, nous utilisons le calcul en flexion simple et composé

V.4.4.1. Recommandations des règlements :

A- Armatures verticales :

❖ **Selon le CBA 93 :**

- $A_{ver} \leq 0.4 cm^2$ pour un mètre de parement
- $0.1\% \leq \quad \leq 5\%$

Avec :

- a = l'épaisseur du voile
- b = la largeur de la zone tendue

❖ **Selon le RPA 99 Version2003 [Art 7.7.4]:**

$A_v = 0.2\% B_t$ dans la section tendue du voile.
$A_v = 0.15\% B$ dans la section globale du voile.
$A_v = 0.10\% B$ dans la section courante.

Avec :

- B : section du voile.
- a : épaisseur du voile.
- φ_{ver} : diamètre vertical.

B- Armatures horizontales :

Le voile doit avoir des armatures horizontales (A_h) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de supporter l'effort tranchant " V ".

❖ **Selon le CBA 93[2]:**

Diamètre maximal des armatures horizontales : **≤ min [; ;]**

Espacement des armatures horizontales:

- $S_h \leq$ min [0.9d ; 40cm]
- $\geq$ 0.4 Mpa
- $S_h \leq$

La contrainte limites de cisaillement :

$\leq$

Où : = avec : $V=1.4V_{u\ calculé}$

$= 0.2f_{c28}$

Avec :

- **:** Contrainte de cisaillement.
- : Contrainte de cisaillement admissible.
- A_h : section d'armatures horizontales.
- d = 0.9 h : hauteur utile.

❖ **Selon le RPA 99 Version 2003[1]:**

$\varphi_h \leq$

$S_h \leq$

$S_h \leq$ min [1.5a; 30cm]

C- Armatures transversales :

Ce sont des armatures ronds lisses de FeE 235 de nuance, elles sont perpendiculaires aux faces du refend, elles relient les deux nappes d'armatures (verticales et horizontales, il faut disposer au moins quatre épingles par mètre carré du voile.

V.4.4.2. Recommandations pour les voiles et les trumeaux :(RPA 99 [1] et CBA 93[2])

La longueur de recouvrement doit être égale :

-40 Φ : pour les barres situées dans les zones où le renversement de signes des efforts est possible.

-20 Φ : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

-Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau.

-Espacement des armatures verticales.

$S_v \leq$ min [1.8a ; 30cm]

S_v = S_v(zone courante)

(zone d'extrémité)

Les barres horizontales doivent être munies de crochets de 135°, ayant une longueur de 10 Φ, pour les trumeaux dans l'extrémité de l'armature.

V.4.5.Ferraillage des voiles pleins :

V.4.5.1.Armatures verticales :

A. Détermination des armatures à l'ELU de résistance :

Tableau .V.19 : Les données de calcul

Situation durable		Situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
γ_b=1.5 Mpa	γ_s =1.15 Mpa	γ_b=1.15 Mpa	γ_s =1 Mpa
f_{c28}=25 Mpa	FeE400	f_{c28}=25 Mpa	FeE400
σ_{bc}=14.2Mpa	σ_s =348Mpa	σ_{bc}=18.5Mpa	σ_s =400Mpa

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU de résistance sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau .V.20 : Calcul des armateurs verticaux des voiles plains sens x

Etage	voile	S (cm^2)	N (KN)	M (KN.m)	Situation	A_{cal} (cm^2)	S_t (cm)	Achoisie(cm^2)
7 et 6 et 5	V_1	20×440	1037.17	1739.27	ACC	18.4	20	**2(24HA10 =18.85)**
	V_2	20×375	951.16	647.85	ACC	15.8	20	**2(21HA10 =16.49)**
4 et 3 et 2	V_1	20×440	2338.13	4098.37	ACC	18.4	20	**2(24HA10 =18.85)**
	V_2	20×375	1873.08	1993.36	ACC	18.4	20	2(24HA10 =18.85)
SS et RDC et 1	V_1	20×440	3595.65	1950.65	ACC	18.4	20	**2(24HA10 =18.85)**
	V_2	20×375	2320.04	2729.13	ACC	13.8	20	**2(18HA10 =14.4)**
	V_3	20×325	2804.75	342.26	ACC	13.8	20	**2(18HA10 =14.4)**
	V_4	20×325	2155.1	283.99	ACC	13.8	20	**2(18HA10 =14.4)**
	V_5	20×315	2346.62	262.09	ACC	13.8	20	**2(18HA10 =14.4)**
	V_6	20×440	3970.91	1939.27	ACC	18.4	20	**2(24HA10 =18.85)**

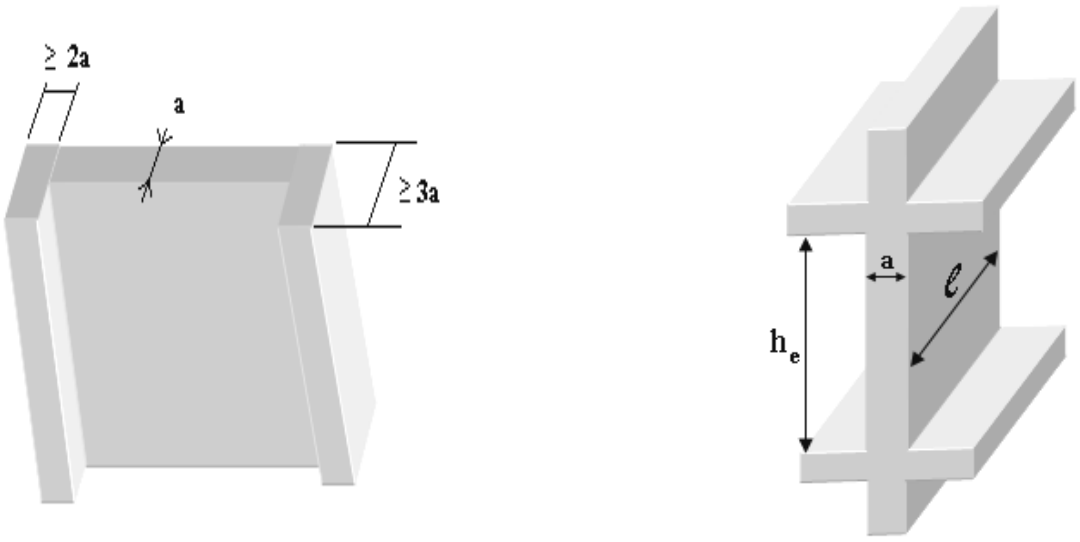


Figure V -14 : Voile en 3D

Tableau .V.21 : Calcul des armateurs verticaux des voiles plains sens y

Etage	voile	S (cm^2)	N (KN)	M (KN.m)	Situation	A_{cal} (cm^2)	S_t (cm)	Achoisie(cm^2)
7 et 6 et 5	V_1	20×90	216.58	164.27	ACC	4.4	20	2(7HA10 =5.5)
	V_2	20×90	188.43	79.81	ACC	4.4	20	2(7HA10 =5.5)
	V_3	20×340	1035.6	917.43	ACC	14.4	20	2(20HA10 =15.71)
	V_4	20×341	1019.6	683.63	ACC	14.4	20	2(20HA10 =15.71)
	V_5	20×420	1160.49	1320.06	ACC	17.6	20	2(24HA10 =18.85)
	V_6	20×170	395.78	173.63	ACC	7.6	20	2(24HA10 =18.85)
	V_7	20×170	449.81	188.03	ACC	7.6	20	2(24HA10 =18.85)
4 et 3 et 2	V_1	20×90	334.22	113.43	ACC	4.4	20	2(7HA10 =5.5)
	V_2	20×90	1384.46	374.71	ACC	4.4	20	2(7HA10 =5.5)
	V_3	20×340	2655.52	2398.84	ACC	14.4	20	2(20HA10 =15.71)
	V_4	20×341	1997.2	2054.72	ACC	14.4	20	2(20HA10 =15.71)
	V_5	20×420	2930.94	3844.51	ACC	17.6	20	2(24HA10 =18.85)
	V_6	20×170	1067.86	346.83	ACC	7.6	20	2(24HA10 =18.85)
	V_7	20×170	1189.73	324.33	ACC	7.6	20	2(24HA10 =18.85)
SS et RDC et 1	V_1	20×100	855.67	221.31	ACC	4.8	20	2(7HA10 =5.5)
	V_2	20×90	470.99	-49.63	ACC	4.4	20	2(7HA10 =5.5)
	V_3	20×100	913.96	410.6	ACC	4.8	20	2(7HA10 =5.5)
	V_4	20×90	3145.94	297.89	ACC	4.4	20	2(7HA10 =5.5)
	V_5	20×341	3766.66	1234.39	ACC	14.4	20	2(20HA10 =15.71)
	V_6	20×420	4068.8	1747.21	ACC	17.6	20	2(24HA10 =18.85)
	V_7	20×110	1227024	499.53	ACC	5.2	20	2(7HA10 =5.5)
	V_8	20×350	3630.72	1776.63	ACC	14.8	20	2(20HA10 =15.71)
	V_9	20×170	2271.62	1368.17	ACC	7.6	20	2(24HA10 =18.85)

Tableau .V.22 : vérification des armateurs verticaux selon la condition RPA et CBA

Etage	voile	S (cm^2)	Achoisie(cm^2)	Amin RPA	Amin CBA	verefication
7 et 6 et 5	V_1	20×440	18.85	13.2	8.8	CV
	V_2	20×375	16.49	11.25	7.5	CV
4 et 3 et 2	V_1	20×440	18.85	13.2	8.8	CV
	V_2	20×375	18.85	11.25	7.5	CV
4 et 3 et 2	V_1	20×440	18.85	13.2	8.8	CV
	V_2	20×375	14.4	11.25	7.5	CV
	V_3	20×325	14.4	11.25	7.5	CV
	V_4	20×325	14.4	9.75	6.5	CV
	V_5	20×315	14.4	9.75	6.5	CV
	V_6	20×440	18.85	9.45	6.3	CV

