République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique



Faculté des Sciences et de La Technologie

Département de Génie de la Matière

Filière: Génie Civil

Projet de fin d'etude

Pour l'obtention du diplôme Master en Génie Civil

option:construction et matéraux

option:construction et matéraux

Thème

Conception & Etude d'une structure (sous-sol +R+6) en Béton Armé contreventé par des voiles

Encadré par :
Mr. Boudina Abdellah

Présenté par :
Mr. BOUGUERRA MAHFOUD

Promotion 2015





يارب ...لا ترعني أصاب بالغرور

إذا نجحت ولا أصاب باليأس إذا فشلت، بل ذكرني دائما بان الفشل هو التجارب التي تسبق النجاح.

يارب ....علمني أن التسامح هو اكبر مراتب القوة وأن حب الانتقام هو أول مظاهر الضعف

يا رب ...إذا جرحوتني من المال أترك لي نعمة الأمل

وإذا جرحوتني من الأمل أترك لي قوة الصبر ، كي أتغلب على الفشل .

وإذا جرحوتني من نعمة الصحة أترك لي نعمة الإيمان

يا رب ....إذا أسأت إلى الناس أعطيني شجاعة الاعتذار وإذا أساء

لي الناس أعطيني شجاعة العفو

يا رب ...إذا نسيتك لا تنساني

آمين

REMERCIEMENT

Nos premiers remerciements vont pour le bon dieu,

le tout puissant, qui nous a donné la force et la sagesse

D'arriver à ce stade dans nos études

. Nos vifs remerciements vont aussi à notre encadreur :

Mr. Boudina Abdellah Qui a fait tout son possible pour nous aide

Nous tenons à remercier :

le président et les membres de jury pour avoir accepté de juger notre travail.

Nos sincères remerciements vont également à tous les enseignants du département de Génie civil de l'université de Médéa, et à tous les Enseignants qui ont participé à notre formation.

Toutes les personnes qui ont contribué de prés ou de loin à la réalisation de ce projet de fine d'étude.

MERCI

BOUGUERRA MFD

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail aux personnes les plus chères au monde

Après mon DIEU pour leurs sacrifices :

A Mes chers parents que dieu les garde et préserve.

A Mes frères et ma sœur

A toute la famille bouguerra sans exception.

Je remercie mon promoteur ***Mr. Boudina Abdellah***
Pour son soutient

A Tous les Enseignants qui formier de primaire à lycée.
Sa bienveillance et sa patience au cours d'élaboration de ce travail :

Mes amis intimes

Mes collèges de travail.

A Tous mes collègues de domaine Génie Civil.

إلى كل من وسعتهم ذاكرتي ولم تسعهم مذكرتي

إليك أنت يا من تتصفح مذكرتي...

BOUGUERRA .MFD

لو لم أكن مهندس لتمنيت أن أكون مهندس

ملخص

يهدف هذا المشروع أساسا لدراسة عمارة غير منتظمة القياسات (طابق أرضي+06 طوابق+طابق سفلي) الواقعة في ولاية المدية قياس و تسليح العناصر المقاومة للبنية صمم طبقا للمعايير المعمولة بها في الجزائر.

قمنا بالدراسة الديناميكية ذات ثلاث أبعاد بواسطة.«ROBOT version 23» تم تصميم أرضية طوابق العمارة بأرضية غير مشوهة القياسات

تقوية البنية بواسطة جدران خراسانية مسلحة كان ضروريا بما أن الإزاحة الجانبية لما بين الطوابق فاق القيم المقبولة.

تحديد الأبعاد و التسليح كل العناصر المقاومة للبناية صمم طبق المعايير و المقايس المعمول بها في الجزائر

(RPA 99 version 2003, C.B.A93)

كلمات مفتاحيه

عمارة.الخرسانة المسلحة. تسليح.دراسة ديناميكية. أعمدة. عارضات. جدران من الخرسانة المسلحة. أساس مساحي .قوانين

Résumé

Le présent mémoire, porte sur l'étude d'un bâtiment de forme irrégulière en plan (RDC+06+Sous-sols) situé à Médéa. Le pré dimensionnement des éléments porteurs de la structure a été fait conformément au C.B.A93 et RPA99 version2003.
L'analyse sismique de la structure a été réalisée par le logiciel de calcul ***«ROBOT version 23*** *Les planchers du bâtiment ont été modélisés par des diaphragmes (indéformables dans leur plan). Le renforcement de la structure par le rajout de voiles de contreventement, a été nécessaire vu que les déplacements latéraux inter-étages de la structure pré dimensionnée dépassent les valeurs admissibles.*

Le calcul des dimensions et du ferraillage de tous les éléments résistants est conforme aux règles applicables en vigueurs à savoir (RPA 99 version 2003, C.B.A93)

Mots clés : *Bâtiment, béton armé, ferraillage, étude dynamique, poteaux, poutres, voiles, radier général, règlements.*

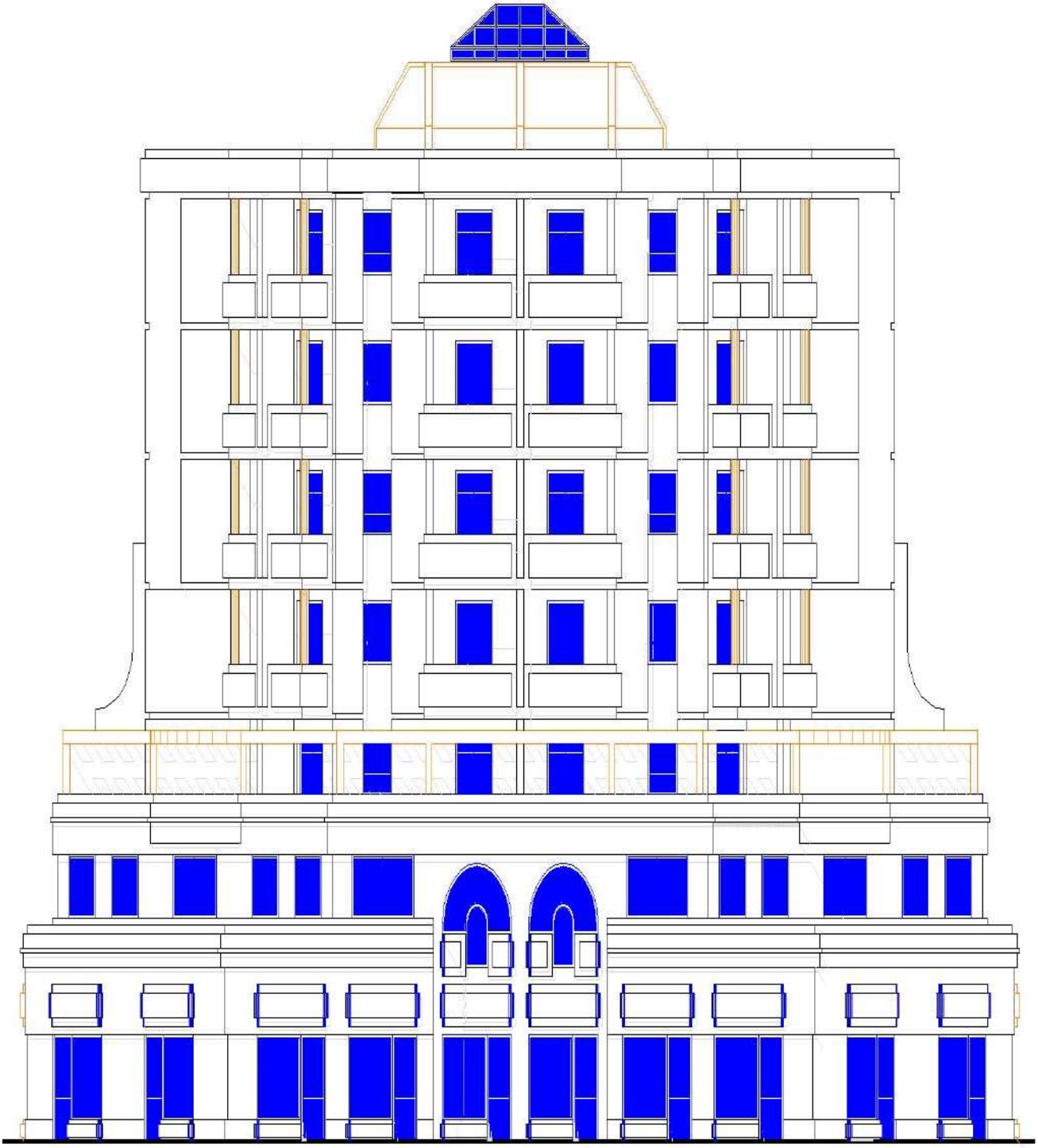
ABSTRACT

The present project deals with the study of a building located in Algiers, an area of seismicity (IIa) according to the Medea seismic standards (RPA99version 2003). The structure presents irregularity in plan. The three-dimensional seismic analysis was conducted by industrial software called ***«ROBOT version 23».*** *A diaphragm constraint was assigned to each floor. The lateral dynamic displacements and the resultant base shear force given by the model were compared to those required by the standards.*

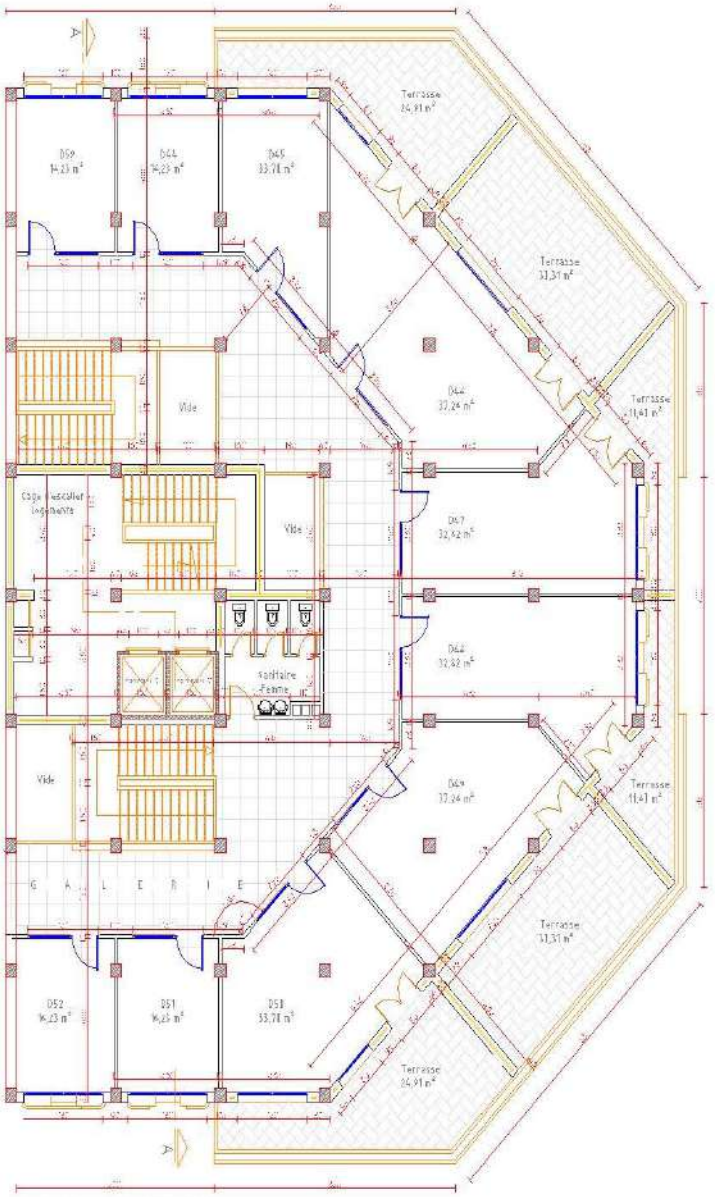
Reinforced concrete walls were added to the structural systems to satisfy building codes. The shell element internal forces and stresses were evaluated under several different loading combinations.

Key words Building, *:reinforced concrete, reinforcement, dynamic study, columns, beams, sails,*

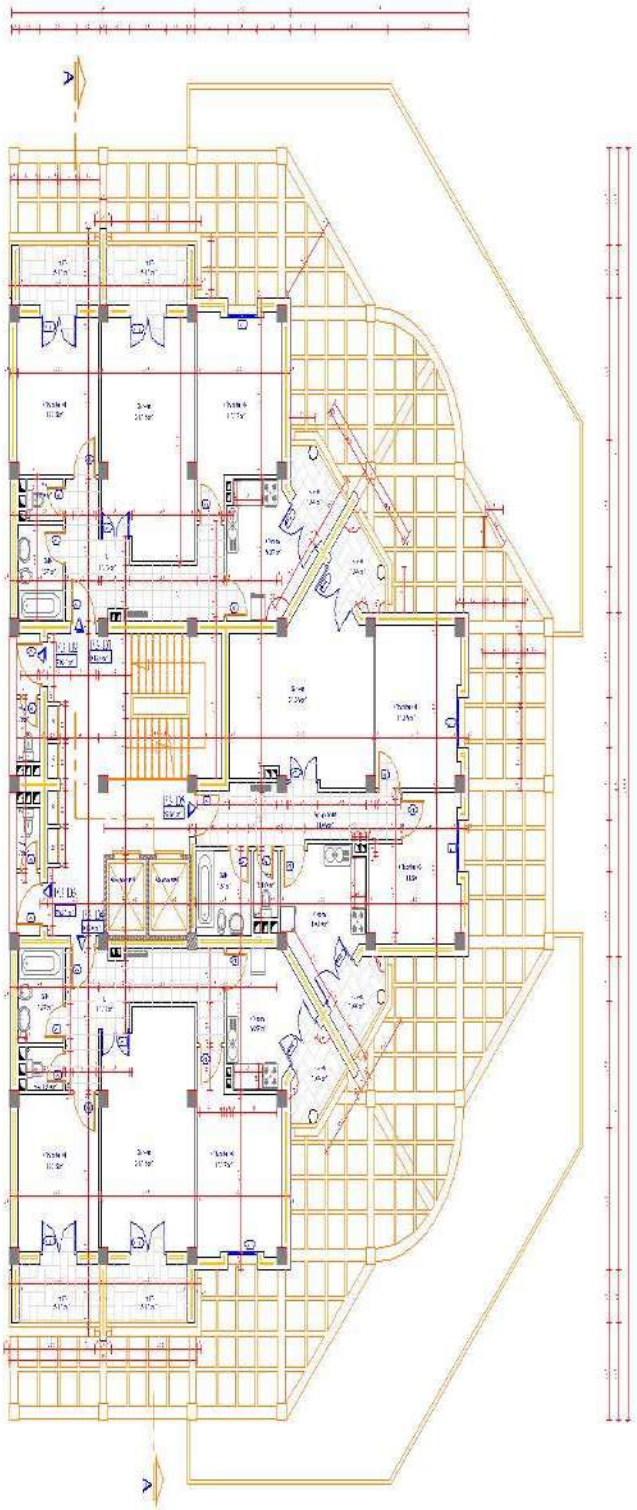
General strike, regulations.



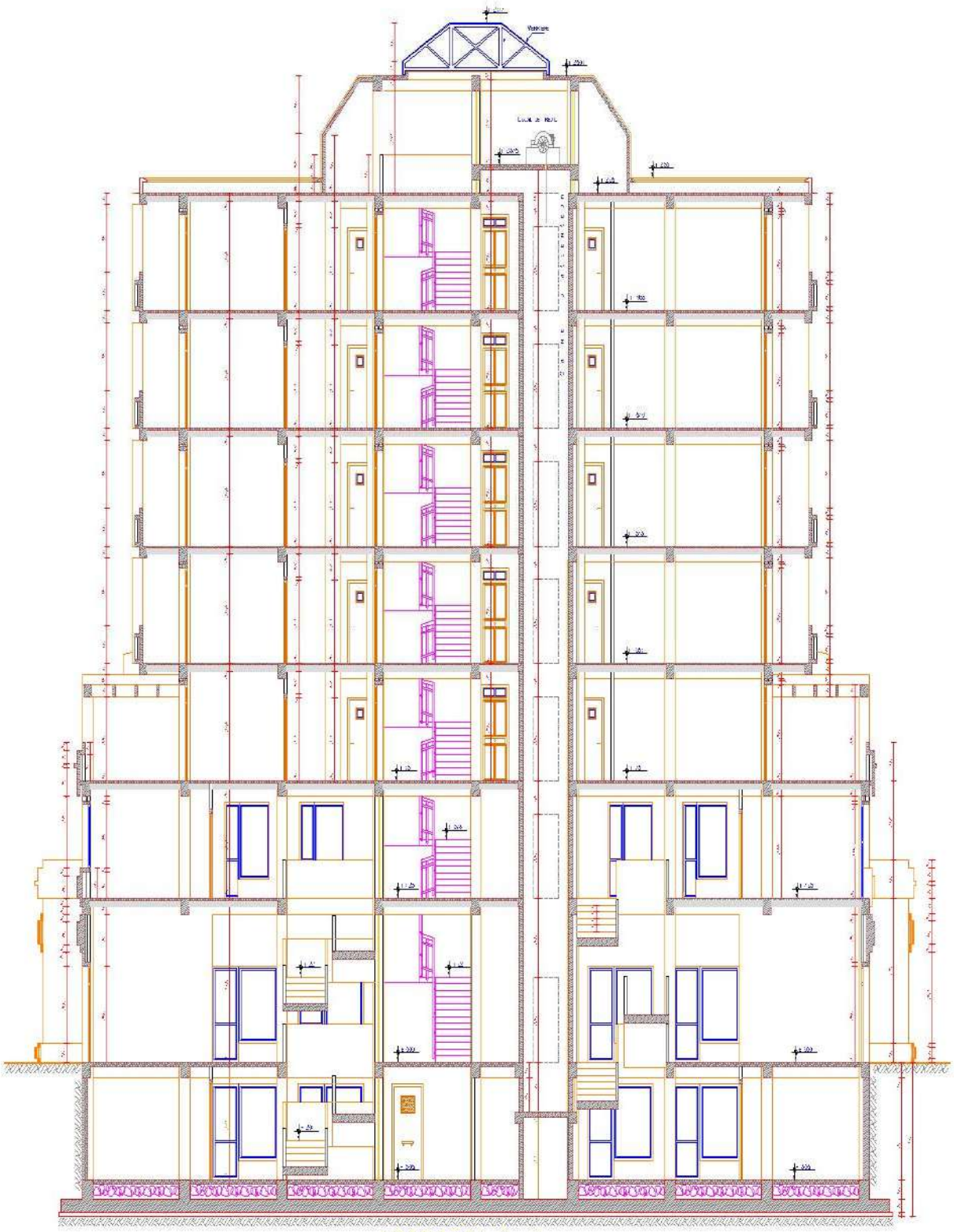
FACADE NORD



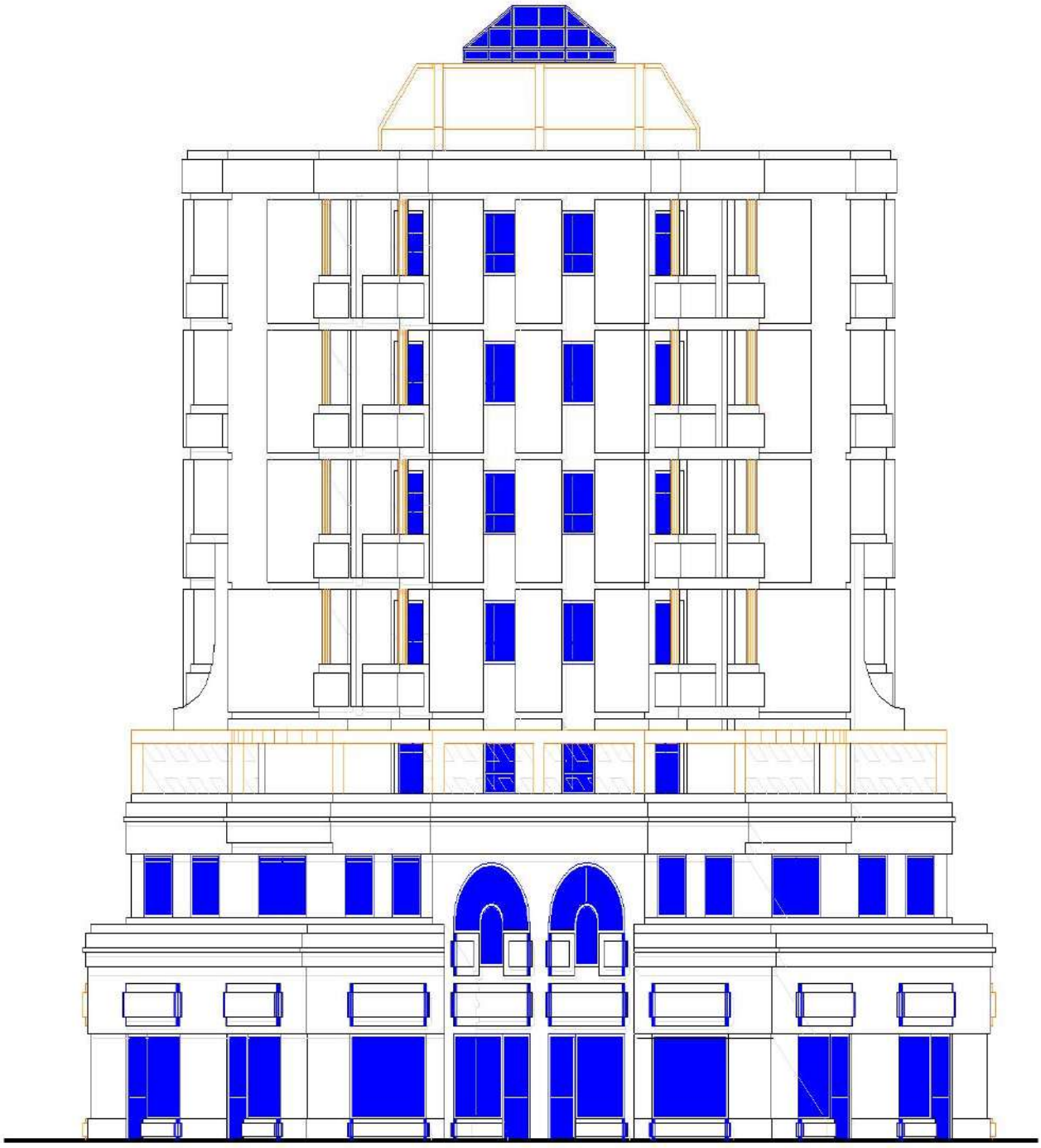
PLAN ETAGE 01



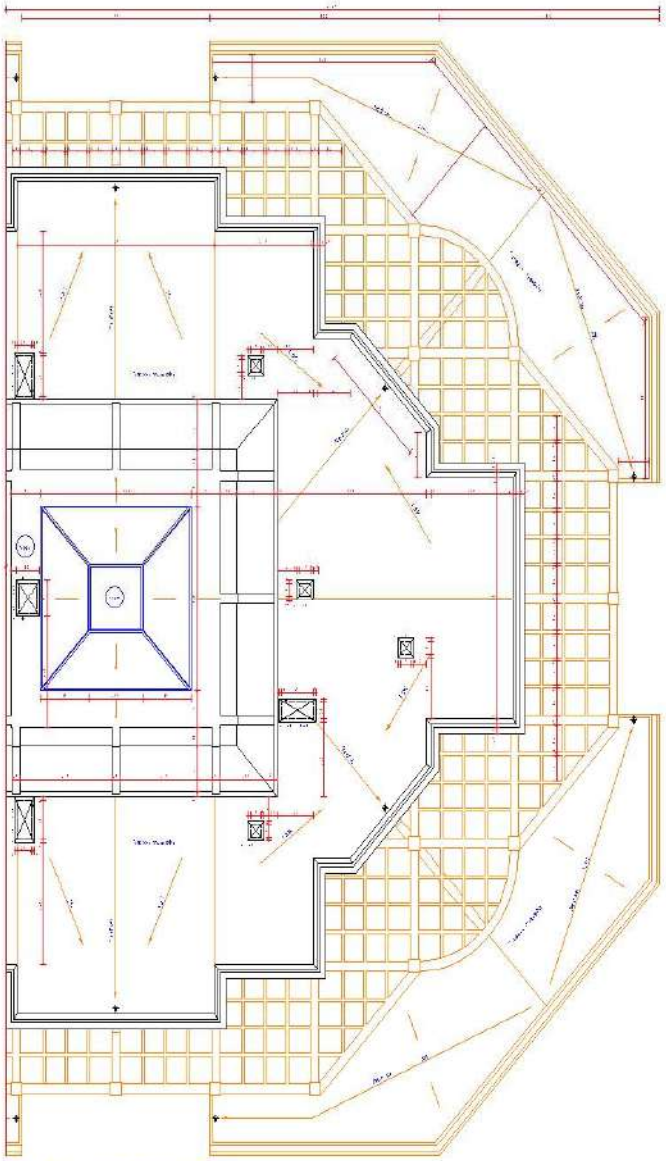
PLAN ETAGE 03



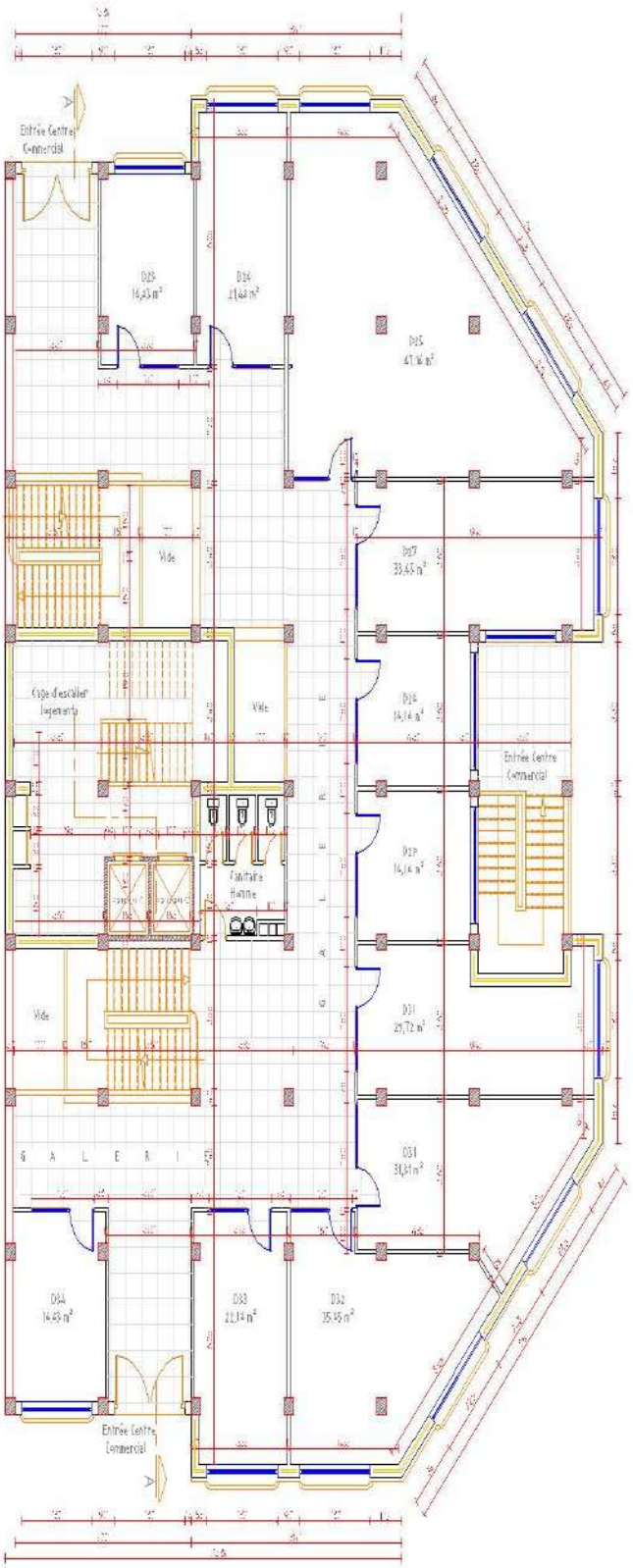
COUPE A-A



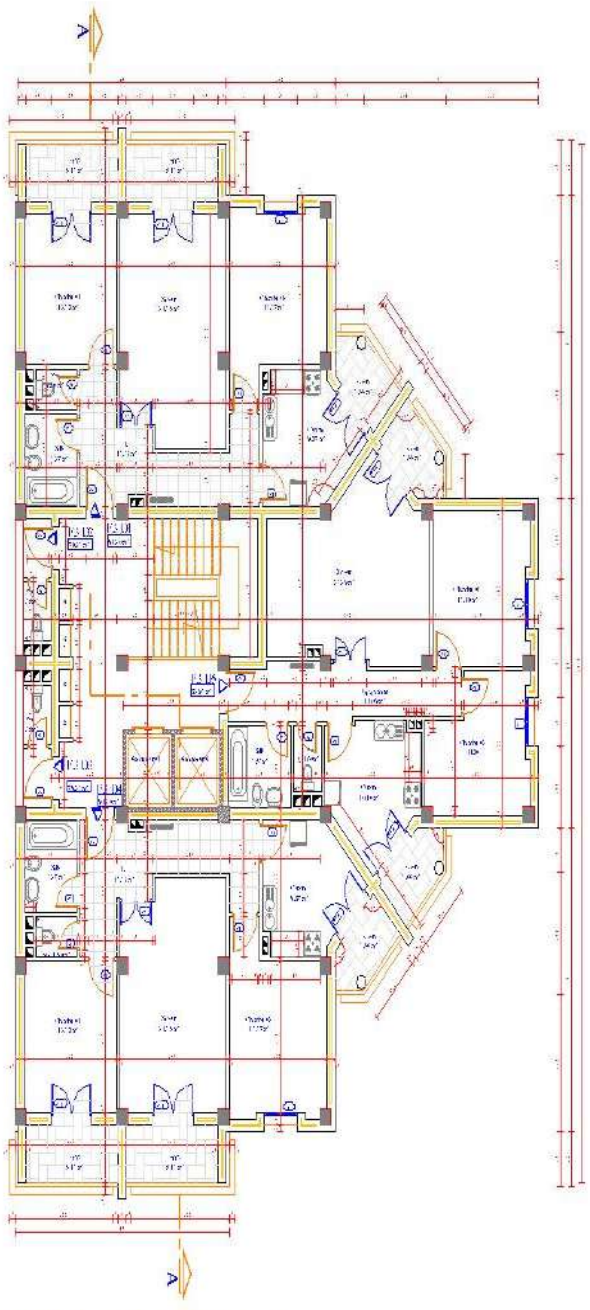
FACADE EST



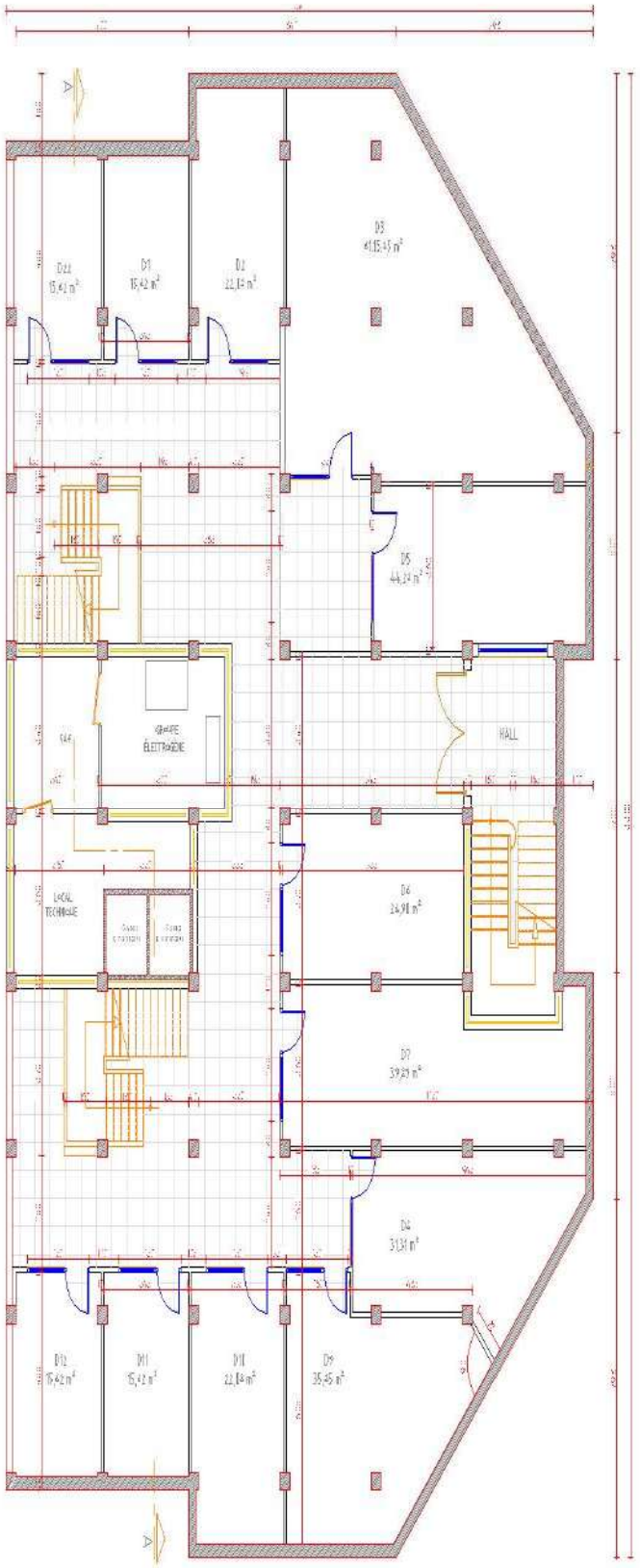
PLAN TOITURE


Entrée Centre Commercial
D25
16,43 m²
D24
21,68 m²
D23
47,16 m²
Vide
D27
33,65 m²
Cage d'escalier logements
Vide
D26
14,14 m²
Entrée Centre Commercial
Sanitaire Homme
D28
14,14 m²
Vide
D31
29,72 m²
G A L E R I E
D34
31,31 m²
D34
14,33 m²
D33
22,14 m²
D32
35,45 m²
Entrée Centre Commercial