Etage	voile	S (cm^2)	Achoisie(cm^2)	Amin RPA	Amin CBA	verefication
7 et6 et5	V_1	20×90	5.5	1.35	1.8	CV
	V_2	20×90	5.5	1.35	1.8	CV
	V_3	20×340	15.71	5.1	6.8	CV
	V_4	20×341	15.71	5.1	6.8	CV
	V_5	20×420	18.85	6.3	8.4	CV
	V_6	20×170	18.85	2.55	3.4	CV
	V_7	20×170	18.85	2.55	3.4	CV
4 et3 et2	V_1	20×90	5.5	1.35	1.8	CV
	V_2	20×90	5.5	1.35	1.8	CV
	V_3	20×340	15.71	5.1	6.8	CV
	V_4	20×341	15.71	5.1	6.8	CV
	V_5	20×420	18.85	6.3	8.4	CV
	V_6	20×170	18.85	2.55	3.4	CV
	V_7	20×170	15.85	2.55	3.4	CV
SS et RDC et 1	V_1	20×100	5.5	1.5	2	CV
	V_2	20×90	5.5	1.35	1.8	CV
	V_3	20×100	5.5	1.5	2	CV
	V_4	20×90	5.5	1.35	1.8	CV
	V_5	20×341	15.71	5.1	6.8	CV
	V_6	20×420	18.85	6.3	8.4	CV
	V_7	20×110	5.5	1.65	2.2	CV
	V_8	20×350	15.71	5.25	7	CV
	V_9	20×170	18.85	2.55	3.4	CV

B. Vérification des armatures à ELS :

Après le choix des armatures verticales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire.
Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous Mser :

- Béton: La contrainte admissible du béton est donnée par la formule:

  =0,6 fc28=15 Mpa, et on doit vérifier que : ≤

- Acier: on considère que la fissuration est préjudiciable, donc:

  = min [; 110] = 201.63Mpa, et on doit vérifier que : ≤

Tableau .V.23 : Vérification des armatures a ELS des voiles plains x

Etage	voile	S (cm^2)	N	M	Achoisie(cm^2)	σ_b	$\overline{\sigma_b}$	σ_s	$\overline{\sigma_s}$	$\frac{\sigma_b}{\sigma_s} \leq \frac{\overline{\sigma_b}}{\overline{\sigma_s}}$
7 et 6 et 5	V_1	20×440	464.66	-9.53	18.85	0.5	15	7.6	201	CV
	V_2	20×375	873.27	-63.23	16.49	1.2	15	18.1	201	CV
4 et 3 et 2	V_1	20×440	1551.37	-56.75	18.85	1.7	15	25.9	201	CV
	V_2	20×375	1736.45	-108.82	18.85	2.3	15	35.1	201	CV
4 et 3 et 2	V_1	20×440	2355.94	-35.27	18.85	2.6	15	38.4	201	CV
	V_2	20×375	2989.58	-218.91	14.4	4.2	15	62.5	201	CV
	V_3	20×325	1159.7	147.12	14.4	2	15	30.3	201	CV
	V_4	20×325	1733.36	-27.33	14.4	2.6	15	38.5	201	CV
	V_5	20×315	1963.38	26.5	14.4	3	15	44.7	201	CV
	V_6	20×440	1401.14	49.62	18.85	1.6	15	23.4	201	CV

Tableau .V.24 : Vérification des armatures a ELS des voiles plains y

Etage	voile	S (cm^2)	N	M	Achoisie(cm^2)	σ_b	$\overline{\sigma_b}$	σ_s	$\overline{\sigma_s}$	$\frac{\sigma_b}{\sigma_s} \leq \frac{\overline{\sigma_b}}{\overline{\sigma_s}}$
7 et 6 et 5	V_1	20×90	127.51	8.21	5.5	0.9	15	13.2	201	CV
	V_2	20×90	124.41	-13.2	5.5	1	15	15.1	201	CV
	V_3	20×340	878.84	-133.17	15.71	0.5	15	6.8	201	CV
	V_4	20×340	821.67	-52.98	15.71	1.2	15	18.6	201	CV
	V_5	20×420	791.51	-61.24	18.85	1	15	14.5	201	CV
	V_6	20×170	271	-16.61	18.85	0.8	15	12	201	CV
	V_7	20×170	296.84	-20.31	18.85	0.9	15	13.3	201	CV
4 et 3 et 2	V_1	20×90	274.64	1.34	5.5	1.4	15	21.5	201	CV
	V_2	20×90	279.26	1.95	5.5	1.5	15	22.1	201	CV
	V_3	20×340	1631.08	-38.74	15.71	2.3	15	34.9	201	CV
	V_4	20×341	637.58	30.22	15.71	0.9	15	14.1	201	CV
	V_5	20×420	1839.02	54.74	18.85	2.1	15	31.9	201	CV
	V_6	20×170	527.59	-15.21	18.85	1.4	15	21.5	201	CV
	V_7	20×170	575.02	-17.01	18.85	1.6	15	23.5	201	CV
SS et RDC et 1	V_1	20×100	1520.77	-27.19	5.5	7.7	15	114.9	201	CV
	V_2	20×90	357.67	139.23	5.5	6.9	15	98.6	201	CV
	V_3	20×100	367.55	-146.33	5.5	6	15	86.8	201	CV
	V_4	20×90	1783.96	-50.73	5.5	10.6	15	157.6	201	CV
	V_5	20×341	1537.38	27	15.71	2.2	15	32.8	201	CV
	V_6	20×420	1372.98	-88.3	18.85	1.7	15	24.8	201	CV
	V_7	20×110	2228.11	35.38	5.5	10.1	15	151.7	201	CV
	V_8	20×350	1041.36	21.59	15.71	1.4	15	21.6	201	CV
	V_9	20×170	948.37	-119.36	18.85	3.2	15	48.1	201	CV

V.4.5.2. Calcul des armateurs horizontaux :

Tableau .V.25 : Calcul des armateurs horizontaux des voiles pleins.

Etage	voile	e (cm)	h (cm)	V (KN)	τ_b(Mpa)	$\overline{\tau_b}$(Mpa)	$S_{tadoptée}$ (cm)	$A_{choisie}$ (cm^2)
7 et 6 et 5	V_1	20	283	873.52	2.40	5	15	2(19HA10)
	V_2	20	283	333.37	0.92	5	15	2(19HA10)
4 et 3 et 2	V_1	20	283	1430.62	3.93	5	15	2(19HA10)
	V_2	20	283	515.08	1.42	5	15	2(19HA10)
S S et RDC et 1	V_1	20	334	907.44	2.11	5	15	2(22HA10)
	V_2	20	283	1088.54	2.99	5	15	2(22HA10)
	V_3	20	283	1320.04	3.63	5	15	2(22HA10)
	V_4	20	283	462.49	1.27	5	15	2(22HA10)
	V_5	20	283	660.55	1.82	5	15	2(22HA10)
	V_6	20	283	628.61	1.73	5	15	2(22HA10)

Tableau .V.26 : Calcul des armateurs horizontaux des voiles pleins.Y

Etage	voile	e (cm)	h (cm)	V (KN)	τ_b(Mpa)	$\overline{\tau_b}$(Mpa)	$S_{tadoptée}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
7 et 6 et5	V_1	20	288	104.13	0.28	5	15	2(19HA10)
	V_2	20	288	65.07	0.18	5	15	2(19HA10)
	V_3	20	288	572.88	1.55	5	15	2(19HA10)
	V_4	20	288	271.74	0.73	5	15	2(19HA10)
	V_5	20	288	616.17	1.66	5	15	2(19HA10)
	V_6	20	288	108.63	0.29	5	15	2(19HA10)
	V_7	20	288	90.09	0.24	5	15	2(19HA10)
4 et3 et2	V_1	20	288	54.52	0.15	5	15	2(19HA10)
	V_2	20	288	367.73	0.99	5	15	2(19HA10)
	V_3	20	288	830.41	2.24	5	15	2(19HA10)
	V_4	20	288	456.53	1.23	5	15	2(19HA10)
	V_5	20	288	1015.31	2.74	5	15	2(19HA10)
	V_6	20	288	111.06	0.30	5	15	2(19HA10)
	V_7	20	288	114.02	0.31	5	15	2(19HA10)
SS et RDC et 1	V_1	20	339	855.67	1.96	5	15	2(22HA10)
	V_2	20	339	152.26	0.35	5	15	2(22HA10)
	V_3	20	339	97.51	0.22	5	15	2(22HA10)
	V_4	20	339	769.83	1.77	5	15	2(22HA10)
	V_5	20	339	1484.62	3.41	5	15	2(22HA10)
	V_6	20	339	967.86	2.22	5	15	2(22HA10)
	V_7	20	339	366.67	0.84	5	15	2(22HA10)
	V_8	20	339	706.34	1.62	5	15	2(22HA10)
	V_9	20	339	523.89	1.20	5	15	2(22HA10)

V.4.5.3. Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures (épingles) dont le diamètre des armatures Φ_t est tel que $\Phi_t \geq$, étant le diamètre des armatures verticales maintenues par les épingles, voir le tableau suivant :

Tableau .V.27 : Diamètre des armateurs transversaux

armatures longitudinales	Epingles Φ_t
HA 8 à HA 16	HA 6
HA 20	HA 8
HA 25	HA 10
HA 32	HA 12
HA 40	HA 14

Les épingles sont destinées à empêcher le flambement des armatures verticales ou encore à assurer la transmission des efforts au droit des recouvrements, leur disposition est représentée dans la figure suivante :

En zone courante, les quadrillages d'armatures disposés sur chaque face doivent être maintenus par des armatures transversales, disposées en quinconce, composées d'épingles au nombre 4 par m^2 au moins.