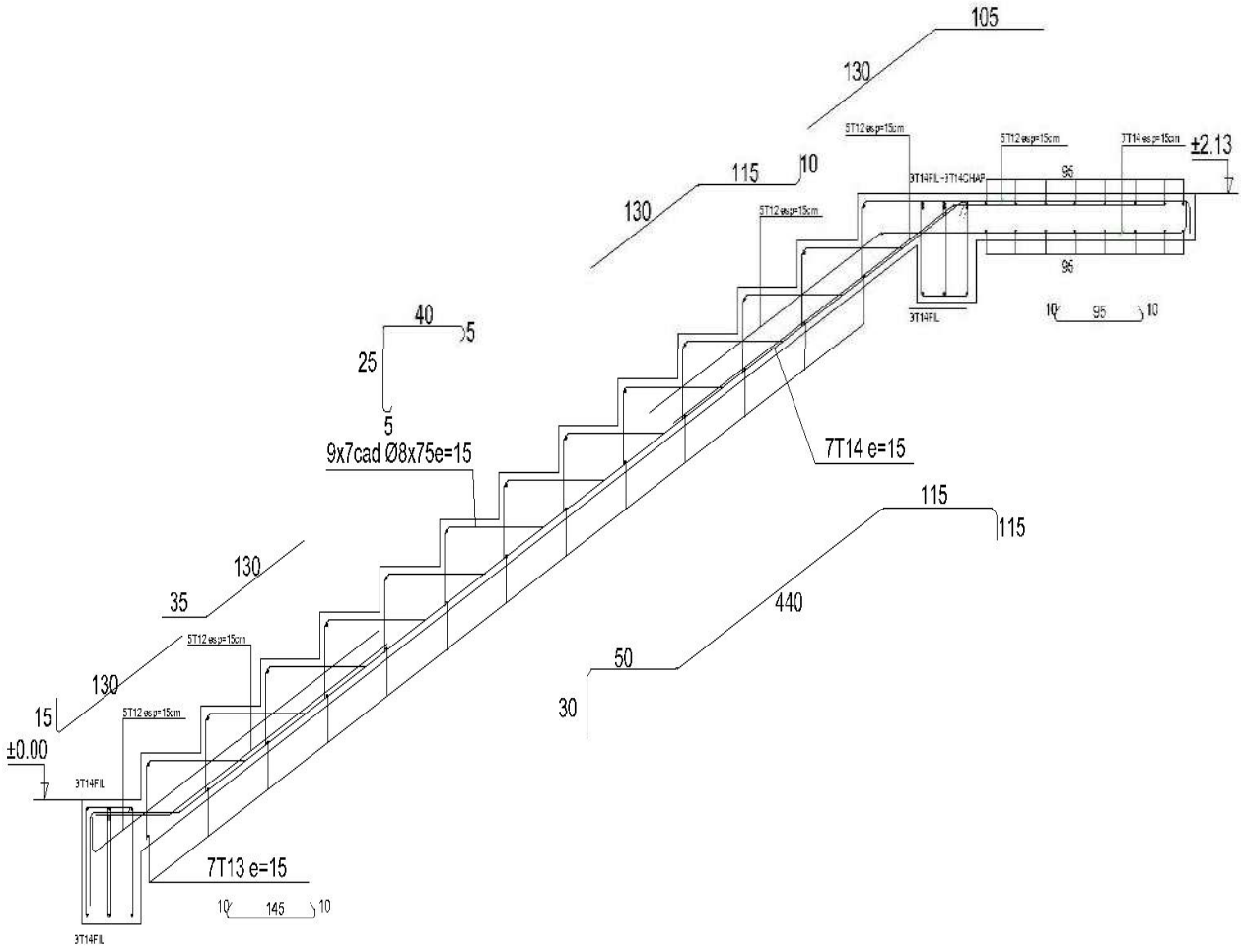
PLAN R.D.C.

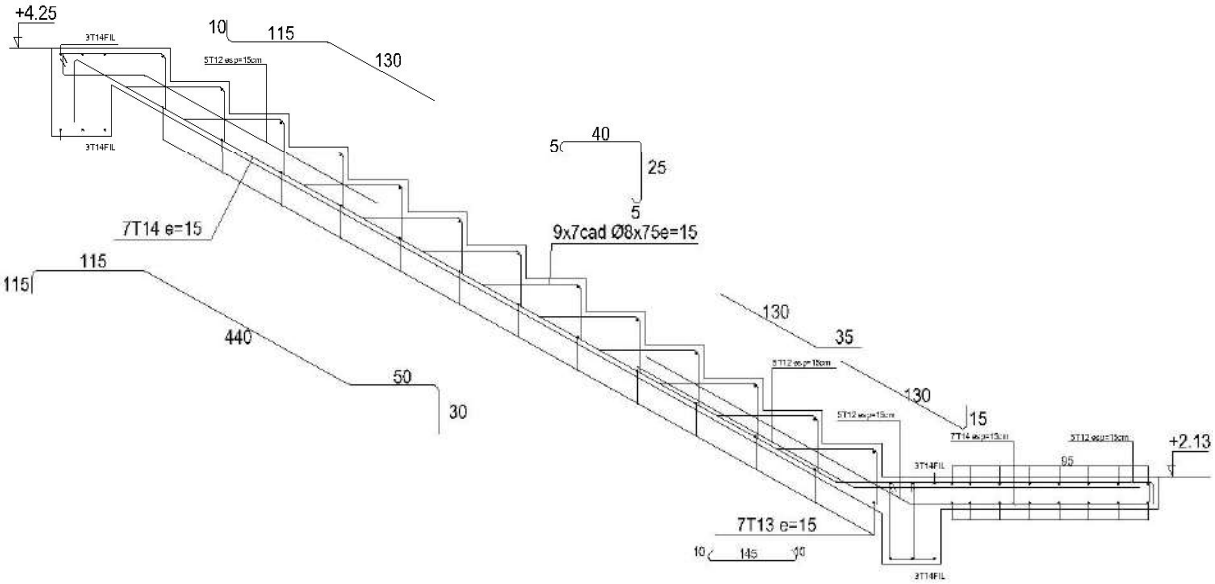


PLAN ETAGE 04 à 09

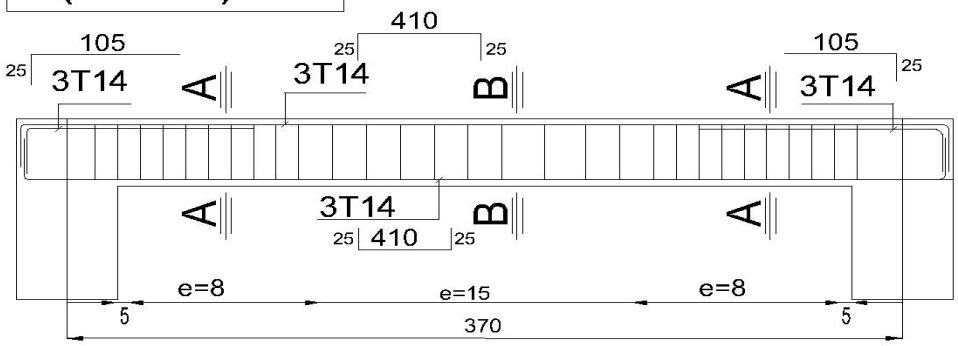


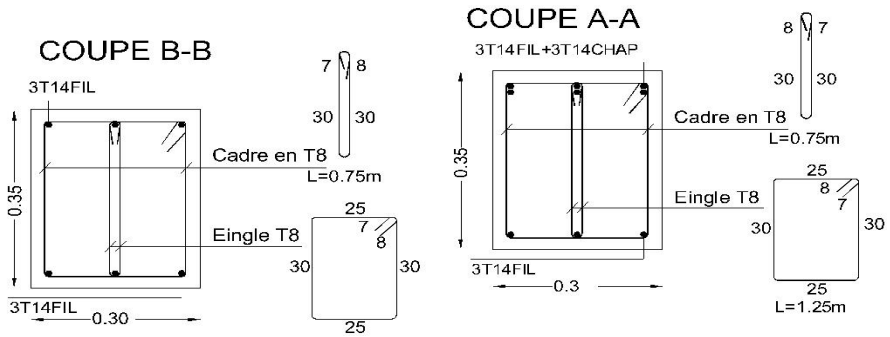
PLAN SOUS-SOL

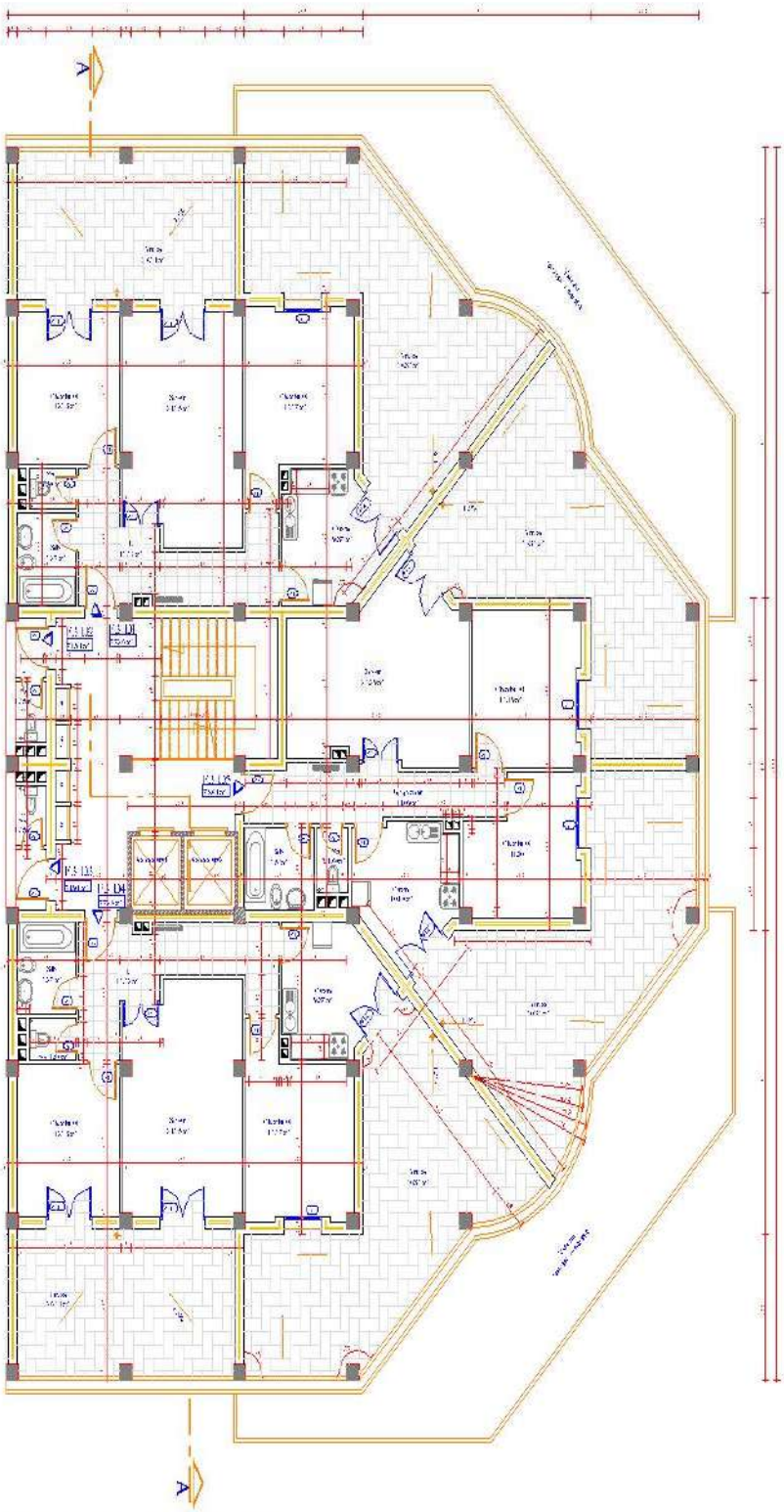

105
130
115
10
130
5T12 esp=15cm
5T12 esp=15cm
7T14 esp=15cm
±2.13
3T14FIL+3T14CHAP
95
95
3T14FIL
10
95
10
40
5
25
5
9x7cad Ø8x75e=15
7T14 e=15
115
115
440
50
30
130
35
130
15
5T12 esp=15cm
5T12 esp=15cm
±0.00
3T14FIL
7T13 e=15
10
145
10
3T14FIL


+4.25
3T14FIL
10
115
130
5T12 esp=15cm
40
25
5
7T14 e=15
9x7cad Ø8x75e=15
115
115
440
50
30
130
35
130
15
95
+2.13
7T13 e=15
10
145
10

P(30x35)


105
25
3T14
A
410
25
25
3T14
B
105
25
3T14
A
A
3T14
25
410
25
B
A
e=8
e=15
e=8
5
370
5


COUPE B-B
3T14FIL
7
8
30
30
Cadre en T8
L=0.75m
0.35
25
7
8
Eingle T8
30
30
25
3T14FIL
0.30
COUPE A-A
3T14FIL+3T14CHAP
8
7
30
30
Cadre en T8
L=0.75m
0.35
25
8
7
Eingle T8
30
30
3T14FIL
0.3
25
L=1.25m



PLAN ETAGE 02

Sommaire

Résumé

Remercie

Dédicaces

Liste des tableaux,

Liste Figures

Notations

Généralité

Introduction générale

Chapitre I : Description de l'ouvrage

- *Introduction :..... .....1*
- *présentation de l'ouvrage:..... .....1*
- *Caractéristiques du bâtiment :..... .....2*
- *Système de contreventement :..... .....2*
- *Caractéristiques du sol :..... .....3*
- *Caractéristique mécaniques des matériaux :..... .....4*
- *Béton:..... .....4*
- *Les contraintes limites de calcul:.....8*
- *Les Aciers:..... .....10*
- *Contrainte limite de l'acier:..... .....11*
- *HYPOTHESES DE CALCUL:..... .....12*
- *Conclusion:..... .....12*