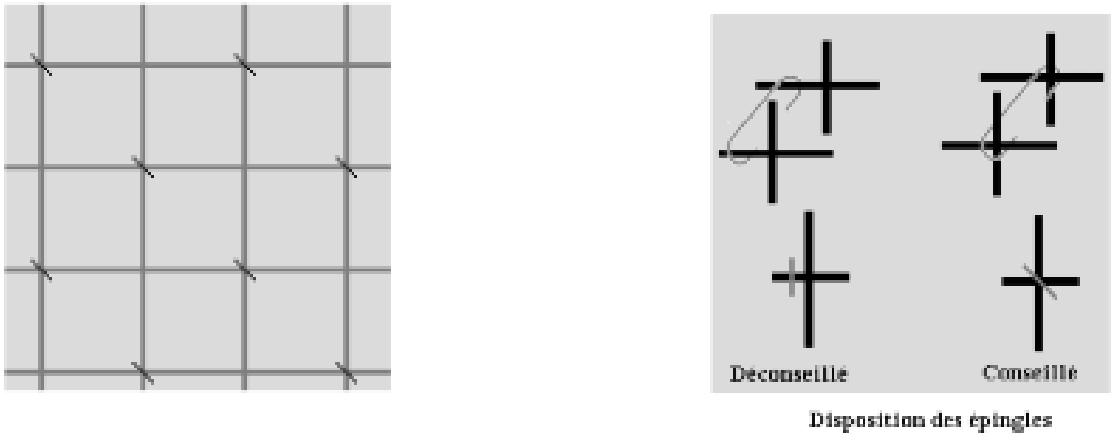


Fig.V.15 : Les armatures transversales et les épingles des voiles

Toutes les longueurs de recouvrement sont : Lr=40ϕ=48 cm.

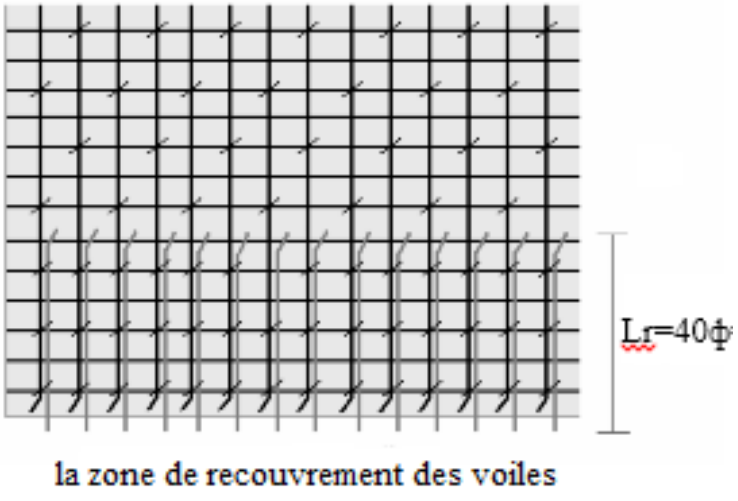


Fig.V.16 : La zone de recouvrement des voiles

V.4.6.Ferraillage des voiles avec ouverture :

V.4.6.1.les trumeaux :

A- Les armateurs verticaux :

A.1. Détermination des armatures a l'ELU :

Tableau .V.28 : Calcul des armateurs verticaux des trumeaux X

Etage	voile	S (cm^2)	N (KN)	M (KN.m)	Situation	A_{cal} (cm^2)	S_t (cm)	Achoisie(cm^2)
7 et 6 et 5	V_1	20×370	970.53	913.21	ACC	18.4	15	**2(24HA10 =18.85)**
	V_2	20×100	525.23	202.42	ACC	4.8	15	**2(7HA10 =5.5)**
	V_3	20×200	549.4	103.72	ACC	8.8	15	**2(12HA10 =9.42)**
	V_4	20×100	392.96	55.67	ACC	4.8	15	**2(7HA10 =5.5)**
	V_5	20×100	302.73	104.94	ACC	4.8	15	**2(7HA10 =5.5)**
2 et 3 et 4	V_1	20×370	2219.21	2334.14	ACC	18.4	15	**2(24HA10 =18.85)**
	V_2	20×100	767.25	386.54	ACC	4.8	15	**2(7HA10 =5.5)**
	V_3	20×200	959.02	354.05	ACC	8.8	15	**2(12HA10 =9.42)**
	V_4	20×100	1037.88	152.17	ACC	4.8	15	**2(7HA10 =5.5)**
	V_5	20×100	960.17	217.4	ACC	4.8	15	**2(7HA10 =5.5)**
SS RDC 1	V_1	20×100	961.79	370.4	ACC	4.8	15	**2(7HA10 =5.5)**

Tableau .V.29 : Calcul des armateurs verticaux des trumeaux Y

Etage	voile	S (cm^2)	N (KN)	M (KN.m)	Situation	A_{cal} (cm^2)	S_t (cm)	Achoisie(cm^2)
7 et 6 et 5	V_1	20×100	306.02	216.78	ACC	4.8	15	**2(7HA10 =5.5)**
	V_3	20×100	397.85	189.12	ACC	4.8	15	**2(7HA10 =5.5)**
	V_8	20×110	568.09	177.8	ACC	5.2	15	**2(7HA10 =5.5)**
	V_9	20×350	1004.32	1039.94	ACC	14.8	15	**2(20HA10 =15.71)**
2 et3 et 4	V_1	20×100	868	327.66	ACC	4.8	15	**2(7HA10 =5.5)**
	V_3	20×100	669.87	190.95	ACC	4.8	15	**2(7HA10 =5.5)**
	V_8	20×110	759.28	384.29	ACC	5.2	15	**2(7HA10 =5.5)**
	V_9	20×350	2257.94	2522.65	ACC	14.8	15	**2(20HA10 =15.71)**
SS RDC 1	V_5	20×340	2304.88	1806.23	ACC	14.4	15	**2(20HA10 =15.71)**

A.2. Vérification des armatures à ELS

Tableau .V.30 : Vérification des armatures a ELS des trumeaux X

Etage	voile	S (cm^2)	N	M	Achoisie(cm^2)	σ_b	$\overline{\sigma_b}$	σ_s	$\overline{\sigma_s}$	$\frac{\sigma_b}{\sigma_s} \leq \frac{\overline{\sigma_b}}{\overline{\sigma_s}}$
7 et 6 et 5	V_1	20×370	799.48	124.18	18.85	1.2	15	18.9	201	CV
	V_2	20×100	270.61	-37.55	5.5	2.2	15	31.9	201	CV
	V_3	20×200	446.99	-123.97	9.42	1.8	15	27	201	CV
	V_4	20×100	168.08	-43.42	5.5	1.8	15	26.8	201	CV
	V_5	20×100	329.58	12.01	5.5	1.8	15	27	201	CV
2 et 3 et 4	V_1	20×370	1594.46	36.42	18.85	2.1	15	31	201	CV
	V_2	20×100	552.48	-54.09	5.5	3.9	15	57.2	201	CV
	V_3	20×200	858.09	-290.1	9.42	3.8	15	56.5	201	CV
	V_4	20×100	654.09	10.91	5.5	3.3	15	49.1	201	CV
	V_5	20×100	222.87	-45.66	5.5	2.1	15	31.4	201	CV
SS RDC 1	V_1	20×100	565.76	-119.97	5.5	5.6	15	81.1	201	CV

Tableau .V.31 : Vérification des armatures a ELS des trumeaux Y

Etage	voile	S (cm^2)	N	M	Achoisie(cm^2)	σ_b	$\overline{\sigma_b}$	σ_s	$\overline{\sigma_s}$	$\frac{\sigma_b}{\sigma_s} \leq \frac{\overline{\sigma_b}}{\overline{\sigma_s}}$
7 et 6 et 5	V_1	20×100	240.91	-28.82	5.5	1.8	15	26.8	201	CV
	V_2	20×100	271.61	8.61	5.5	1.5	15	21.8	201	CV
	V_3	20×110	313.24	-9.64	5.5	1.5	15	22.7	201	CV
	V_4	20×350	791.7	-27.59	15.71	1.1	15	16.7	201	CV
2 et3 et4	V_1	20×100	534.87	14.82	5.5	2.8	15	42.2	201	CV
	V_2	20×100	476.92	-26.93	5.5	2.9	15	42.5	201	CV
	V_3	20×110	1332.56	-133.64	5.5	8.4	15	123.9	201	CV
	V_4	20×350	1603.89	-67.9	15.71	2.3	15	34.3	201	CV
SS RDC 1	V_1	20×340	728.28	608.29	15.71	2.3	15	34.4	201	CV

B. Las armateurs horizontaux :

Tableau .V.32 : Calcul des armateurs horizontaux des trumeaux X

Etage	voile	e (cm)	h (cm)	V (KN)	τ_b(Mpa)	$\overline{\tau_b}$(Mpa)	$S_{tadoptée}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
7 et 6 et 5	V_1	20	283	104.13	0.29	5	15	2(19HA10)
	V_2	20	283	65.07	0.18	5	15	2(19HA10)
	V_3	20	283	572.88	1.57	5	15	2(19HA10)
	V_4	20	283	271.74	0.75	5	15	2(19HA10)
	V_5	20	283	616.17	1.69	5	15	2(19HA10)
2 et 3 et 4	V_1	20	283	108.63	0.30	5	15	2(19HA10)
	V_2	20	283	90.09	0.25	5	15	2(19HA10)
	V_3	20	283	54.52	0.15	5	15	2(19HA10)
	V_4	20	283	367.73	1.01	5	15	2(19HA10)
	V_5	20	283	830.41	2.28	5	15	2(19HA10)
SS RDC 1	V_1	20	334	321.56	3.21	5	15	2(19HA10)

Tableau .V.33 : Calcul des armateurs horizontaux des trumeaux Y

Etage	voile	S (cm^2)	h (cm)	V (KN)	τ_b(Mpa)	$\overline{\tau_b}$(Mpa)	$S_{tadoptée}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
7 et 6 et 5	V_1	20	288	99.23	0.27	5	15	2(19HA10)
	V_3	20	288	59.25	0.16	5	15	2(19HA10)
	V_8	20	288	536.32	1.45	5	15	2(19HA10)
	V_9	20	288	291.36	0.79	5	15	2(19HA10)
2 et3 et4	V_1	20	288	598.42	1.62	5	15	2(19HA10)
	V_3	20	288	102.31	0.28	5	15	2(19HA10)
	V_8	20	288	97.51	0.26	5	15	2(19HA10)
	V_9	20	288	55.75	0.15	5	15	2(19HA10)
SS RDC 1	V_5	20	339	376.05	0.86	5	15	2(19HA10)

V.4.6.2. Les linteaux :

Les voiles avec files d'ouvertures sont constitués par des trumeaux reliés entre eux par des poutres de couplages "linteaux".
Ces éléments seront étudiés comme des poutres bi encastrées dans les trumeaux.