Chapitre II : Prédimensionnement

- *Introduction :..... .....13*
- *Pré dimensionnement des planchers :..... .....13*
- *Évaluation des charges permanents et surcharges d'exploitations :..... .....15*
- *Pré dimensionnement des éléments structuraux (poteaux, poutre, voile) :..... .....19*
- *Les poutres:..... .....19*
- *Pré dimensionnement des poteaux:..... .....23*
- *Pré- dimensionnement des voiles :..... .....30*

ChapitreIII : ferraillage des éléments secondaires

- *L'acrotère : 32*
- *Les escaliers : 38*
- *Calcul de la poutre palière :..... .....46*
- *Etude de la dalle machine:.....51*
- *Balcon:.....57*
- *Les consoles :.....61*
- *Calcule de la dalle pleine triangulaire 66*
- *Études des planchers :.....69*

Chapitre IV : étude dynamique

- Introduction :.....90
- Caractéristiques géométriques de la structure:.....90
- Etude dynamique :.....92
- Choix de la méthode du calcul dynamique:..... 93
- Modélisation :.....93
- Modélisation mathématique :.....93
- Modélisation de la rigidité :.....95
- Modélisation de la masse:.....95
- Résultats de l'analyse dynamique :.....96
- Détermination du spectre de réponse :.....100
- Résultats et vérifications de l'analyse dynamique :.....102
- Conclusion général :.....113

Chapitre V : ferraillage des éléments résistants

- introduction: 114
- Ferraillage des poutres : 114
- combinaisons de charges : 114
- Calcul du ferraillage : 115
- choix des armatures : 116
- Vérifications vis-à-vis de l'ELS : 117
- Vérification de l'effort tranchant : 118
- Calcul des armatures transversales : 119
- les poteaux : 121
- Introduction : 121
- Ferraillage des poteaux : 122
- Combinaison d'action : 122
- Présentation des résultats : 123
- Choix des armatures : 125
- Vérification vis-à-vis de l'état limite de service : 125
- Vérification de l'effort tranchant : 126
- Ferraillage des poteaux de sous –sol : 130
- Ferraillage des voiles : 132
- Introduction au ferraillage des voiles : 132
- Règles communes : 135
- Les voiles pleins: 136
- Les voiles avec ouverteure : 137

Chapitre VI: étude de l'infrastructure

- Introduction : 144
- Différents types de fondations :..... 144
- Choix du type de fondation : 145
- Calcul de fondation : 145
- Semelles isolées : 147
- Calcul des semelles filantes : 149
- Etude de Radier général : 151
- Pré dimensionnement de radier : 152
- Dimensionnement de nervure : 153

- *Caractéristiques géométriques du radier : ……155*
- *Calcul des contraintes : ……157*
- *Ferraillage du radier :……159*
- *Ferraillage des nervures : ……163*
- *Ferraillage des débords : ……166*
- *Étude du voile périphérique : ……167*
- *Les longrines : ……170*
- *Conclusion générale……172*

- ***Référence et bibliographiques***
- ***Annexe***

Lists de figures

Chapitre I:

Figure I.1 : Déformation d'une éprouvette.....07

Figure I. 2 : diagramme parabole rectangle contrainte -déformation béton à l'ELU 08

Figuer I.3: diagramme rectangulaire contrainte- déformation béton 09

Figure I. 04 : diagramme contrainte-déformations à L'ELS.....09

(Figure I. 5): Diagramme calcul « déformation, contrainte » pour les aciers 11

Chapitre II:

Figure II. 1: dimensionnement de plancher à corps creux.....13

Figure II. 2: Dimensions du corps creux.....14

Figure II.3 : mur simple cloison et mur double cloison.....16

Figure II.4 : composants d'un plancher terrasse.....17

Figure II.5 : composants d'un plancher courant.....17

Figure II.6.Composants d'un balcon de la terrasse.....18

Figure II.7 : Schéma statique d'une poutre.....20

Figure II.08 : Poutre isostatique.....21

Figure II.09 : coupe donne la poutre.....22

Figure II.10: Section réduite du poteau.....25

Figure II.11: représentation du poteau le plus sollicité.....27

Figure II.12 : Coupe de voile en plan (gauche) Voile en 3D (droite)..... 31

Chapitre III:

Figure III.1 : L'acrotère.....32

Figure III.2 : sollicitation de l'acrotère.....32

Figure III.03: diagrammes des efforts a L'ELU.....33..

Figure III.04: Ferraillage de l'acrotère.....37

Figure III.05: Représentation d'un escalier.....38

Figure III.06: Dimensions de l'escalier.....39

Figure III.07 : Schéma statique à l'E.L.U.....41

Figure III.08 : Schéma statique à l'E.L.S.....42.

Figure III.09: Dimensionnement de la poutre palière.....46

Figure III.10; Différents efforts dans la poutre palière (ELU) 47

Figure III.11 ; Différents efforts dans la poutre palière a ELS……48

Figure III.12 : ferraillage de la poutre palière ……51

Figure III.13: la dalle machine……51

Figure III.14: ferraillage de dalle machine……56

Figure III.15 : Schéma statique de balcon……57

Figure III.16 : ferraillage de balcon……60

Figure. III.17: Dimension du consol……61

Figure III.18 : de ferraillage de console……65

Figure III.19: Dimension de la dalle pleine triangulaire……66

Figure III.20: de ferraillage de console……69

Figure III.21 : plancher à corps creux……70

Figure III.22: ferraillage de dalle compression……71

Figure III.23 schéma de poutrelles……72

Figure III.24 : Schéma statique de poutrelles……74

Figure III.25 : Schéma statique d'une poutrelle à trois travées……77

Figure III.26: Diagramme de moment fléchissant……77

Figure III.27: Diagramme de l'effort tranchant……78

Figure III.28: Schéma statique d'une poutrelle à quatre travées……78

Figure III.29: Diagramme de moment fléchissant……79

Figure III.30: Diagramme de l'effort tranchant……80

Figure III.31: Schéma statique d'une poutrelle à cinq travées……80

Figure III.32: Diagramme de moment fléchissant……81

Figure III.33: Diagramme de l'effort tranchant……81

Figure III.34: Coupe de Section Rectangulaire et Section en T……82

Figure III.34: Ferraillage des poutrelles……89

Chapitre IV :

Figure IV. 1 : caractéristiques géométriques d'un refend plein……91

Figure IV. 2: Structure sans voiles……96

Figure IV. 3: Le comportement des trois premiers modes des Structure sans voiles……98

Figure IV. 4: Disposition des voiles de sous – sol jusqu'a dernier niveau……99

Figure IV. 5: Modélisation de la structure étudiée……100

Figure IV. 6 : Spectre de réponse suivent x et y……101

Figure IV. 7: Le comportement des trois premiers modes de Structure avec voiles……102

Figure IV. 8: Les forces agissent sur la stabilité au renversement……105

Figure IV. 9 : Distribution des forces sismiques……106

Figure IV. 10: Concentration des forces sismiques aux étages suivant X……107

Figure IV. 11: Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y……108

Figure IV. 12: Le grand effet P- Δ……111

Figure IV. 13 : L'effet P- Delta……112

Chapitre V :

Figure 01 : Disposition des armatures pour les poutres……121

Figure 02: les sollicitations provoquent de voiles……132

Figure03 : Disposition des armatures verticales dans les voiles……133

figure 04 :le moment et effore tranche de linteux……139
Figure05: les armatures de linteaux……140

Figure 06 : Efforts dans les bielles du linteau……140
Figure 07: voile avec ouverture……142

Chapitre VI :

Figure VI. 01: Dimension des semelles isolée……147

Figure VI. 02 : Les bulles de pression……149

Figure VI. 03: schémas d'une semelle filante sous voiles et poteaux……149

Figure VI. 04 : schémas d'une semelle filante sous poteaux……150

Figure VI. 05 : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux……154
Figure VI. 06: Schéma statique du bâtiment……156

Figure VI. 07:Contraintes sous le radier……157

Figuer VI. 08:Schéma de panneau le plus sollicité……159

Figure VI. 09 : Ferraillage des nervures ……165

Figure VI. 10: Diagramme de moment fléchissant……166

Figure VI. 11 : Ferraillage de la longrine……172

Liste des tableaux

Chapitre I :

Tableau I.1 : dimensions du bloc B du bâtiment.....5

Tableau I.2 : la résistance fcj du béton à 7jours, 14 et 90jours.....6

Tableau I.3 : Caractéristiques mécanique des aciers.....10

Tableau I.4: les divers états-limites.....10

Chapitre II:

Tableau II.1 : charge permanente du mur simple cloison.....15

Tableau II.2: charge permanente du mur double cloison.....16

Tableau II.3 : Charge permanente du plancher terrasse.....16

Tableau II.4 : Charge permanente du plancher courant.....17

Tableau II.5 : Charges permanentes (dalle pleine)..... 18

Tableau II.6 Dégression des surcharges.....24

Tableau II.7 : Calcul l'effort Ng.....28

Tableau II.8 : Calcul l'effort Nq.....29

Tableau II.9 Choix des sections des poteaux.....29

Tableau II.10 : choix de la section des Poteaux.....30

Tableau II.11:vérification de RPA99.....30

Chapitre III :

Tableau III.01: Poids propre du palier de repos de l'escalier.....40

Tableau III.02: Poids propre de la paillasse de l'escalier.....40

Tableau III.03 : Combinaison des charges de l'escalier.....40

Tableau III.04: Les données.....42

Tableau III.05 : Calcul des sections d'acier de l'escalier.....42

Tableau III.06 : Les armatures de répartition.....43

Tableau III.07 : Vérification de l'espacement 43

Tableau III.08 : Vérification à l'E.L.S.....44

Tableau III.09 : Vérification de la flèche de l'escalier.....45

Tableau III.10: Prédimensionnement de la poutre palière.....46

Tableau III.11: Les efforts agissants sur une poutre palière. 47

Tableau III.12 : les données.....48

Tableau III.13 : Calcul des sections d'acier de la poutre palière.....48

Tableau III.14: Vérification à l'E.L.S……50

Tableau III.15 : Vérifications préliminaires de la flèche de la poutre palière ……50

Tableau III.16 : récapitulatif des résultats de ferraillage en travée (sens L_x) ……53

Tableau III.17 : récapitulatif des résultats de ferraillage en travée (sens L_y) ……53

Tableau III.18 : récapitulatif des résultats de ferraillage sur appuis……53

Tableau III.19: Vérification des contraintes de la dalle en travée et sur appuis dans les deux sens……55

Tableaux III.20 : les donnes de calcul……63

Tableau III.21: récapitulatif des résultats : ……64

Tableau III.22: Ferraillage de la dalle pleine triangulaire……67

Tableau III.23: Vérification des contraintes de la dalle triangulaire……68

Tableau III.24 : calcul des efforts internes (M, N) des poutrelles à cinq travées. ……77

Tableau III.25: Récapitulatif du calcul.T^{max} & M^{max}……78

Tableau III.26: Tableau récapitulatif des efforts à deux travées……79

Tableau III. 27: Récapitulatif du calcul.T^{max} & M^{max}……80

Tableau III.28: Tableau récapitulatif des efforts à cinq travées……81

Tableau III.29: Récapitulatif du calcul.T^{max} & M^{max}……82

Tableau III.30: Récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée : ……83

Tableau III31: Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appuis……83

Tableau III.32: Tableau récapitulatif pour la vérification à l'ELS……85

Tableau III.33: Récapitulatif du calcul de la flèche……87

<u>Chapitre IV:</u>

Tableau IV. 1: Calcul centre de masse et centre de torsion……91

Tableau IV. 2 : Calcul de l'excentricité accidentelle……92

Tableau IV. 3 : Calcul de l'excentricité statique……92

Tableau IV. 4 ; Période et facteurs de participation massique du modèle initial……97

Tableau IV. 05 : détermination du facteur de qualité Q ……101

Tableau IV. 6 : Le comportement des trois premiers modes……102

Tableau IV. 7: Coefficient de participation massique……103

Tableau IV. 8 : vérification des périodes……104

Tableau IV. 9 : Calcul de la force sismique……105

Tableau IV. 10: Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul……105

Tableau IV. 11: Forces sismiques selon la hauteur suivant X……107

Tableau IV. 12: Forces sismiques selon la hauteur suivant Y.....108

Tableau IV. 13 : calcul du moment de renversement 109

Tableau IV. 14 : calcul du moment stabilisant.....109

Tableau IV. 15 : Vérification de la stabilité.....109

Tableau IV. 16 : Vérification des déplacements inter-étages sens X.....110

Tableau IV. 17 : Vérification des déplacements inter-étages sens Y.....111

Tableau IV. 18: Vérification l'effet P-Δ sens X.....113

Tableau IV. 19 : Vérification l'effet P-Δ sens Y.....113

Chapitre V :

Tableau V.01 : Les données de calcul.....114

Tableau V. 02: Ferraillage des poutres porteuses (situation durable) 115

Tableau V.03 : Ferraillage des poutres porteuses (situation accidentelle) 115

Tableau V.05 : Ferraillage des poutres secondaires (situation accidentelle) 116

Tableau V.04 : Ferraillage des poutres secondaires (situation durable) 116

Tableau V.06: Choix des armatures pour les poutres porteuses 116

Tableau V. 07: Choix des armatures pour les poutres secondaires..... 117

Tableau V.08: Vérification de la condition de non fragilité.....117

Tableau V.09: Vérification des poutres principales à l'ELS.....118

Tableau V.10: Vérification des poutres secondaires à l'ELS.....118

Tableau V.11: Vérification de la contrainte de cisaillement 119

Tableau V.12: Calcul des armatures transversales.....119

Tableau V.13 : Vérification de la flèche des poutres.....120

Tableau V. 14: calcul des contraintes.....121

Tableau V. 15: Ferraillage des poteaux situation durable (N^{max}, M^{corr})..... 123

Tableau V.16 : Ferraillage des poteaux situation durable (M^{max}, N^{corr})..... 123

Tableau V.17: Ferraillage des poteaux situation accidentelle 1 (N^{max}, M^{corr})..... 124

Tableau V.18: Ferraillage des poteaux situation accidentelle 1 (M^{max}, N^{corr})..... 124

Tableau V.19 : Ferraillage des poteaux situation accidentelle 2 (N^{max}, M^{corr})..... 124

Tableau V.20: Ferraillage des poteaux situation accidentelle 2 (M^{max}, N^{corr})..... 125

Tableau V.21: Choix des armatures des poteaux du bloc.....125

Tableau V.22 : Vérification des contraintes pour les poteaux (N^{max}, M^{corr}) :..... 126

Tableau V. 23: Vérification des contraintes pour les poteaux (M^{max}, N^{corr})..... 126

Tableau V.24 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux ……127

Tableau V.25: Espacements maximaux selon RPA99 ……129

Tableau V.26 : Choix des armatures transversales pour les poteaux……129

Tableau V.27: Choix des armatures des poteaux de sous sol……131

Tableau V. 28 : Vérification des contraintes des poteaux de l'infrastructure ……131

Tableau V. 29 : Les données de calcul……135

Tableau V.30 : Ferraillage verticale des voiles pleins……136

Tableau V.31 : Ferraillage verticale du voile……136

Tableau V.32 : Vérification des efforts tranchants……137

Tableau V.33: calcul des armatures horizontales et leurs espacements ……137

Chapitre VI :