- **Recommandations réglementaires :**

❖ **Selon le CBA 93 [2]:**

Même conditions que pour les poutres.

❖ **Selon le RPA 99 Version2003 [Art 7.7.2] :**

La contrainte limites de cisaillement :

$\leq$

Où :

$=$ avec : $V=1.4V_{u\ calculé}$

$= 0.2f_{c28}$

b_0 : épaisseur du linteau.
d : hauteur utile.
Vu : effort tranchant ultime.

- ✓ Ferraillage : on devra disposer :
- Des aciers longitudinaux de flexion : A_l
- Des aciers transversaux : A_t
- Des aciers en partie courante : A_c

1. <u>Premiers cas ($\tau_b \leq 0.06f_{c28}$) :selon le RPA 99 Version2003 [Art 7.7.3.1]:</u>

➢ **Aciers longitudinaux** :

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par la formule :

$A_l \geq$ avec : $Z=h-2d'$

M : moment du à l'effort tranchant.
h : hauteur totale du linteau.
d : distance d'enrobage.

➢ **Aciers transversaux :**

On distingue deux cas :

$\lambda = 1/h$ $\begin{cases} \lambda>1 \quad \text{(linteau longe)} \\ \lambda< 1 \text{(linteau court)} \end{cases}$

a. linteau long$\lambda>1$:

On à: $S_t \leq A_t$ fe

S_t : espacement entre les armatures transversales.
A_t: section d'armatures transversales.
L : portée du linteau.

$Z = h – 2\ d'$

b. linteau court $\lambda< 1$

On doit avoir :$S_t \leq$

$T = \min (V_1 ; V_2)$ avec : $V_1 =$; $V_2 = 2V_u$

M_{ci}, M_{cj}: moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée " L_{ij}", On les calcul comme suit:

$$M_c = A_l .f_e .Z \qquad \text{avec : } Z = h – 2\ d'$$

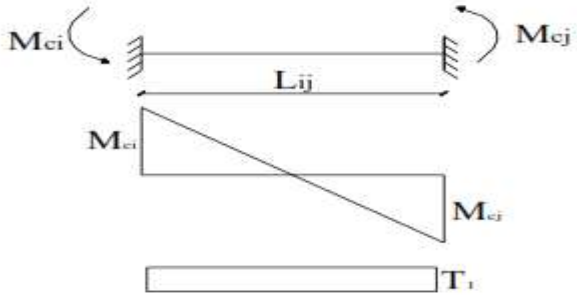


Fig.V.17 : Moments et efforts tranchants dans les linteaux

2. Deuxième cas (τb> 0.06fc28) :selon le RPA 99 Version2003 [Art 7.7.3.2]:

Dans ce cas, il y a lieu de disposer le ferraillage longitudinal, transversal, et en zone courante suivant les minimums réglementaires, les efforts (M et T) sont repris suivant des bielles diagonales " A_D " à disposer obligatoirement.
Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$A_D =$ avec: $tg\ \alpha =$

$V = V_u$ (sans majoration)

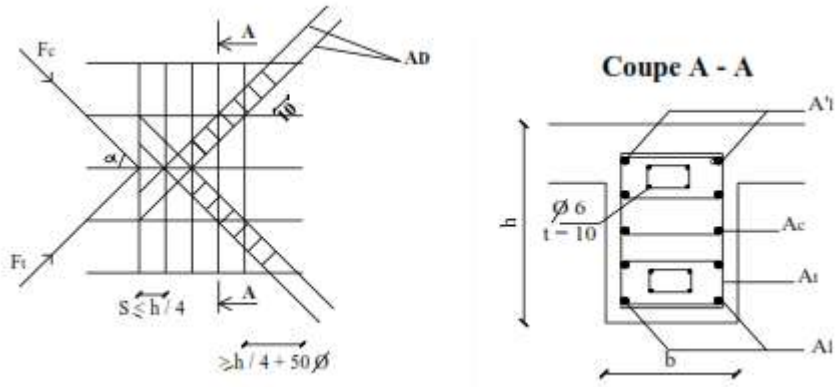


Fig.V.18 : Armatures du linteau selon le RPA 99

- **Ferraillage minimal : selon le RPA 99 Version2003[Art 7.7.3.3]:**

On a :

$A_l \geq 0.15\%b.h$

$A_c \geq 0.20\%\ b.h$

$$\begin{cases} A_D = 0 & \text{si} \quad \tau_b \leq \mathbf{0.06} f_{c28} \\ A_D = 0.15\%b.h & \text{si} \quad \tau_b > \mathbf{0.06} f_{c28} \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_t \geq 0.15\%b.s & \text{si} \quad \tau_b \leq \mathbf{0.06} f_{c28} \\ A_t \geq 0.25\%b.s & \text{si} \quad \tau_b > \mathbf{0.06} f_{c28} \end{cases}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivant :

Tableau .V.34 : Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux X

etage	voile	e (cm)	h (cm)	L (cm)	V (KN)	τ_b (Mpa)	M (KN.m)	$\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$
SS et RDC et	V1	20	163	120	896.74	4.28	321.17	traction compression
4 et 3 et 2	V2	20	134	140	165.89	1.56	425.13	traction compression
	V3	20	103	105	424.47	3.21	101.33	traction compression
	V4	20	173	120	606.95	2.73	171.89	traction compression
	V5	20	173	120	474.25	2.13	236.91	traction compression
	V6	20	163	120	544.35	2.6	407.83	traction compression
5 et 6 et 7	V7	20	103	105	308.26	2.33	118.21	traction compression
	V8	20	183	120	474.64	2.02	114.25	traction compression
	V9	20	183	120	294.38	1.25	109.33	flexion simple
	V10	20	163	120	252.53	1.2	224.93	flexion simple
	V11	20	103	105	157.56	1.19	315.66	flexion simple

Tableau .V.35 : Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux Y

etage	voile	e (cm)	h (cm)	L (cm)	V (KN)	τ_b (Mpa)	M (KN.m)	$\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$
SS et RDC et	V1	20	1.73	120	608.12	2.73	317.9	traction compression
4 et 3 et 2	V2	20	1.73	120	633.05	3.75	491.72	traction compression
	V3	20	1.14	100	2.63.64	1.8	107.14	traction compression
	V4	20	1.63	120	615.75	2.94	154.89	traction compression
	V5	20	1.83	120	412	1.75	245.76	traction compression
5 et 6 et 7	V6	20	1.83	120	6.59.22	2.8	416.89	traction compression
	V7	20	1.63	120	529.29	2.53	57.4	traction compression
	V8	20	1.83	120	192.01	0.82	118.64	flexion simple
	V9	20	1.63	120	296.19	1.4	114.63	flexion simple

Tableau .V.36 : Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux x

etage	voile	A calculé(cm^2)				St(cm)	$A_{choisie(cm)}$			
		Al	At	A_c	Ad		Al	At	A_c	Ad
SS et RDC et	V1	4.89	0.75	6.52	13.9	15	2(4HA14)=12.32	2(2HA8)=2.02	2(5HA14)=15.4	2(10HA14)=30.8
4et 3 et 2	V2	4.02	0.75	5.36	4.87	15	2(4HA12)=9.04	2(2HA8)=2.02	2(4HA14)=12.32	2(4HA12)=9.04
	V3	3.09	0.75	4.12	7.58	15	2(4HA12)=9.04	2(2HA8)=2.02	2(4HA12)=9.04	2(6HA14)=18.48
	V4	5.19	0.75	6.91	9.23	15	2(4HA14)=12.32	2(2HA8)=2.02	2(5HA14)=15.4	2(6HA14)=18.48
	V5	5.19	0.75	6.91	7.21	15	2(4HA14)=12.32	2(2HA8)=2.02	2(5HA14)=15.4	2(6HA14)=18.48
	V6	4.89	0.75	6.52	8.85	15	2(4HA14)=12.32	2(2HA8)=2.02	2(5HA14)=15.4	2(6HA14)=18.48
5et 6 et 7	V7	3.09	0.75	4.12	5.5	15	2(4HA12)=9.04	2(2HA8)=2.02	2(5HA12)=11.3	2(4HA14)=12.32
	V8	5.49	0.75	7.32	7.09	15	2(4HA14)=12.32	2(2HA8)=2.02	2(5HA14)=15.4	2(6HA14)=18.48
	V9	0.2	1.58	/	/	15	2(4HA8)=8.02	2(2HA10)=3.16	/	/
	V10	0.01	1.58	/	/	15	2(4HA8)=8.02	2(2HA10)=3.16	/	/
	V11	0.08	1.58	/	/	15	2(4HA8)=8.02	2(2HA10)=3.16	/	/

Tableau .V.37 : Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux y

etage	voile	A calculé(cm^2)				St(cm)	$A_{choisie(cm)}$			
		Al	At	A_c	Ad		Al	At	A_c	Ad
SS et RDC et	V1	5.19	0.75	6.92	9.25	15	2(4HA14)=12.32	2(2HA8)=2.02	2(5HA14)=15.4	2(6HA14)=18.48
4et 3 et 2	V2	5.19	0.75	6.92	12.67	15	2(4HA14)=12.32	2(2HA8)=2.02	2(5HA14)=15.4	2(9HA14)=27.71
	V3	3.42	0.75	4.56	4.38	15	2(4HA12)=9.04	2(2HA8)=2.02	2(4HA14)=12.32	2(4HA14)=12.32
	V4	4.89	0.75	6.52	9.56	15	2(5HA12)=11.3	2(2HA8)=2.02	2(5HA14)=15.4	2(8HA14)=24.64
	V5	5.49	0.75	7.32	6.16	15	2(4HA14)=12.32	2(2HA8)=2.02	2(5HA14)=15.4	2(4HA14)=12.32
5et 6 et 7	V6	5.49	0.75	7.32	9.85	15	2(4HA14)=12.32	2(2HA8)=2.02	2(5HA12)=11.3	2(8HA14)=24.64
	V7	4.89	0.75	6.52	8.22	15	2(4HA14)=12.32	2(2HA8)=2.02	2(5HA14)=15.4	2(8HA14)=24.64
	V8	2.33	1.58	/	/	15	2(4HA12)=9.04	2(2HA10)=3.16	/	/
	V9	0.1	1.58	/	/	15	2(4HA8)=8.02	2(2HA10)=3.16	/	/

VI -1 Introduction:

L'infrastructure d'une construction est constituée par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure et assure sa stabilité, l'infrastructure doit constituer un ensemble rigide capable de remplir les fonctions suivantes **:**

- Réalise l'encastrement de la structure dans le terrain.
- Assurant la liaison avec le sol et réparti les efforts.
- Elle joue un rôle d'appuis.
- Limite les tassements différentiels à une valeur acceptable.

Le choix de type de fondation dépend de :

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.
- L'importance des charges
- Rapprochement des poteaux et des voiles.
- La profondeur à atteindre pour fonder sur le bon sol.

VI -2 Choix du type de fondation :

Le sol d'assise a une bonne capacité portante à 2m de profondeur on va donc choisir des fondations superficielles, sachant que notre structure est en voiles périphérique dans sous-sol et des voiles porteurs on aura donc les possibilités suivant **:**

- Semelle isolée.
- Semelle filantes.
- Radier.

Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELU :

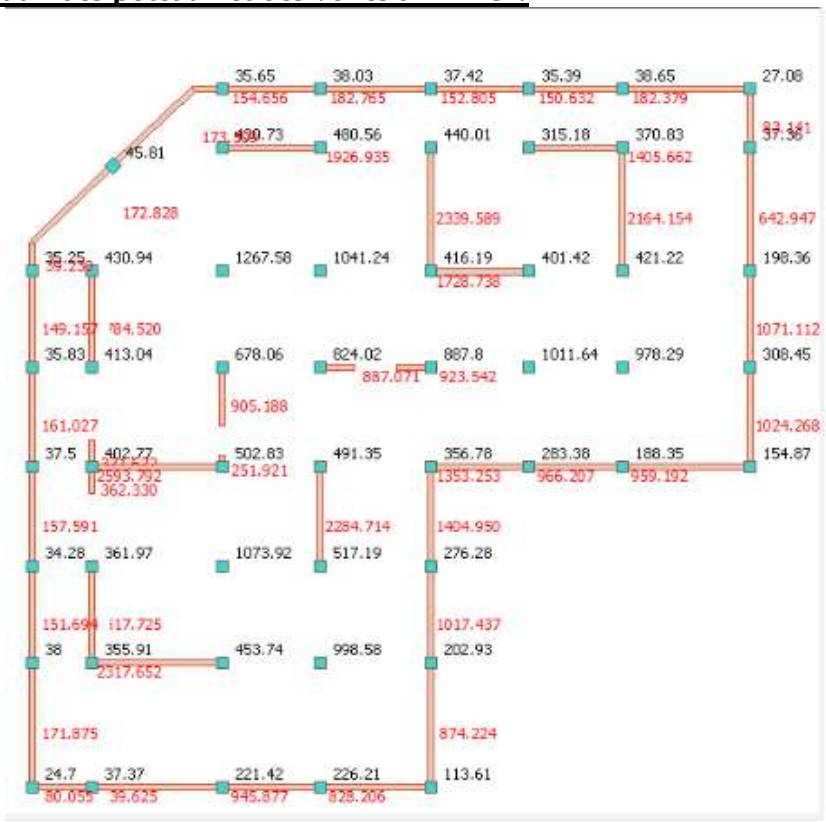


Fig.VI.1 : Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELU.

***VI* -2 -1 Semelle isolée:**

Figure VI-2 : Semelle isolée

S=A B= , = ⇒ A= B, B= , h ≥ +c L

0.15MPa, a= b = 50 cm, c = 3 cm.

Les résultats des efforts normaux appliqués aux fondations et sections des semelles isolées sont résumés dans le tableau suivant

Tableau VI-1 : Dimensionnement des semelles isolées.

Semelle	N_{ser} (kN)	A (m)	B(m)	$A_{choisie}$ (m)	$B_{choisie}$ (m)	h (m)	d (m)	C (m)
S1	1267.58	2.5	2.9	3.10	3.10	0.7	0.67	0.03
S2	1073.91	2.8	2.60	2.8	2.8	0.7	0.67	0.03
S2'	1041.24							
S	1011.64	2.8	2.59	2.8	2.8	0.7	0.67	0.03
S4	998.58	2.8	2.58	2.8	2.8	0.7	0.67	0.03
S5	978.29	2.5	2.26	2.8	2.8	0.7	0.67	0.03

Vérification de chevauchement Suivants
On a :
L≥1.5(B1+B2)/2

Tableau VI-2 :Vérification de chevauchement des semelles suivant l'axe-X.

Semelle	L	B1	B2	1.5(B1+B2)/2	**vérifier**
S1.S2	3.45	3.1	2.8	4.425	C.N.V
S2.S3	3.10	2.8	2.8	4.2	C.N.V
S3.S4	3.25	2.8	2.8	4.2	C.N.V
S4.S5	3.25	2.8	2.8	4.2	C.N.V
S5.S6	3.30	2.8	2.8	4.2	C.N.V

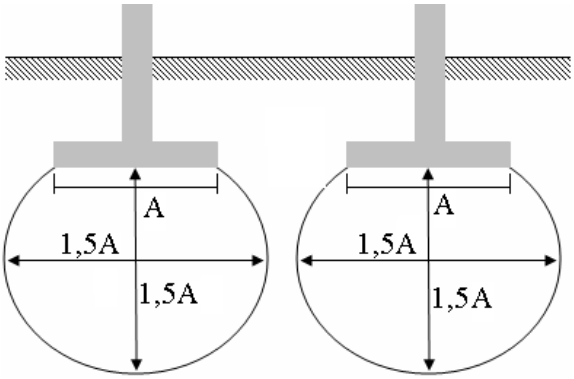


Figure VI-3 : Schéma de chevauchement

Remarque:
Les résultats obtenus montrent clairement que les semelles isolées ne peuvent pas être retenues compte tenu des déférents chevauchements dus aux dimensions de ces derniers

Ces résultats nous amène don ont opté des semelles filantes.

***VI* -2-2 : Semelle filante sous voiles et poteaux :**

Dimensionnement :

a) L'enrobage " c " :

Le sol ne peut donne qu'une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable. Pour cela, l'enrobage ne peut être inférieur à 3 cm.

b) La largeur " B " de la semelle :

Le calcul de la largeur " B " de la semelle se fait sur la base de l'inéquation d'équilibre statique.

= 0.1.5 MPa (donnée par le rapport du sol)

=

Vue la longueur de la semelle, le calcul se fait pour une bande de 1 m de longueur.

S=1000×B (mm2)

Il faut satisfaite l'inégalité suivante :

Le schéma suivant présenté les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELS :

B

c) Hauteur " h " de la semelle :

Pour que les contraintes soient uniformément réparties et pour que le béton seul puisse assurer la résistance à l'effort tranchant sans qu'il ait nécessité de prévoir des armatures verticales, la hauteur utile " d " doit être au moins égale au demi-débord de la semelle.

d , h=d+c

La raideur d'une semelle filante est étudiée en appliquant la théorie des poutres sur sol élastique.

Pour ce faire nous devons premier lieu calculer la longueur élastique des semelles comme suit :

I : inertie de la semelle

E : module d'élasticité du béton

B : largeur de la semelle

K : coefficient de raideur du sol

=

Si L≤ Répartition linéaire des contraintes sous la semelle.

Si L Répartition identique a celle d'une poutre sur appuis élastique.

Disposition des semelles filantes :

Copte tenu des portées des poutres et des longueurs des voiles, nous nous trouvons face à deux types de semelles filantes, la figure suivante montre leur disposition :

Figure VI-4 Disposition des semelles filantes.

Figure VI.5. Semelle filante sous poteaux

Figure VI.6. Semelle filante sous voiles

Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELS :

Il faut vérifier que :

=0.15 MPa (donnée par le rapport du sol)

= =

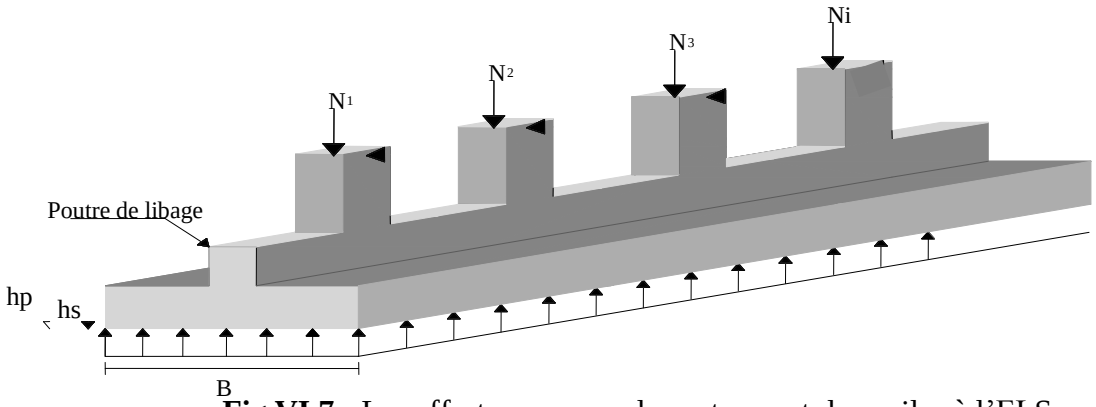


Fig.VI.7 : Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELS.