Tableau VI. 01: Effort normal appliqué sur les fondations……146

Tableau VI. 02: Sections des semelles isolées……148

Tableau VI. 03 : Sections des semelles filantes……151

Tableau VI. 04: Contraintes sous le radier à l'ELS……158

Tableau VI. 05: Contraintes sous le radier à l'ELU……158

Tableau VI. 06 : Récapitulatifs des moments max. dans les panneaux……161

Tableau VI. 07: Ferraillage des panneaux du radier ……161

Tableau VI. 08: Vérification des contraintes……163

Tableau VI. 09: Ferraillage des nervure……163

Tableau VI. 10 : Vérification des contraintes……164

Tableau VI. 11: Espacement des armatures transversales ……165

Tableau VI. 12: Choix des armatures transversales ……165

Tableau VI. 13: Ferraillage des débords……166

Tableau VI. 14: Ferraillage du voile périphérique……168

Tableau VI. 15: Vérification des contraintes à l'ELS……170

Liste des abréviations et symboles

- *A : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.*
- A_s *: Aire d'une section d'acier.*
- A_t *: Section d'armatures transversales.*
- *B : Aire d'une section de béton.*
- *θ:Diamètre des armatures, mode propre.*
- *φ:Angle de frottement.*
- C *: Cohésion.*
- $\overline{\sigma}$ *: Capacité portante admissible.*
- *Q : Charge d'exploitation.*
- σ_c *: Contrainte de consolidation.*
- C_c *: Coefficient de compression.*
- C_s *: Coefficient de sur consolidation.*
- γ_s *: Coefficient de sécurité dans l'acier.*
- γ_b *Coefficient de sécurité dans le béton.*
- σ_s *: Contrainte de traction de l'acier.*
- $б_{bc}$ *: Contrainte de compression du béton.*
- $\overline{\sigma}_s$ *Contrainte de traction admissible de l'acier.*
- $\overline{\sigma}_{bc}$ *Contrainte de compression admissible du béton.*
- τ_u *: Contrainte ultime de cisaillement.*
- τ *: Contrainte tangentielle.*
- β *: Coefficient de pondération.*
- $б_{sol}$ *: Contrainte du sol.*
- $б_m$ *: Contrainte moyenne.*
- *G : Charge permanente.*
- ζ *: Déformation relative.*
- V_0 *: Effort tranchant a la base.*
- *E.L.U : Etat limite ultime.*
- *E.L.S : Etat limite service.*
- N_{ser} *: Effort normal pondéré aux états limites de service.*
- N_u *: Effort normal pondéré aux états limites ultime.*
- T_u *: Effort tranchant ultime.*
- *T : Effort tranchant, période.*
- S_t *: Espacement.*
- λ *: Elancement.*
- *e : Epaisseur, Indice des vides.*
- N_q, N , N_c *Facteur de portance .*
- *F : Force concentrée.*
- f *: Flèche.*
- $\overline{f}$ *Flèche admissible.*
- *D : Fiche d'ancrage.*
- *L : Longueur ou portée.*
- L_f *: Longueur de flambement.*
- I_p *: Indice de plasticité.*

- I_c : *Indice de consistance .*
- W : *Teneur en eau, Poids total de la structure.*
- S_r : *Degré de saturation.*
- γ_d : *Poids volumique sèche.*
- γ_h : *Poids volumique humide.*
- γ_{sat} *Poids volumique saturé.*
- W_{sat} : *Teneur en eau saturé.*
- W_L : *Limite de liquidité.*
- W_p : *Limite de plasticité.*
- D : *Hauteur utile.*
- F_e : *Limite d'élasticité de l'acier.*
- M_u : *Moment è l'état limite ultime.*
- M_{ser} : *Moment à l'état limite de service.*
- M_t : *Moment en travée.*
- M_a : *Moment sur appuis.*
- M_0 : *Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment à la base.*
- I : *Moment d'inertie.*
- f_i *Flèche due aux charges instantanées.*
- f_v *Flèche due aux charges de longue durée.*
- I_{fi} *Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.*
- I_{fv} *Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.*
- M : *Moment, Masse.*
- E_{ij} *Module d'élasticité instantané.*
- E_{vj} *Module d'élasticité différé.*
- E_s : *Module d'élasticité de l'acier.*
- P : *Rayon moyen.*
- f_{c28} *Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.*
- f_{t28} *Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.*
- f_{cj} *Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.*
- K : *Coefficient de raideur de sol.*
- S_c : *Tassement œnométrique.*
- S_c^t : *Tassement totale.*
- S_c^{adm} : *Tassement admissible.*
- δ : *Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.*
- Y : *Position de l'axe neutre.*
- I_0 : *Moment d'inertie de la section totale homogène.*

Autres notations :

- *A.N : Axe neutre.*
- *OK : Condition vérifiée.*
- *C.N.V : Condition non vérifiée.*
- *Dur : Durable.*
- *Acc : Accidentelle*

Généralité

Depuis la nuit des temps, l'homme a toujours construit pour s'abriter protéger sa famille et ses biens. Avec la croissance démographique le besoin en logement a augmenté et avec les constructions à hauteur moyenne. Cela a contraint et amené les ingénieurs à les concevoir de façon à ce qu'ils ne soient pas ou très peu vulnérables aux aléas naturels.

Au nord algérien, le tremblement de terre est le plus prépondérant des aléas naturels. Ce dernier ne tue que par l'écroulement des bâtiments et des ouvrages, sauf dans certains cas très particuliers (mouvement de terrain déclenché par un séisme). D'où la nécessité d'apprendre à construire des édifices qui ne s'effondrent pas ou pas trop vite (permettant aux personnes de quitter le bâtiment après la première secousse), voir qu'ils ne subissent pas trop de dégâts.

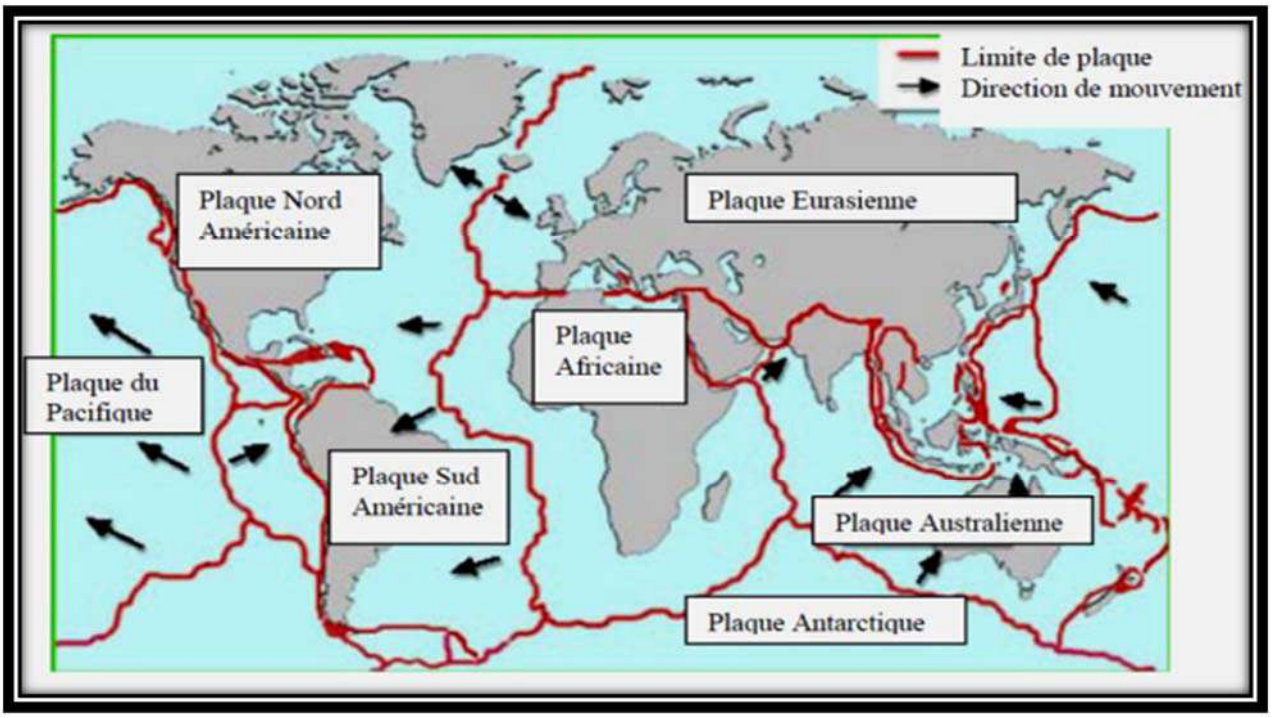


Figure de Carte du monde montrant les principales plaques tectonique

(D'après Bristol Université website www.ideers.ac.uk)

Introduction générale

Construire a été toujours l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. La construction des ouvrages a été depuis toujours, le sujet de beaucoup de questions centrées principalement sur le choix du type d'ouvrage.

Malheureusement ces ouvrages et ces constructions sont toujours endommagés par des risques naturels, tel que : les séismes, les cyclones, les volcans…etc. Et pour construire des structures qui permettent une fiabilité vis à vis ces aléas naturels, il faut suivre les nouvelles techniques des constructions.

La construction parasismique est l'une de ces nouvelles techniques, et elle est incontestablement le moyen le plus sûr de prévention du risque sismique. Elle exige le respect préalable des règles normales de la bonne construction, mais repose également sur des principes spécifiques, dus à la nature particulière des charges sismiques. Ces principes et leurs modes d'application sont généralement réunis, avec plus ou moins de détails, dans les règles parasismiques. (Règlement parasismique algérien "RPA99 version 2003"), l'objectif de ces règlements est d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions.

A travers ce mémoire, on fixe l'objectif de mettre en application les connaissances acquises durant la formation de Master. Le travail est subdivisé en six chapitres, le premier contient une présentation de l'ouvrage. Dans le second chapitre on a fait un pré dimensionnement et évaluation des charges de notre bâtiment. Ensuite dans le troisième chapitre on a présenté le calcul des éléments secondaires. Après cela on a fait une étude dynamique (sismique) .En Ce qui concerne le cinquième chapitre on a exposé le ferraillage des éléments résistants. Dans le dernier chapitre on a réalisé l'étude des fondations. On fin le mémoire est terminé par une conclusion générale.

Chapitre I

Description de l'ouvrage

1-Introduction

La conception d'un projet en génie civil s'élabore en tenant compte des aspects fonctionnels; structuraux et formels, ce qui oblige l'ingénieur à tenir compte des données suivantes :

- *L'usage.*
- *La résistance et la stabilité.*
- *Les exigences architecturales, fonctionnelles et esthétiques.*
- *Les conditions économiques.*

Ce projet porte sur l'étude d'une structure a usage d'habitation, l'ouvrage sera implanté à ***BENI SLIMANE*** *willaya de* ***MEDEA*** *zone de moyenne séismicité qui est classée comme zone de moyenne sismicité* ***(ZONE IIa)*** *selon le classement des zones établit par le règlement parasismique Algérien* ***(RPA 99 version 2003)***

2- présentation de l'ouvrage :

Le bâtiment est composé de :

- *Un sous -sol, RDC et premier étage à usage commerciale.*
- *Cinq étages à usage d'habitation.*

Le bâtiment est d'une forme octogone.

3- Situation:

L'ouvrage proposé par le bureau d'études d'architecture «B.E.T ATRIUM » sera implanté dans la wilaya de ***MEDEA*** *commune de «****BENI SLIMANE****», dans une zone classée, selon les Règles Parasismique Algérienne (RPA99 version 2003) comme une zone moyenne sismicité (zone IIa), et l'ouvrage appartient au* ***groupe d'usage 2*** *sur un sol ayant un taux de travail égale à 1,5 bar.*

Notre étude sera conforme aux exigences des règlements algériens en vigueur à savoir :

- ✓ *Le règlement de Béton Armé "CBA 93".*
- ✓ *Le règlement "Charges Permanentes et Charges d'Exploitation" DTR.*
- ✓ *Le règlement parasismique "RPA99 version 2003".*

Le but du travail consiste à étudier les éléments résistants d'un bâtiment qui sera implanté à un zone moyenne sismicité classée selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 modifié 2003)

4- Caractéristiques du bâtiment :

4.1. Dimension :

Tableau I.1 : dimensions du bloc B du bâtiment

Dimensions en plan	Dimensions en élévation
Longueur totale du bâtiment : L_0=29.9m Largeur totale du bâtiment : L_1= 22.5m	Hauteur totale du bâtiment:…h=22.61m Hauteur de l'étage courant :……3, 06 m Hauteur de RDC : ……4, 25 m. Hauteur du sous -sol :……3,06 m.

5 -Système de contreventement :

Notre projet comporte une hauteur dépassant les 17m, ainsi le Règlement Parasismique Algérien "RPA99 version 2003" préconise un système de «Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé ». Le système est constitué de voiles uniquement ou de voiles de portiques. Dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

5.1- planchers :

Les planchers étant considérés comme des diaphragmes rigides d'épaisseur relativement faible par rapport aux autres dimensions de la structure, dont le rôle est de résister aux charges verticales et les transmettre aux éléments porteurs de la structure, ils ont également un rôle d'isolation thermique et phonique.

Notre bâtiment comporte deux types de planchers :

- -Le plancher à corps creux.
- Le plancher à dalle pleine.

5.2- Ossature

Le système de contreventement de la structure est assuré par un ensemble de portique (poteaux, poutre) et des voiles en béton armé suivant les deux sens

5.3- Maçonnerie :

La maçonnerie du bâtiment sera exécutée en briques creuses.

Murs extérieurs (double cloison), Ils sont composés de :

- ✓ Deux cloisons en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

Une lame d'air de 10 cm d'épaisseur.

- ✓ *Murs intérieurs (simple cloison) :*

Constitués par une seule cloison de 10 cm d'épaisseur.

5.4- L'acrotère :

Au niveau de la terrasse, la structure est entourée d'un acrotère (élément secondaire)

Conçu en béton armé coulé sur place, de 60cm de hauteur et 10 cm d'épaisseur. Son rôle

Principal est d'éviter le débordement des eaux pluviales sur les murs extérieurs (empêcher leur ruissellement par le larmier).

5.5- Revêtement :

Les revêtements est constitué de :

- *Carrelage de 2cm pour les appartements, les halls 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 les murs intérieurs et crépissages des façades extérieurs.*

5.6-les escaliers:

La circulation entre les étages de notre bâtiment est assurée par 1types

D'escaliers :

- ➢ *escaliers droit à deux volées forme U*

5.7-Voiles périphériques : Ce sont des murs en béton armé de (20cm) d'épaisseur

5.8- Caractéristiques du sol :

La structure implantée dans un bon sol dont la contrainte admissible est égale à 1,5 bar, à une profondeur de 3,60 m. Le site est considéré comme ferme (S2).

5.9-Infrastructure:

C'est la partie en contact avec le sol, qui forme un ensemble rigide assurant L'encastrement de la structure dans le terrain ainsi que la transmission des efforts apportés par la structure au bon sol. Pour notre projet, les dimensions ainsi que le calcul de ferraillages seront représentés dans le chapitre fondation.

5.10- Système de coffrage :

On utilisera un coffrage tunnel pour la réalisation simultanée des éléments verticaux (voiles) et horizontaux (dalles), c'est un coffrage métallique composé de plusieurs

panneaux solidarisés formant ainsi une coquille ; ce type de coffrage présente plusieurs avantages :

- Rentabilité de chantier.

- Réalisation rapide des travaux.

- Sécurité de la main d'œuvre.

- Réduction des opérations manuelles

6-Caractéristique mécaniques des matériaux :

L'objectif de cette partie est de présenter les caractéristiques principales des matériaux utilisés en Béton Armé, Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans le calcul du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé ***(BAEL91)*** *et à la réglementation en vigueur en Algérie* ***(CBA93, RPA99 version 2003).***

6.1-Béton :

a) Historique du béton armé :

Le premier ouvrage en béton armé fut un bateau en ciment armé (paroi mince

de quelques centimètres enrobant un quadrillage de fers) présenté à une exposition à

Paris vers 1855 par J. Lambton. L'invention de Lambton fut rapidement suivie par de nombreux champs d'application, auxquels sont attachés les noms de Monier (caisses, réservoir, poutres, etc.), coignet, Hennebique sur le plan pratique et par la suit Rebut et Mésanges sur le plan théorique.

Depuis 1900 le matériau béton armé n'a pas beaucoup changé Seules quelques améliorations de la qualité du matériau ont en lieu avec l'apparition des barres rondes lisses, puis à haute adhérence, et la mise au point de toute une gamme d'adjuvants.

b) constituant de Béton :

Le Béton est constitué par un mélange hétérogène de matériaux inertes appelé

« Granulats » (sable, gravier,) avec du lainas hydraulique (ciment) et de l'eau.

c) caractéristique du Béton :

- ✓ *facile à fabriquer et à le mettre en œuvre sur chantier.*
- ✓ *bonne résistance aux actions climatiques.*
- ✓ *bonne résistance a la compression.*
- ✓ *faible résistance a la traction.*

6.2-ciment :

Le choix du dosage et la classe du ciment doivent être choisis en fonction de la nature et l'importance de l'ouvrage à construire, il doit tenir compte plusieurs exigences par exemples : :

- *Résistance mécanique.*
- *Imperméabilité à l'eau.*

-choix suivant la despensibilte sur le marché

Pour notre ouvrage, on peut utilisera le ciment portland composé (CPJ-CEM II à 42,5) de350 kg/m3 mélangé avec de l'eau et des adjuvants.