Après les calculs et les vérifications des dimensions en tenant comptent le poids du remblai, les résultats de dimensionnement sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI-3**:** Dimensionnement et vérifications des contraintes des semelles filantes sous voiles et poteaux.

Semelle	L(m)	N_{ser} (kN)	N_{ser} /ml (kN/ml)	B_{calcul} (m)	B_{chois} (m)	h_{calcul} (cm)	h_{chois} (cm)	σ_semelle	σ_sol	σ_seml≤σ_sol
SF1	98.89	18582.85	187.91	1.17	1.30	26	30	0.145	0.150	CV
SF2	19.00	4902.73	272.37	1.6	1.85	39.25	40	0.147	0.150	CV
SF3	19.30	5341.74	296.76	1.70	2.00	43	45	0.148	0.150	CV
SF4	16.13	4426.37	305.27	1.80	2.10	45.5	50	0.147	0.150	CV
SF5	6.12	2069.12	327.39	1.85	2.20	46	50	0.146	0.150	CV
SF6	6.35	1845.36	291.98	1.75	2.15	45.5	50	0.142	0.150	CV

Remarque: on a uniformisée les dimensions en plan des semelles pour les rais sans suivantes **:**

- Eviter les erreurs de façonnage des aciers.
- facilité de pose le coffrage.
- La facilité de réalisation.

Alors on adopte la dimension des semelles **:**

Pour : SF1 =1.30 m avec h=30

Pour : SF2 =1.85m avec h=

Pour : SF3, SF4, SF5, SF6 =2.20m avec h=50

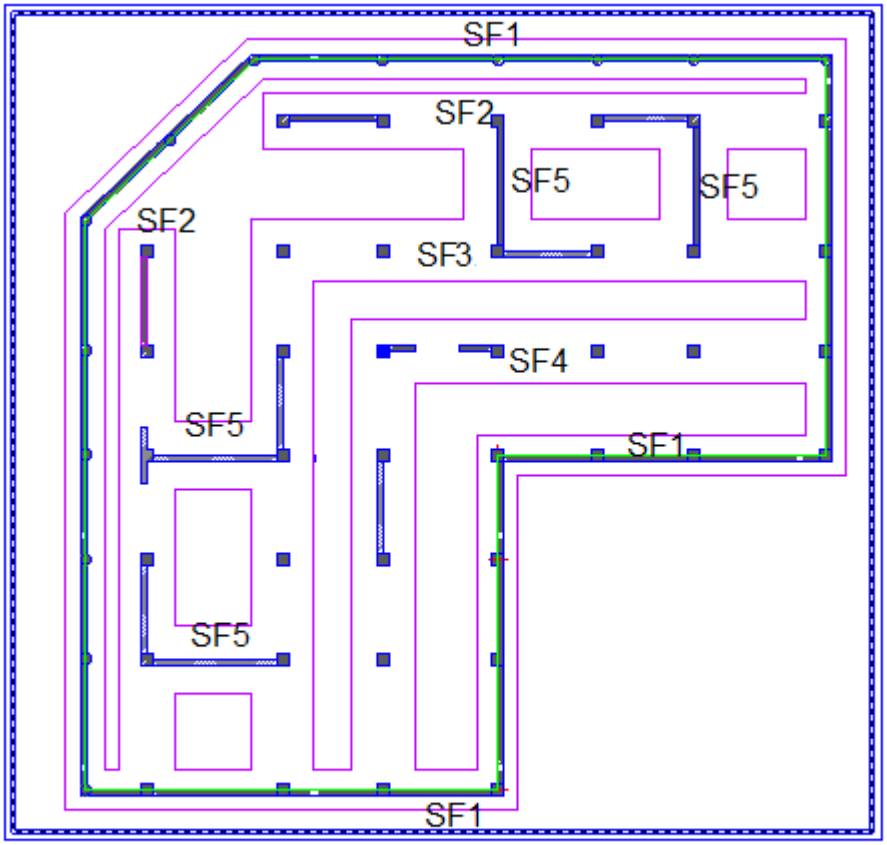
Vérification de chevauchement Suivants

On a :

L-0.5≥ (B1+B2)/2

Tableau VI-4**:** Dimensionnement

Semelle	L (m)	B1	B2	L-(B1+B2)/2	L-(B1+B2)/2≥50
S1.S2	2.03	1.3	1.85	0.5	c.v
S2.S3	4.2	1.85	2.2	2.175	c.v
S3.S4	3.25	2.2	2.2	1.05	c.v
S4.S1	3.4	2.2	2.2	1.2	c.v



:

Figure VI-8 Disposition des semelles filantes.

Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELU :

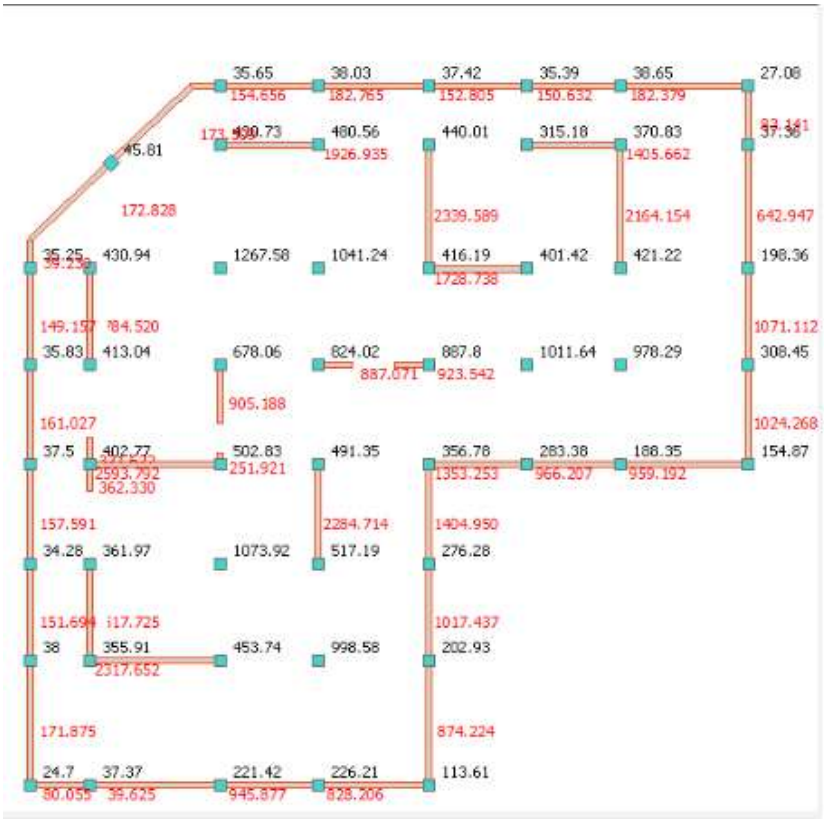


Fig.VI.9: Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELU.

Tableau VI-5: Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELU et l' ELS et les armatures principals .

Semelle	L(m)	Nu (kN)	Nser (kN)	Nu/ml (kN/ml)	Nser/ml (kN/ml)	A_u (cm^2)	A_s (cm^2)	A max (cm^2)	Achoisie (cm^2)	ESP
SF1	98.89	25086.85	18582.85	253.68	187.91	3.03	3.87	3.87	7HA12=7.92	15
SF2	19.00	6618.69	4902.73	367.70	272.37	3.91	4.99	4.99	7HA12=7.92	15
SF3	19.30	2793.31	2069.12	441.98	327.39	6.08	7.76	7.76	7HA12=7.92	15
SF4	16.13									
SF5	6.12									
SF6	6.35									

Tableau VI-6: les Armatures répartitions des semelles filantes.

Semelle	Arép ( )	Arép choisie ( )	Esp (cm)
SF1	2.57	9HA12=10.18	15
SF2	3.66	12HA12=13.57	15
SF3	4.35	15HA12=16.96	15
SF4			
SF5			
SF6			

***VI* -2-2-1 : Ferraillage des semelles :**

Armatures principale des semelles filantes :

La force de traction horizontale " F " sera équilibrée par les armatures, elle aura pour valeur :

F= , F=A = A= = A=

Le calcul de " A " se fait aux 2 états limites (ultime et service), on prend le maximum des 2 résultats. A=Max [et].

Armatures de répartition " " :

Parallèlement à l'axe longitudinal de la semelle, on doit prévoir des armatures de répartition.

= ; B en [m] , A et en [ ]

Vérification des longueurs de scellement :

Pour déterminer la longueur des barres, en pratique, on compare la longueur de scellement " ls " avec la largeur de la semelle " B ".

Vérification des longueurs de scellement :

La contrainte admissible d'adhérence : =2.8 MPa

=

: Ancrage courbe.

: Ancrage courbe ou rectiligne.

: On n'utilise pas de crochets et on peut arrêter une barre sur deux à la longueur De 0.71B. Ou alterner des barres de longueur 0.86B

Tableau VI- 7 : Vérification des longueurs de scellement des semelles filantes

Semelle	(mm)	L_S (cm)	(m)	L_S	$L_S \leq$	Ancrage
SF1	12	42.85	32.5	Cv		Courbe
SF2	12	42.85	46.25		Cv	Courbe
SF3	12	42.85	55.5		Cv	Courbe
SF4					Cv	Courbe
SF5					Cv	Courbe
SF6					Cv	Courbe
SF7					Cv	Courbe

Conclusion :
Pour touts les semelles, toutes les barres sont prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle et comportent des ancrages courbés de 135°

***VI* -2-2-2 :Vérification de la stabilité au renversement :**
On doit vérifier pour chaque semelle sa stabilité au reversement, et pour cella on doit vérifier que l'inégalité suivante est vérifiée :

e=

Les résultats des vérifications obtenus sont donnés dans le tableau suivant :
On prendre les semelles filante sous poteau (SFP6, SFP7, SFP8).