6.3- Granulats :

Le béton est constitue de deux types de granulats.

- *Sable de dimension inferieure à 5 mm.*
- *Gravier de dimension inferieur à 25mm (3/8 ; 8/15 et 15/25).*

Pour un béton normal, les dimensions des granulats sont compris entre : 0,2 mm < Cg < 25mm.

6.4-Eau de gâchage :

- *l'eau utilisée dans le béton doit être une eau potable filtrée de toute impureté de matière organique.*

6.5-Dosage du béton :

La variation de la teneur en eau modifie l'ouvrabilité du béton et peut altérer son module d'élasticité. Toute variation par rapport à la formulation théorique des bétons peut avoir des conséquences négatives sur leurs qualités. On à titre d'exemple que pour 1m cube de béton de dosage de :

- *350 Kg de ciment CPJ 42,5*
- *800 L de graviers (3/8 ; 8/15 ; 15/25).*
- *400 L de sable (0 mm ≤ Φ ≤ 5 mm).*
- *175 à 200 L d'eau de gâchage.*

Pour un dosage de 350 kg/m3, donnant une résistance :

fc28 = 25 MPa à 28 jours (Art A. 2.1.13 CBA93).

6.6-Béton armé :

Le béton armé est un matériau obtenu en enrobant dans du béton des aciers disposés de manière à équilibrer les efforts auxquels le béton résiste mal " effort de traction", Les deux matériaux (béton, acier) n'agissent pas l'un sur l'autre chimiquement, et ils ont le même coefficient de dilatation thermique et une bonne adhérence l'un à l'autre.

a) Résistance à la compression :

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28jours, dite valeur caractéristiques requise (spécifiée) notée f_{C28} elle est mesurée par compression axiale de cylindres droits de révolution de diamètre 16 cm et de hauteur 32cm (section 200 cm^2).

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83\,j} f_{c28} \qquad Si \qquad f_{cj} < 40\ MPA\ (Selon\ CBA93)$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95\,j} f_{c28} \qquad Si \qquad f_{cj} > 40\ MPA\ (Selon\ CBA93)$$

Lorsque l'âge d'un béton dépasse 28 jours on peut admettre une résistance au plus égale à $fc_j = 1.1\,fc_{28}$ à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement.

Pour le cas de notre structure f_{C28} est prise égale à : 25 MPa.

Tableau I.2 : la résistance f_{cj} du béton à 7jours, 14 et 90jours

fc_{28} (MPA)	16	20	22	25	30	35	40
7j (MPA)	10,6	13,2	14,6	16,5	19,9	23,2	26,5
14j (MPA)	13,7	17,6	18,8	21,4	25,6	29,6	34,2
90j (MPA)	17,6	22	24,2	27,5	33	38,5	44

f_{cj} : La résistance caractéristique à "J" jours.

f_{c28} : La résistance caractéristique à "28" jours.

b) Résistance caractéristique à la traction :

La résistance à la traction est déterminée par plusieurs essais , parmi ces essais on peut citer :

1- En traction directe sur les cylindres précédents en collant des têtes de traction.

2-En traction par fendage en écrasant un cylindre de béton placé horizontalement

entre les plateaux d'une presse (essai Brésilien).

3- En traction (flexion) : à l'aide d'une éprouvette prismatique de coté

« a » et de longueur « 4a » reposant sur deux appuis horizontaux et soumise à la flexion

La résistance à la traction « ftj » elle est définie par la relation du CBA93 « Art "A.2.1.1.2" :

$$f_{tj} = 0{,}6 + 0{,}06 f_{cj} \quad (MPa)$$

Pour le cas de notre structure f_{tj} est prise égale à : 2,1 MPa.

c) Déformation longitudinale du béton :

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

c-1) Déformation instantanée « E_{ij} » :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heurs, on admet, à défaut de mesures qu'à l'âge de j jours,

Le module de déformation longitudinale instantanée de béton :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (MPa)$$

D'ou : $E_{i28} = 32164{,}20$ MPa.

c-2) Déformation différée « E_{vj} » :

les déformations différées comprennent le retrait et le fluage, à défaut de mesures, on admet que sur contraintes se longue durée d'application le module de déformation différée du béton est :

$$E_{ij} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (MPa)$$

D'ou : $E_{v28} = 10818.86$ MPa

d) Coefficient de Poisson :

Le coefficient de Poisson exprime le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

$$\frac{Allongement\ dans\ le\ sens\ transversal}{Raccourcissement\ longitudinal} = \frac{\Delta_{a/a}}{\Delta_{l/l}}$$

Dans les calculs, le coefficient de poisson est pris égale à :

$$\begin{cases} E.L.U : & \nu = 0{,}0 \quad calcul\ des\ sollicitations\ (béton\ fissuré). \\ E.L.S : & \nu = 0{,}2 \quad calcul\ des\ déformations\ (béton\ non\ fissuré). \end{cases}$$

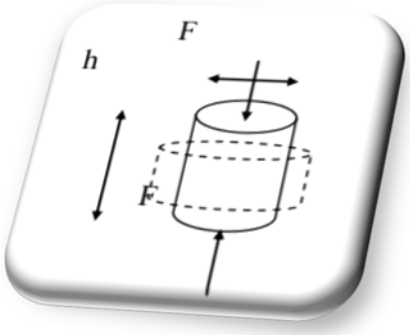


Figure I.1 : Déformation d'une éprouvette

e) Poids volumique :

On adopte la valeur $\gamma_b = 25\ kN/m^3$

7-Les contraintes limites de calcul :

a) États Limites Ultime (ELU) :

L'état limite ultime est défini généralement par la limite de résistance mécanique au-delà de la quelle il y a ruine de l'ouvrage

La contrainte ultime de béton en compression σ_{bc} est donnée par la relation suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{0{,}85 \times f_{c28}}{\theta . \gamma_b}.$$

Avec :

- γ_b: Coefficient de sécurité pour le Béton, il est pris égal à :

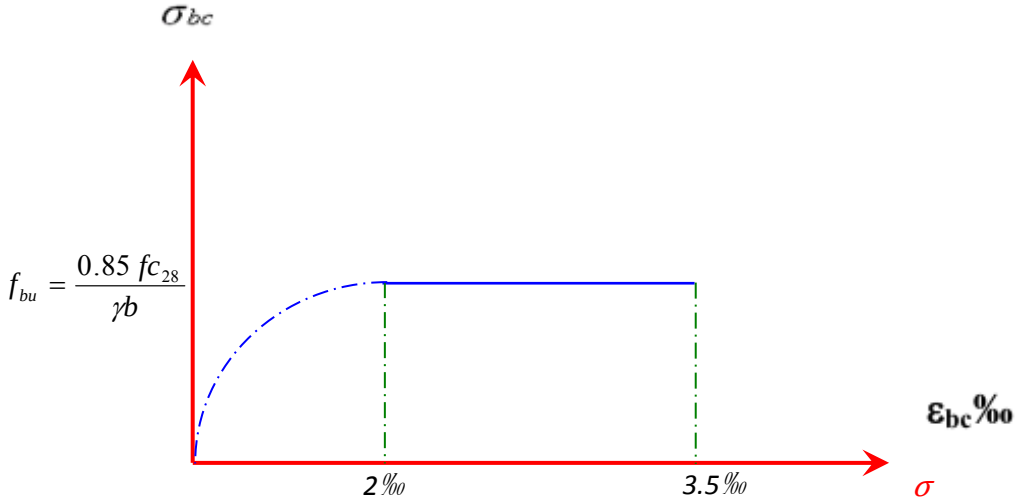
$$\gamma_b = \begin{cases} 1{,}5 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{Situation durable.} \\ 1{,}15 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{Situation accidentelle.} \end{cases}$$

$\theta = 1$ Lorsque la durée probable d'application des charges est Supérieure à 24 heures

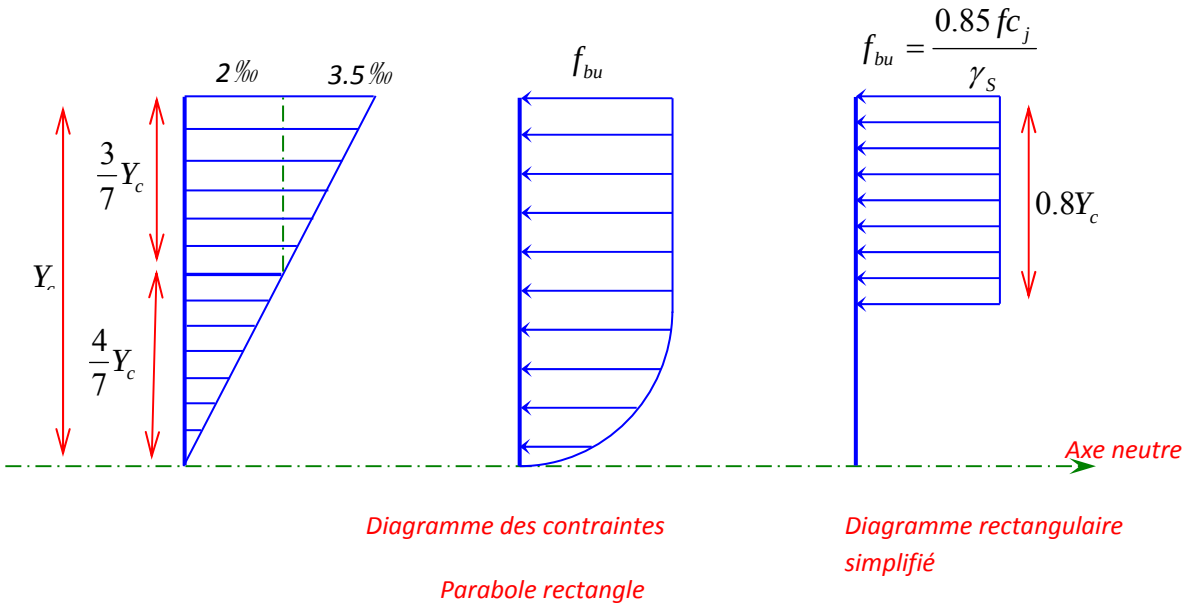
$\theta = 0.9$ Lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 24 heures

$\theta = 0.85$ Lorsqu'elle est inférieure à 1 heure.

- f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours.
- 0,85 : Coefficient de minoration qui à pour objet de couvrir l'erreur faite en négligeant le fluage du béton.



(Figure I. 2) : diagramme parabole rectangle contrainte -déformation béton à l'ELU



(Figure I.3) : diagramme rectangulaire contrainte- déformation béton

b) États Limites de Service (ELS) :

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

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

La contrainte limite du béton à l'état limite de service est :

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

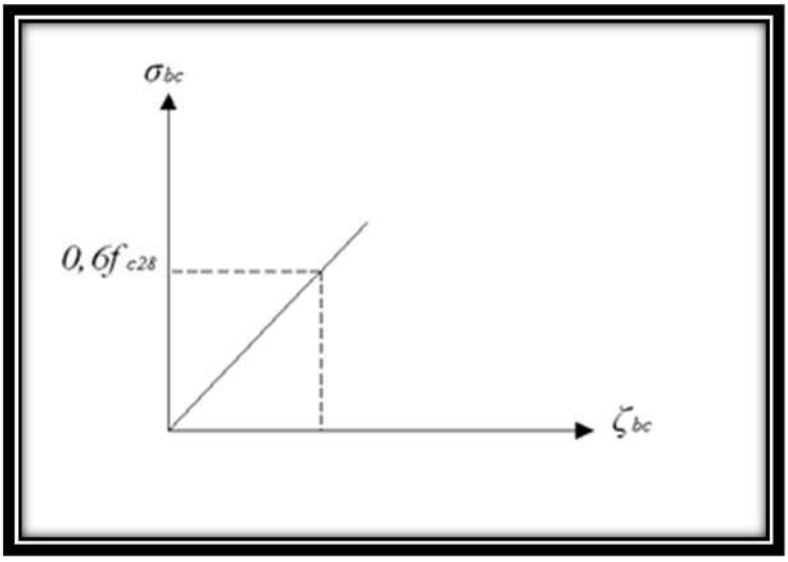


Figure I.04 : diagramme contrainte-déformations à L'ELS

8- Les Aciers :

L'acier utilisé en béton armé se distingue du reste des aciers par sa forme géométrique et sa nuance ; l'acier du béton armé est sous forme de barre circulaire d'une longueur très considérable par rapport à son diamètre. Sa surface externe (surface de contact avec le béton) présente deux types distincts : une surface lisse et une surface rugueuse, chacune ayant sa propre utilité

a) Types d'aciers :

Les différents types d'aciers selon (Article A.2.2 du BAEL91) utilisés sont résumés dans le tableau suivant :

(Tableau I.3).Caractéristiques mécanique des aciers.

Type	Désignation	Limite élastique (MPa)	Allongement	Contrainte de Rupture (MPa)	Utilisation
Rond Lisse	FeE22	215	22	380 – 390	Armatures transversales
	FeE24	235	25	410 – 490	
Barre à haute adhérence	FeE400	400	14	4900	Armatures transversales et longitudinales
Fils très filés lisse	Ø>6mm	500	14	580	Table de compression

B) Module d'élasticité longitudinale de l'acier :

Expérimentalement, le règlement (CBA93) prévoit que la valeur du module d'élasticité longitudinale de l'acier est pratiquement constante quelque soit la nuance de l'acier utilisé : [$Es=2.10^5$ MPA] …… Art.2.2.1

N.B : Le caractère mécanique servant de base aux justifications est la limite d'élasticité garantie Fe, Les armatures doivent être conformes aux textes réglementaires en vigueur

c) Principe de calcul du C.B.A.93

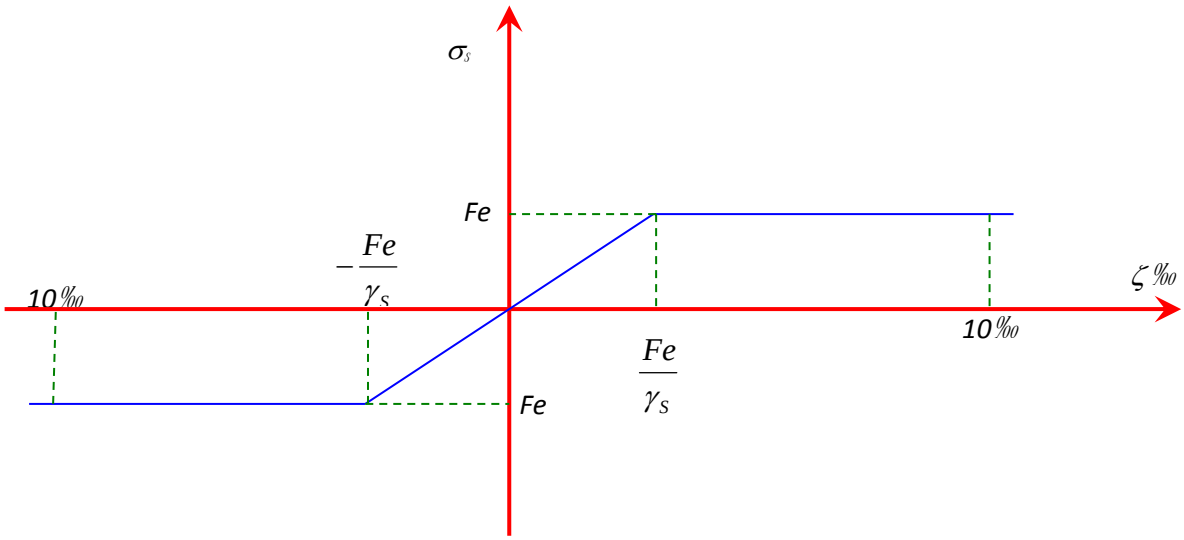
Il existe deux états limites :

(Tableau I. 4): les divers états-limites.