Tableau VI- 8 : Vérification des semelles au renversement

Semelle	Nu [Kn]	Mu [Kn.m]	e [m]	[m]	condition
SF1	18582.85	47.29	0.0035	0.325	CV
SF2	4902.73	11.52	0.0023	0.462	CV
SF3	5341.74	10.98	0.0020	0.55	CV
SF4	4426.37	12.06	0.0027	0.55	CV
SF5	2069.12	13.35	0.0068	0.55	CV
SF6	1845.36	11.68	0.0068	0.55	CV

A partir de ce résultat, on peut conclure que la stabilité au renversement est vérifiée.

***VI* -2-3 :Semelles filantes sous deux poteaux :**

La semelle filante sous plusieurs poteaux comporte 2 éléments, on distingue : la semelle et la Poutre de libage.

La semelle travaille transversalement, et supporte l'effort normal et le moment transversal Provenant du poteau.

La poutre de libage travaille longitudinalement et support les efforts normaux provenant Du poteau, elle travaille comme une poutre continue (renversée), en flexion simple.

_VI_ -2-3-1 :Ferraillage des poutres de libage :

Dimensionnement :

La poutre de libage va reprendre toutes les charges verticales et les moments de flexion. La poutre de libage aura la même largeur b du poteau, sa hauteur sera déterminée par la théorie de la poutre sur sol élastique qui prévoir l'inégalité suivante à vérifier, pour assurer une répartition uniforme de la contrainte du sol.

Il faut vérifier l'inégalité suivant **:**

Et = =*4.87*

Avec :

E : Module d'élasticité du béton (E=11000 = 32164.19MPa).

La plus grande travée dans la fille.

K : Coefficient de réduire du sol (K = 4 kg/cm^3). (Pour un sol moyen = 0.2 Mpa)

I : Moment d'inertie de la semelle I =

hp: la hauteur de la poutre de libage

Tableau VI- 9: Dimensionnement du poutre de libage

Pouter de libage	b(cm)	(m)	h(cm)	I( )		
	50	4.30	60	0.007	7.64	cv

Alors on a des poutres de libage de 50x80, noyée dans la semelle. Pour déterminer le ferraillage de la poutre de libage en commence à déterminer la réaction du sol q (KN/) qui calcule par la formule suivant :

Avec :

La somme des efforts normaux.

L : la longueur totale de la semelle.

Les valeurs de « q » sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau VI- 10 : détermination de la valeur q dans les semelles filantes

Semelle	∑Ni (ELU)(KN)	∑Ni (ELS)(KN)	L(m)	qu (KN/ml)	qser (KN/ml)
SF2	7777.61	5761.19	18.00	432.09	320.07

Calcul des moments :

On utilise la méthode de Caquot.

$M_a = -\frac{q(l_w'^3 + q_e l_e'^3)}{8{,}5(l_w' + l_e')}$ Et $M_t = M_0$

Aux appuis :

À l'ELU: $$M_a = -\frac{q_{elu}(l_w'^3 + q_e l_e'^3)}{8{,}5(l_w' + l_e')}$$

À l'ELS : $$M_a = -\frac{q_{ser}(l_w'^3 + q_e l_e'^3)}{8{,}5(l_w' + l_e')}$$

En travées :

À l'ELU: $M_t = M_0$

À l'ELS : $M_t = M_0$

Tableau VI- 11: Détermination des moments de la poutre de libage

Poutre de libage	ELU		ELS	
	M_a (KN.m)	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	M_t (KN.m)
PL1	674.84	324.95	502.24	241.82

Armatures longitudinales :

Calcul à l'ELU:

La poutre de libage travaille en flexion simple.

d = h - e - Et c = c′ = h – d

= =0.392 alors : A'=0 A= ( )

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI- 12: Calcul Les armatures à l'ELU.

élément		Mu (KN.m)	d (cm)	A (cm^2)	CBA (cm^2)	RPA (cm^2)	A choisie (cm^2)	Vérification
PLB	Travée	324.95	57	11.2	4	20	4HA16+CH4HA14=14.20	cv
	Appui	674.84	57	23.2			8HA16+CH 4HA16=24.13	cv

***VI* -2-3-2 :Vérification des contraintes à l'ELS :**

Pour une fissuration préjudiciable :

Pour le béton : 0.6 ⇨

Pour l'acier : ⇨ 201.63 Mpa

Tableau VI- 13: Calcul Les armatures à l'ELS.

élément		A_{ELU} (cm^2)	M ser (KN.m)	σ_b (Mpa)	σ_s (Mpa)	$\sigma b \leq \sigma b^-$	$\sigma s \leq \sigma s^-$
PLB	Travée	30.28	241.82	4.3	105.5	cv	cv
	appui	32.17	502.24	8.5	199.3	cv	cv

_VI_ -2-3-3 :Vérification de l'effort tranchant :

$$\overline{\tau}_b = \min\left[0.15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{Mpa}\right] = 2.5 \text{ Mpa}$$ **:** Fissuration Préjudiciable

= + et = +

Tableau VI- 14 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres de libage.

élément	V_u(KN)	τ_u(Mpa)	$\overline{\tau_u}$ **(Mpa)**	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
PLB	756.82	1.95	2.5	Condition vérifiée

_VI_ -2-3-4 :Le calcul des armatures transversales :

L'acier choisi est de type rond lisse de nuance FeE235.

L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être le plus faible des valeurs suivantes **:**

≤ Min [h/35; b/10 ;] selon le CBA93 [Art A.6.4.2]

≤ Min [22.85; 50 ;] ≤ 12 mm on prendre = 10mm

A_t = = 78.5 mm²

= (n = 4).

= 314 , = 4HA8=3.1

D'après RPA 99 version 2003 Art 7.5.2.2 **:**

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{S_t} \geq 0.003 \times b \\ S \leq Min(\dfrac{h}{4} et 12\varphi) & : \text{Zone nodale} \\ S' \leq \dfrac{h}{2} & : \text{Zone courante} \end{cases}$$

D'après CBA 93 :
$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0.S_t} \geq \dfrac{\gamma.(\tau_u.0.3.f_{tj}.K)}{0.9.f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)} \\ S_t \leq Min(0.9d\,; \quad 40cm) \\ \dfrac{A_t.f_e}{b.S_t} \geq 0.4MPa \end{cases}$$

Les valeurs des sections d'armatures transversales) ainsi que leurs espacements ( ) pour chaque poutre sont résumés dans le tableau suivant **:**

Tableau VI- 15 : Calcul des armatures transversales et leur espacement.

élément		CBA 93		RPA 99			A_t choisi et S_t choisi		
Section	τ_u (Mpa)	S_t (cm)	A_t (cm^2)	S (ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	A_t (cm^2)	S(ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	$A_{t\ choisie}$ (cm^2)
PLB (40x60)	1.95	40	3.40	14.4	40	2.16	10	15	4HA10=3.14

Armatures de peau :

Puisque la poutre de libage atteint la hauteur de 70cm le CBA93 engrave une plus les armatures longitudinales des armatures de peau d'au mois posées parallèlement a la fibre moyenne de la poutre.

Donc on adopte 2HA14 = 3.08cm²

Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes **:**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}$$

$$\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Tableau VI- 16 : Vérification de la flèche du poutre de libage.

section	1ere condition			2eme condition			3eme condition		
PLb (40×60)	0.139	0.0625	CV	0.139	0.034	CV	0.0036	0.0105	CV

***VI* -3 : Mur de soutènement :**

Dans notre projet le mur de soutènement est associé dans la structure, qui est fixe au sommet, et travaillant comme un voile de contreventement, et comme un mur soutenant le sol.
ce mur est soumise à un effort normal vertical, une poussée de terre horizontale, et un effort sismique horizontal
Le calcul de ferraillage se fait en flexion composée comme les voile.

***VI* -3-1 : Calcul des charges :**

L'effort normal et le moment (G+Q+E) :
N = 670,71 KN
M = 0,84 KN.m
L'effort normal et le moment (E.L.S) :
N = 349,73 KN
M = 0,50 KN.m
Poussée de terre :

Fig.VI.10 : Mur de soutènement.

La poussée P : $P = \frac{1}{2} k_{\gamma} . \gamma_h . L^2$

$$k_{\gamma} = tg^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) = tg^2(\frac{\pi}{4} - \frac{25}{2}) = 0{,}405$$

$$P = \frac{1}{2}.0{,}405.19.3.74^2 = 51.25\, KN/m$$

$$M_P = (\frac{2}{3}.P).1 = (\frac{2}{3}.51.25).1 = 34.16\, KN.m$$

Le moment final M_f est la somme des deux moments :

$M_f = M_x + M_P = 35.01$ KN.m

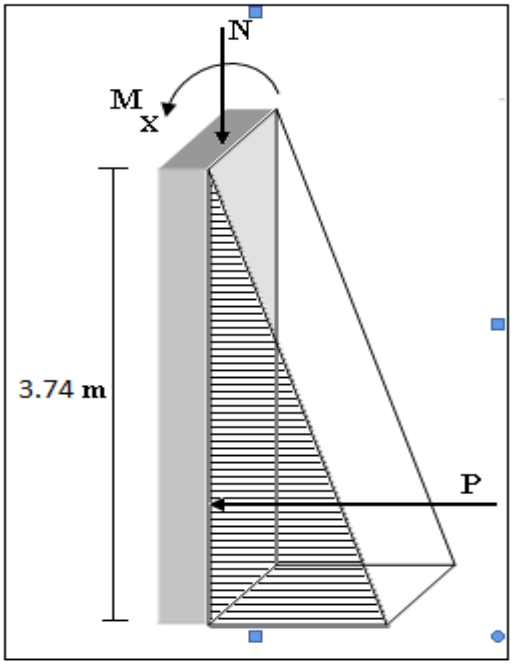


Fig.VI.11 : Schéma explicative des différents démentions de Mur de soutènement

***VI* -3-2 :Calcul de ferraillage :**

Le ferraillage sera fait en flexion composé avec (b.h) = (100. 15) cm^2.

Les dimensions de l'élément étudié, les sollicitations agissantes maximales, ainsi que les résistances Caractéristiques des matériaux sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI- 17 : Les résistances Caractéristiques des matériaux.

Dimensions			Sollicitations			Résistance caractéristique		
Notations	Valeur	Unités	Notations	Valeur	Unités	Notations	Valeur	Unités
b	100	cm	N	670,71	KN.m	F_{c28}	25	MA
h	15	cm	M_f	35.01	KN.m	fer	400	MA
C	2	cm	**Situation accidentelle**					
C'	2	cm						
L	1	m						

Les résultats:

Tableau VI- 18 : ferraillage Mur de soutènement

A_1 (cm^2)	A_2 (cm^2)	A_{min} CBA (cm^2)	A_{min} RPA (cm^2)	choix des barres	espacement (cm)
5,03	5,03	1,15	2,25	2x (5 HA 12 = 5,65 cm^2)	20

Vérification des contraintes à l'état limite de service :

Tableau VI- 19 : Vérification des contraintes à l'état limite de service.

N_{ser} KN.m	M_{ser} KN.m	A_1 (cm^2)	A_2 (cm^2)	**$б_b$ MPa**	**$б_{s1}$ MPa**	**$б_{s2}$ MPa**
349,73	34.16	5,65	5,65	24,10	616,69	211,02

Les états limites de service ne sont pas satisfaits, donc on doit augmenter : l'épaisseur du mur et la section A_1et A_2

On donne une épaisseur h de 25 cm et $A_1 = A_1$= 8 HA 12 = 9,05cm^2

Tableau VI- 20 : ferraillage Mur de soutènement

N_{ser} KN.m	M_{ser} KN.m	A_1 (cm^2)	A_2(cm^2)	**$б_b$ MPa**	**$б_{s1}$ MPa**	**$б_{s2}$ MPa**	**espacement cm**
349,73	59,87	9,05	9,05	7,90	150,74	95,12	12

Armatures horizontales :

τ_u **MPa**	$\overline{\tau_u}$ RPA **MPa**	$Ø_h$ mm	S_h CBA (cm)	S_h RPA (cm)	A_h (cm^2)	choix des barres
1,23	5	8	40	20	4,68	10 T8

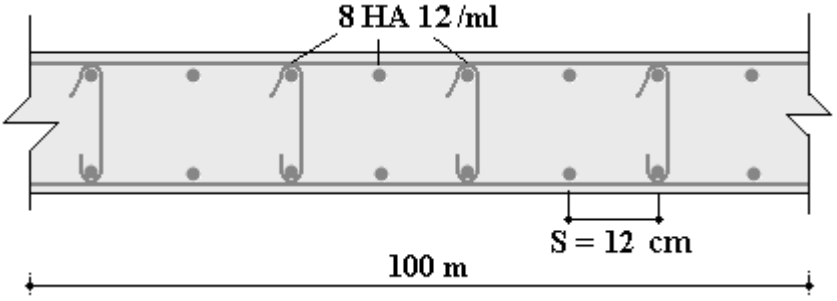


Fig.VI.12 : ferraillage Mur de soutènement

***VI* -3-3 :La fondation de mur de soutènement :**

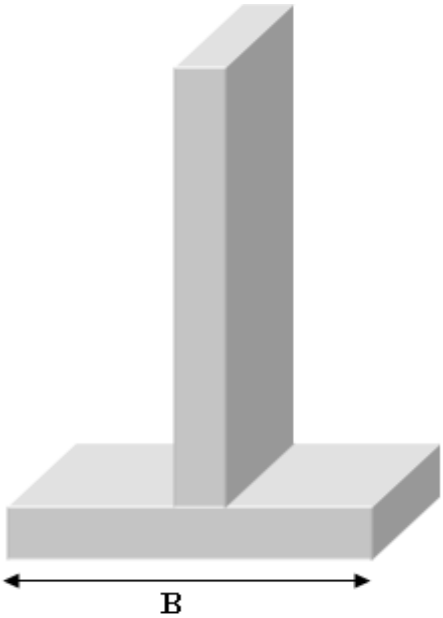
C'est une semelle filante sous toute la longueur de ce mur.

***VI* -3-3-1 : Dimensionnement :**

Les sollicitations maxima sont dues à la combinaison G+Q-E :

N = 670,71KN

M_x = 60,21KN.m



$$\frac{N}{B.L} \le \bar{\sigma}_{sol} \rightarrow B \ge \frac{N}{\sigma_{sol}.L} = \frac{670{,}71.10^3}{0{,}2.3000} = 1117{,}8\,mm = 1{,}11\,m$$

On prend B = 1,30 m

$$d_b = \frac{B-a}{4} = \frac{120-25}{4} = 26{,}25\,cm$$ On prend d_b = 37 cm, h = d_b+c = 40 cm

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{60{,}21.10^6}{670{,}71.10^3} = 89{,}77\,mm = 8{,}97\,cm$$

$$e_0 = 8{,}97\,cm < \frac{B}{6} = 21{,}66\,cm \rightarrow \text{diagramme trapezoidale}$$

$$\sigma'_1 = \frac{N}{B.L}\left[1+\frac{6.e_0}{B}\right] = 0{,}24\,MPa > 1{,}33\overline{\sigma}_{sol} = 0{,}266\,MPa$$

$$\sigma'_2 = \frac{N}{B.L}\left[1-\frac{6.e_0}{B}\right] = 0{,}09\,MPa$$

***VI* -3-3-2 : Ferraillage de semelle :**

$e_0 = 8{,}9\,cm > \frac{B}{18} = 7{,}22\,cm \rightarrow$ On utilise la méthode des moments

Les armatures principales :

$$A_B = \frac{M}{\beta.d_b.\overline{\sigma_s}} = \frac{60{,}21.10^6}{0{,}85.370.400} = 478\,mm^2 = 4{,}78\,cm^2$$

$A_b \equiv 7\,HA\,12 = 7{,}92\,cm^2$

$l'espacement : S = 15\,cm$

Les armatures de répartition :

$$A_L = \frac{A_b.B}{4} = 2{,}57\,cm^2$$

$A_L \equiv 5\,HA\,12 = 5{,}65\,cm^2$

$l'espacement : S = 20\,cm$

Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation de master , d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des bâtiments.

Dans cette optique, on a dimensionné et vérifié les éléments résistants principaux et secondaires de la superstructure et de l'infrastructure en mettant en pratique nos connaissances théoriques acquises durant notre formation universitaire.

D'après l'étude effectuée dans le cadre de se projet de fin d'étude, il convient de souligner que pour une bonne conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet afin de prendre en charge toutes les contraintes induites par la structure adoptée par rapport à l'architecture proposée et arriver à une sécurité maximale de l'ouvrage sans surcoût important.

Enfin, l'objectif principal de l'ingénieur concepteur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de facilité l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturale et les exigences sécuritaires.

Majuscules romaines :

A : Section d'acier tendu.
A' : Section d'acier comprimé.
A max, Ami n: :Section d'acier maximale et minimale
B : Aire du béton.
Br : Section réduite du béton d'un poteau.
Bt : Section de la partie tendue.
Lt : Largeur de la section tendue.
Mt : Masse torsionnelle.
E.L.S : Etat Limite de Service.
E.L.U : Etat Limite Ultime.
Ev : Module de déformation longitudinale différée du béton.
Ei : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.
Es : Module de déformation longitudinale de l'acier.
I : Moment d'inertie.
Ie : Moment d'inertie équivalent.
M : Moment fléchissant.
Mt : Moment fléchissant en travée d'une poutre.
Ma : Moment fléchissant en appui d'une poutre.
Mu : Moment fléchissant à l'E.L.U.
Mser : Moment fléchissant à l'E.L.S '
N : Effort normal.
Nser : Effort normal de service.
NU : Effort normal ultime.
Tu : Effort tranchant ultime.
G : Charge permanente.
Q : Charge d'exploitation.
E : Charge sismique.

Minuscules romaines :

h: Hauteur de la section du béton.
b : Largeur de la section du béton.
b0 : Largeur de la nervure du béton (section en Té.)
c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.
d : Hauteur utile d'une section.
f : Flèche.
fcj : Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours.
fc28 : Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.

fe : Limite d'élasticité de l'acier.
ftj : Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.
ft28 : Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.
i : Rayon de giration.
If : Longueur de flambement,
St : Espacement de cours d'armature transversale.

Majuscules grecques :

Δ : Variation.
∑ : sommation.
Φ: Diamètre nominal d'une barre d'aciers.
W : poids.

Minuscules grecques :

α: Angle.
γ : Coefficient de sécurité.
ε: Déformation relative.
η: Coefficient de fissuration.
λ::Élancement mécanique.
μ: Coefficient de frottement.
ν: Coefficient de POISSON.
ρ : Rapport de deux dimensions
σ : Contrainte normale.
τ : Contrainte tangentielle.
δ: Déplacement d'un niveau.

Autres notations :

A.N : Axe neutre.
C.V : Condition vérifiée.
C.N.V : Condition non vérifiée.

Documents réglementaires :

[1] Règles de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A.93.

[2] Règles parasismique Algérienne RPA99 version 2003 ; (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48).

[3] Charges permanentes et charges d'exploitation D.T.R B.C.2.2.

Manuels techniques :

- Calcul des ouvrages en Béton Armé. M. BELAZOUGHI.
- Conception et calcule des structure béton «HENRY THONIER ».
- Cours de formation

Logiciels :

- SAP 2000 V 16
- SOCOTEC
- EXPERT BA 2009