État Limite Ultime (ELU) basé sur :	État Limite Service (ELS) basé sur :
L'Equilibre statique	La compression du béton
La résistance de l'un des matériaux	L'ouverture des fissures
La stabilité de forme	La déformation

d) Contrainte limite de l'acier:

État Limite Ultime (ELU)



(Figure I. 5): Diagramme calcul « déformation, contrainte » pour les aciers

Avec :

- σ_s *: Contrainte de l'Acier.*

  La contrainte limite de l'acier adopté est la suivante : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

- γ_s *: Coefficient de sécurité de l'acier, il a pour valeur :*

$$\gamma_s = \begin{cases} 1{,}15 \text{ ..... Situation durable.} \\ 1{,}00 \text{ ..... Situation accidentelle} \end{cases}$$

- ***Es*** *: Module d'élasticité longitudinal de l'acier, il est pris égal :à :*

$$Es = 2.10^5 \text{ MPa}$$

-εs: *Allongement relatif de l'acier :* $\varepsilon_s = \frac{\Delta L}{L}$

État Limite de Service (ELS) :

C'est l'état ou on fait des vérifications des contraintes par rapport aux cas appropriées :

- *Fissuration peu nuisible : pas de vérification à faire sur l'acier tendu*
- *Fissuration préjudiciable :* $\overline{\sigma}_s = Min\left(\frac{2}{3} fe; Max(0{,}5\, fe; 110\sqrt{\eta f_{tj}})\right) = 201{,}63MPa$
- *Fissuration très préjudiciable :*
- $\sigma_c = 0{,}8 * \overline{\sigma}_s = 0{,}8Min\left(\frac{2}{3} fe; Max(0{,}5\, fe; 110\sqrt{\eta f_{tj}})\right) = 161{,}30MPa$

Avec :

η : Coefficient de fissuration, il a pour valeur :

$$\begin{cases} \eta = 1{,}0 \text{.....Acier rond lisse} \\ \eta = 1{,}6 \text{.....Acier à haute adhérence} \end{cases}$$

5 -HYPOTHESES DE CALCUL :

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

5.1- État limite ultime (ELU) :

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

5.2- État limite de service (ELS) :

A l'état limite de service, les calculs sont faits en cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable, les hypothèses sont les suivantes :

- *Conservation des sections planes.*
- *Par convention, le coefficient d'équivalence est :* $n = \frac{Es}{Eb} = 15$
- *La résistance du béton à la traction est négligeable.*
- *pas de glissement relatif entre les armatures et le béton*

Conclusion :

Pour notre projet, les valeurs standard à utiliser sont :

$$f_{c28} = 25MPa$$
$$f_{t28} = 2{,}1MPa$$
$$E_{i28} = 32164{,}2\ MPa$$
$$E_{v28} = 10819\ MPa$$

Chapitre II

Pré dimensionnement des éléments structuraux

1) Introduction :

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.

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.*
- *Les voiles.*

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

A-1) Pré dimensionnement des planchers :

Les planchers sont des aires planes horizontales limitant les étages, ils sont caractérisés par une faible épaisseur par rapport aux dimensions en plan. ils ont pour fonction :

- participé à la résistance des ossatures aux efforts horizontaux.

- Supporter les charges et les surcharges d'exploitation du bâtiment.

- La sécurité contre l'incendie.

- Assurer l'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux.

Pour notre projet, deux types de planchers sont utilisés :

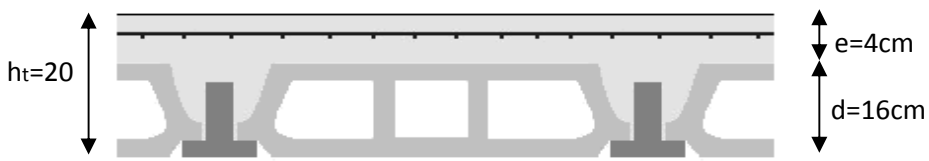
- *Plancher à corps creux.*
- *Dalle pleine.*

- **Plancher à corps creux :**

Les planchers à corps creux sont constitués de poutrelles préfabriquées associées à des corps creux avec une dalle de compression mince en béton armé (treillis soudé). Pour le pré-dimensionnement de l'épaisseur du plancher on utilise les deux formules de CBA93 suivante

$L/20 \geq h_t \geq L/25 \Longmapsto \quad h_t \geq L/22.5$

AN : $h_t \geq 370/22.5 \Longmapsto h_t \geq 16.44cm$ *on adapté :* $h_t = 20\ cm$



FigureII. 1: dimensionnement de plancher à corps creux

- **Condition d'isolation acoustique :**

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

h min ≥ 16 cm.

D'où on a : 20 cm ≥ 16 cm ..... (Condition vérifie).

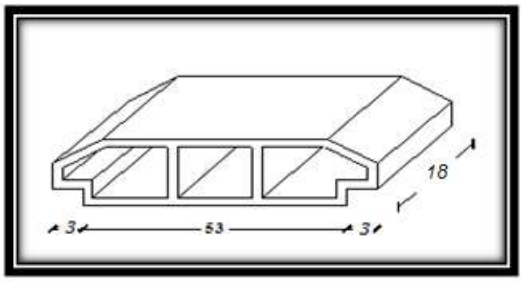


Figure II.2: Dimensions du corps creux

- **Plancher dalle pleine :**

L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent beaucoup plus des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance, on déduira donc l'épaisseur des dalles à partir des conditions ci-après :

- **Conditions de Résistance à la flexion : [CBA 93]**

Dalle reposant sur 3 ou 4 appuis : (Lx/45) ≤e≤ (L x /40)

Dalle reposant sur deux appuis : (Lx / 35) ≤ e≤ (Lx / 30).

Où:

h : épaisseur de la dalle.

L_x : étant la plus grande portée de panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable) dans notre cas les dalles reposant sur quatre appuis ont une portée L_x=3,70 m

On aura donc : (Lx/45) ≤e≤ (L x /40)

*Donc on a 8,22 cm ≤ e≤ 9,25 cm Donc, on prend : **e**=10cm*

- **Résistance au feu :**

Un dalle de (h = 7cm) : pour assurer un coupe - feu d'une heure.

Un dalle de (h = 11cm) : pour assurer un coupe -feu de deux heures.

D'où : e=11cm

- **Condition d'isolation phonique(acoustique):**

Selon les règles « CBA 93 » l'épaisseur des planchers doit être supérieure ou égale à 15 cm, pour obtenir une bonne isolation acoustique.

il faut que : h ≥ 15cm.

Donc, on prend : e=16cm

Donc :

Critère de résistance à la flexion : $8{,}22\ cm \leq h \leq 9{,}25\ cm$

La sécurité contre l'incendie : $h = 11cm.$

Condition d'isolation phonique (acoustique) : $h = 15\ cm$

Conclusion :

Finalement l'épaisseur à retenir doit satisfaire la condition suivante

$e \geq \max(11;16;10)$

On prend : e=16cm

Condition de la flèche Selon CBA93 :B.6.5.3

La condition a vérifiée est la suivante : $f_{max} \leq \bar{f}$

$$\bar{f} = \begin{cases} 0{,}5 + \dfrac{L(cm)}{1000} & si \quad L > 5m \\ \dfrac{L(cm)}{500} & si \quad L \leq 5m \end{cases}$$

Avec :

f_{max} *: la flèche maximum a calculer pour une poutre encastrée a ses extrémités*

Le calcul RDM nous donne : $f_{max} = \frac{5qL^4_{max}}{384EI}$

$E = 3700x\sqrt[3]{25} = 10818{,}86\ Mpa$ *(voir caracteristique des materiaux)*

2)-Évaluation des charges permanents et surcharges d'exploitations

a-Maçonnerie :

a-1) Murs intérieurs (simple cloison)

Tableau II. 1 : charge permanente du mur simple cloison

N	*Composants*	*Épaisseur (m)*	*Poids volumiques (KN/m³)*	*Poids surfaciques (KN/m²)*
1	*Enduit en ciment*	*0,02*	*18*	*0,36*
2	*Brique creuse*	*0,10*	*9*	*0,90*
3	*Enduit en ciment*	*0,02*	*18*	*0,36*
			G	*1,62 KN/m²*

a-2) Murs extérieurs (double- cloison) :

TableauII. 2: charge permanente du mur double cloison

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m³)	Poids surfaciques (KN/m²)
1	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
2	Brique creuse	0,10	9	0,90
3	Lame d'aire	0,10	-	-
4	Brique creuse	0,10	9	0,9
5	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
			G	2,52

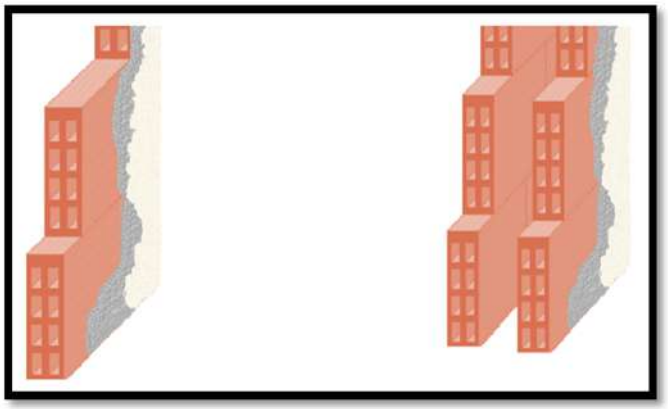


Figure II.3 : mur simple cloison et mur double cloison

b)-Plancher terrasse :

1-Charges permanentes G:

Tableau II. 3 : Charge permanente du plancher terrasse

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Gravillon roulé	0,04	0,72
2	Étanchéité multicouche	0,02	0,12
3	Papier kraft	-	0,05
4	Forme de pente	0,14	2,2
5	Film polyane	0,01	0,05
6	Liège isolant	0,04	0,16
7	Pare vapeur	0.01	0,06
8	Planche corps creux	0,16+0.04	2,80
9	Enduit de plâtre	0,02	0,2
		G	6,36

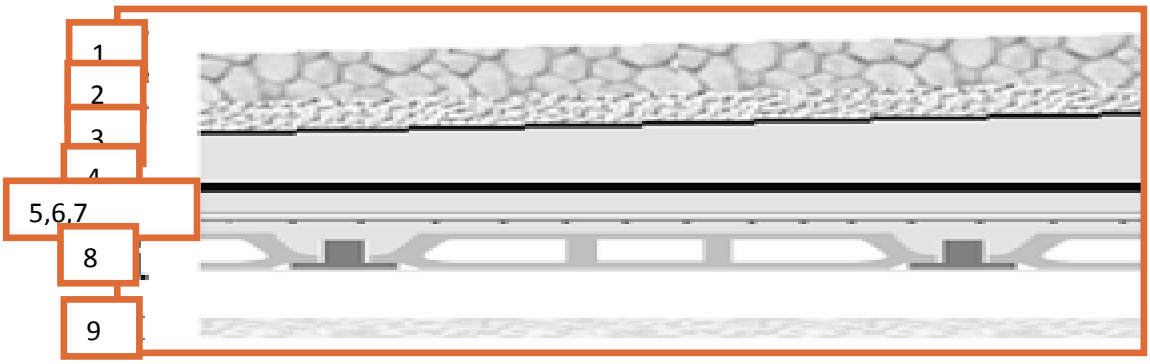


Figure II.4 : composants d'un plancher terrasse

2-Charges d'exploitation **Q:**

-Terrasse inaccessible $Q = 1$ KN/m².

c)-Plancher courant :

1- Charges permanentes G:

Tableau II. 4 : Charge permanente du plancher courant

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/ m²)
1	Carrelage	0,02	0,44
2	Mortier de pose	0,02	0,40
3	Lit de sable	0,03	0,54
4	Planche corps creux	0,16+0,04	2,80
5	Enduit de plâtre	0,02	0,2
6	mur simple cloison	0,10	1,62
		G	6,00

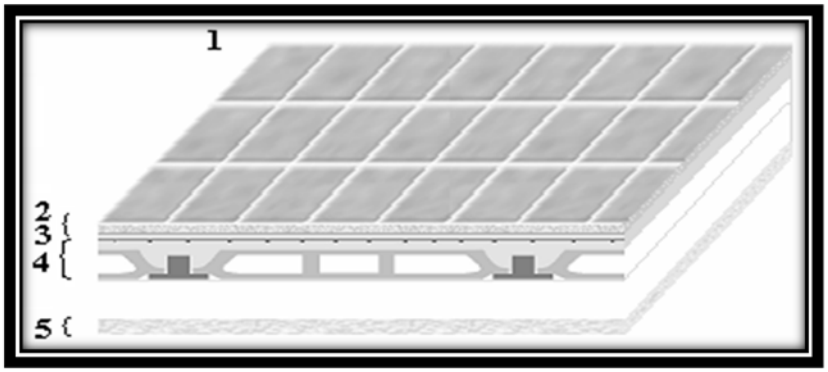


Figure II. 5 : composants d'un plancher courant

2- Charges d'exploitations [DTR B.C 2.2]

Les Charges d'exploitations sont généralement definier Dans les Piece du marché en fonction de l'utilisation Future des locaux. Il faut faire Attention aux changements de Destination des locaux durant la Phase d'exploitations de l'ouvrage.

Alors dons le [DTR B.C 2.2] il ya:

- *Surcharge à usage d'ahbitations ..... $Q = 1,5\ KN/m^2$*
- *Surcharge à usage de Service..... $Q = 2,5KN/m^2$*

d)-Dalle pleine:

1-Charge permanentes G:

Tableau II 5 : Charges permanentes (dalle pleine).

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0,02	0,44
2	Mortier de pose	0,04	0,40
3	Lit de sable	0,03	0,54
4	Etanchéité	0,02	0,12
5	Dalle pleine	0,15	5,00
6	Enduit de ciment	0,02	0,36
		G	6,86



Figure II.6.Composants d'un balcon de la terrasse.

*2-charges d'exploitations **Q:***

- ✓ *Le plancher courant : **Q** =1,5 KN/m²*
- ✓ *Les balcons: **Q**=3,5KN/m²*

3) Pré dimensionnement des éléments structuraux (poteaux, poutre, voile)

Le but de pré dimensionnement est la détermination de l'ordre de grandeur de chaque élément porteur ou résistant (poteau, poutre et voile) par les règlements en vigueur en respectant l'aspect sécuritaire et économique sur coût d'acier et de béton.

a) Les poutres (RPA99) :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, leurs pré dimensionnement s'effectue par des formules données par le règlement (CBA 93), les sections trouvées doivent vérifier les conditions imposées par le règlement parasismique Algérien (RPA99 version 2003); elles doivent vérifier aussi la flèche qui s'effectue à l'aide des formules données par la RDM.

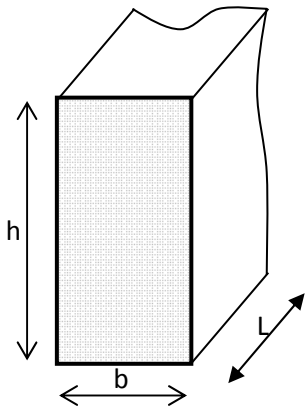
Le pré dimensionnement des poutres est donné par les formules empiriques suivantes:

- ❖ ***Selon le (CBA 93):***

✓ *La hauteur h de la poutre doit être :* $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$

✓ *La largeur b de la poutre doit être :* $0,3.h \leq h \leq 0,7.h$

Avec :



***L :** la portée de la poutre le plus grand.*

***h** : la hauteur de la poutre.*

***b :** la largeur de la poutre.*

à-1) Pour Les poutres principales (porteuses sens transversal) :

$\frac{345}{15} \leq h \leq \frac{345}{10}$

(23≤ h ≤ 34.50) cm ⇒ *on prend:* **h=40**

$0,3\ h \leq b \leq 0,7\ h$

(12 ≤ b ≤ 28 cm ⇒ *on prend :* **b = 30 cm**

- ***Condition de RPA 99 "version 2003" Zone IIa :***

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

- *b ≥ 20 cm.* ⟼ ***Condition vérifier***
- *h ≥ 30 cm.* ⟼ ***Condition vérifier***
- *h/b ≤ 4,0.* ⟼ ***Condition vérifié***

- ***Condition de rigidité***

  (h/L ≥ 1/16 ⟹ 40/345= 0.115 <1/16 ***Condition vérifier***

- ***Condition de la flèche :***

Le choix final des sections des poutres dépend de la vérification de la flèche qui se traduit par : $f_{max} < \overline{f}$

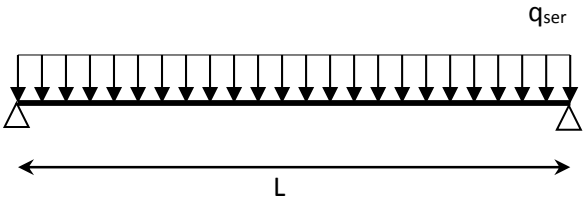


Figure II.7 : Schéma statique d'une poutre

La flèche admissible est égale à :

$$\begin{cases} \overline{f} = 0{,}5 + \dfrac{L(cm)}{1000} \quad \text{.....si : } L > 500cm \\ \overline{f} = \dfrac{L(cm)}{500} \quad \text{.....si : } L \le 500cm \end{cases}$$

Dans le cas d'une poutre isostatique avec une charge uniformément repartie, la flèche est donnée par la formule suivante :

$$f_{max} = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E_{vj} \times I_b}$$

Avec :

Fmax : *La flèche maximale de la poutre.*

L : *La portée de la poutre.*

h : *La hauteur de la poutre.*

b : *La largeur de la poutre.*

q : *La charge uniformément permanente reprise par la poutre (on prend les charges les plus défavorables).*

Evj : *module de Young différé du béton armé. : Evj =10818,86 MPa.*

Ib : *Le moment d'inertie de la poutre au plan de flexion.*

$$I_b = \frac{bh^3}{12}$$

Toutes les poutres sont des poutres porteuses

Dans notre cas on a des poutres de portée $L_{max} = 3{,}70$ *m.*

Donc :

- *Pour la poutre le plus sollicité (étage Service) :*

Calcul de la flèche :

Les données :

La chargeparmanente'G ':6KN/m			Poids propre de la poutre : 10,35 KN/m
La charge d'exploitation "Q" :	2,5	KN/m	
La longueur de la poutre "L" :	3,45	m	
La hauteur de la poutre "h" :	40	cm	
La largeur de la poutre "b" :	30	cm	
fc_{28} :	25	MPa	

Les résultats :

La charge à ELS :	18,85	KN/m
Moment d'inertie :	1600000000	mm4
Déformation instantanée "Ei" :	32164,1951	Mpa
Déformation différée "Ev" :	10818,8656	Mpa

La flèche instantanée fi :	**0,92941371**	**mm**
La flèche différée fv :	**2,76312186**	**mm**

Calcul de la flèche admissible :	**0,845**	**cm**

Conclusion

$f_{max} < f_{adm}$ => **La condition de la flèche est vérifiée**

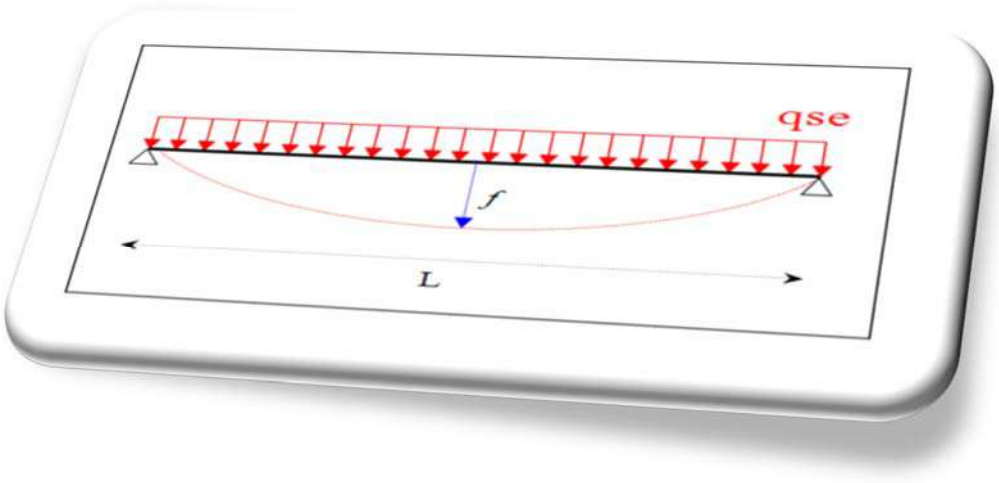


Figure II. 08 : Poutre isostatique

a-2) Les poutres secondaires (sens longitudinal) :

$\frac{345}{15} \leq h \leq \frac{345}{10}$

$(23 \leq h \leq 34.5)$ cm $\Rightarrow$ on prend: **h = 35cm**

$0{,}3\,h \leq b \leq 0{,}7\,h$

$(10.5 \leq b \leq 24.5$ cm $\Rightarrow$ on prend : **b = 30cm**

Remarque :

Tel que Les dimensions de Les poutres secondaires (sens longitudinal) ne pas dépassé Les dimensions les poutres le plus sollicité et le même longueur en obtiens les Condition suivants :

- *Condition de RPA 99 "version 2003" Zone IIa :.....Condition vérifiée*
- *Condition de rigidité (h/L ≥ 1/16 .....Condition vérifiée.*
- *Condition de la flèche :.....Condition vérifiée.*

Conclusion :

Les démenions des poutres sont suivent :
- les Poutres principales .....(b x h)=(30x40) $\mathbf{cm^2}$
- les Poutres secondaires.....(b x h)=(30x35) $\mathbf{cm^2}$

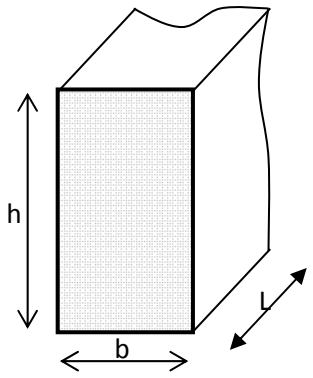


Figure II. 09 : coupe donne la poutre

b) Pré dimensionnement des poteaux :

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appuis pour transmettre les charges aux fondations, on peut pré dimensionner les poteaux, en utilisant un calcul basé sur la descente des charges permanentes et d'exploitation à l'état limite ultime , en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitation et selon le C.B.A 93 pour la majoration des charges permanents, (N_u=1,35G+1,5Q).

b-1) Étapes de pré dimensionnement :

Les étapes de dimensionnement sont:

- *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*
- *détermination de la section du poteaux le plus sollicité a L'ELU et vérifier selon RPA.99 version 2003 : [Art 7.4.1].*
- *Vérifier la section à l'ELS.*

On affecte une majoration de 10% des efforts normaux pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées.

Les poteaux en béton armé sont soumis à la fois :

- *à un effort de compression.*
- *à un moment de flexion*

b-2) Loi de dégression :

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

Q : charge d'exploitation.

Q_0+3+n/2n (Q_1 +Q_2 +……+Q_n) *donnée par "CBA93"*

Avec :

***n** : nombre d'étage.*

***Q_0** : la structure d'exploitation sur la terrasse.*

Q_1, Q_2, ……Q_n : les surcharges d'exploitation des planchers respectifs.

Tableau II. 6 Dégression des surcharges

Niveau des planchers	Surcharge de planchers (KN /m²)	Σ surcharge	Σ surcharge (KN /m²)
T	$Q_{0=1}$	$\Sigma_T = Q_0$	$Q_T = 1$
P5	$Q_{1=1.5}$	$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$	$Q_5 = 2{,}5$
P4	$Q_{2=1.5}$	$\Sigma_2 = Q_0 + 0{,}95(Q_1 + Q_2)$	$Q_4 = 3{,}85$
P3	$Q_{3=1.5}$	$\Sigma_3 = Q_0 + 0{,}9\,(Q_1 + Q_2 + Q_3)$	$Q_3 = 5{,}05$
P2	$Q_{4=1.5}$	$\Sigma_4 = Q_0 + 0{,}85\,(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	$Q_2 = 6{,}10$
P1	$Q_{5=2.5}$	$\Sigma_5 = Q_0 + 0{,}8\,(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	$Q_1 = 7{,}80$
P RDC	$Q_{RDC=2.5}$	$\Sigma_{RDC} = Q_0 + 0{,}75(Q_1 + \dots\dots + Q_6)$	$Q_{RDC} = 9{,}25$

b-3) Pré dimensionnement des Poteaux :

La section du poteau est déterminée en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple par la formule suivante :

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0{,}9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right] \quad \text{.......................................(1)}$$

Avec :

***N_u** : Effort normal ultime (compression).*

$N_u = 1{,}35\,(G + N_{poteaux}) + 1{,}5\,Q.$

N_{poteau} : *poids propre du poteau pré dimensionné.*

G : *poids propre des éléments qui sollicitent le poteau considéré.*

Q : *surcharge d'exploitation qui sollicite le poteau.*

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

$$\begin{cases} \alpha = \dfrac{0{,}85}{1 + 0{,}2\left(\dfrac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{Pour } \lambda \leq 50 \\[2ex] \alpha = 0{,}6\left(\dfrac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{Pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

Avec :

$\lambda = \frac{L_f}{i_{min}}$ *: C'est l'élancement mécanique*

$L_f = 0,7\ L_0$ *: C'est la longueur de flambement.*

$i = \sqrt{\frac{I_{min}}{S}}$ *: C'est le rayon de giration; où:*

$i = \frac{D}{4}$ *: Pour un poteau circulaire.*

$i_{min} = \frac{b}{\sqrt{12}}$ *: Pour un poteau rectangulaire.*

I : *moment d'inertie de la section du béton par rapport à son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement.*

B : *aire total de la section du poteau (B=a×b).*

As *: section d'acier minimale.* $A = \frac{B}{1000}$

f_{c28} *: contrainte de compression du béton à 28 jours .....* $f_{c28} = 25$ *MPa.*

f_e *: contrainte limite élastique des aciers .....* $f_e = 400$ *MPa.*

Br *: la section réduite d'un poteau obtenue en déduisant de la section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie tel que :*

Poteau rectangulaire $B_r = (a - 0,02).(b - 0,02)\ m^2$.

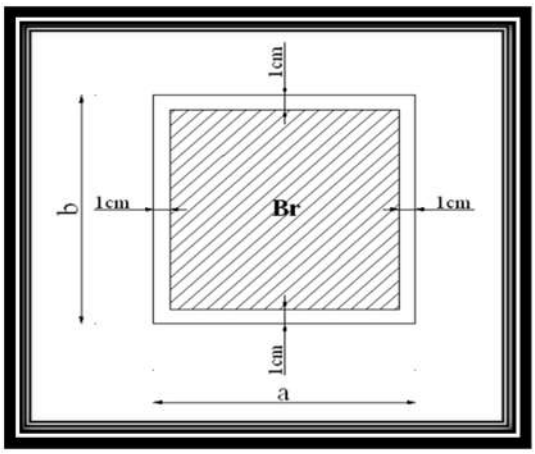


Figure II. 10: Section réduite du poteau

$\gamma_b = 1,5$ *Situation durable ou transitoire.*

$\gamma_b = 1,15$ *Situation accidentelle.*

γ_s : *Coefficient de sécurité de l'acier tel que :*

$\gamma_s = 1,15$ *Situation durable ou transitoire.*

$\gamma_s = 1,0$ *Situation accidentelle.*

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

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

on tire de l'équation (1) la valeur de B_r *:*

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left[\frac{f_{C28}}{0,9\ \gamma_b} + \frac{A_s}{B} \frac{f_e}{\gamma_s} \right]} = 0.066\,\mathrm{Nu}$$

On obtient :

$B_r \geq 0,066\ N_u$

[N_u] *: [kN]*

[B_r] *: [cm^2]*

b-4) Le minimum requis par le "RPA 99 versions 2003" :

Notre bâtiment est implanté en zone de Médéa (IIa)

Poteau Carre:

$Min(b,h) \geq 25cm$

$Min(b,h) \geq \frac{h_e}{20}$

$Min\ 1/4 \leq b/h \leq 4$

Avec :

(b ; h) *: dimensions de la section.*

h_e *: hauteur d'étage.*

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

b-5) Vérification à l'ELS :

Vérifier la section à l'ELS, selon la formule :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{B. + n\,As} \leq 0,6\ f_{c28} \quad \text{.....(2)}$$

Avec :

***Nser** : Effort normal à l'ELS (Nser = N_G +N_Q) ;*

***B :** Section de béton du poteau (B=a*b);*

***As** : Section des armatures (A_S = 1%.B) ;*

***n :** Coefficient d'équivalence* $n=\frac{E_s}{E_b}=15$

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

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

$\sigma_{ser} \equiv \frac{N_{ser}}{1{,}15B} \leq 0{,}6\, f_{c28} = 15MPa$

pré dimensionne les poteaux le plus sollicite ;

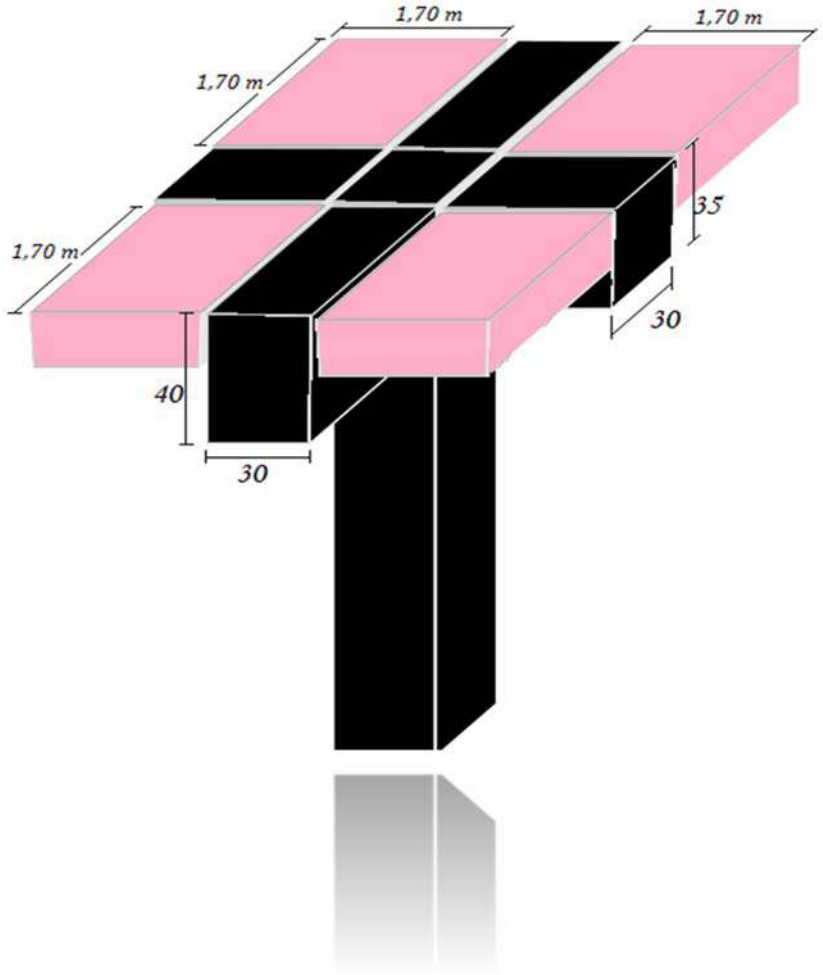


Figure II.11: représentation du poteau le plus sollicité

- *Calcul de l'effort $\bar{N}$ Ng $\bar{N}$:*

Ng $\bar{N}$ =G *planchers+***G** *poteaux+***G** *poutres principales+***G** *poutres secondaires*

Tableau II. 7 : Calcul l'effort Ng

Niveau des planchers	*Poids des planchers (KN)*	*Poids propre des poteaux (KN)*	*Poids propre des poutres principales (KN)*	*Poids propre des poutres secondaires (KN)*	*Poids total NG (KN)*
6eme étage	*73,52*	*5,98*	*10,35*	*8,92*	*98,77*
5eme étage	*69,36*	*5,98*	*10,35*	*8,92*	*9461*
4eme étage	*69,36*	*8,14*	*10,35*	*8,92*	*96,77*
3ere étage	*69,36*	*8,14*	*10,35*	*8,92*	*96,77*
2ere étage	*69,36*	*10,64*	*10,35*	*8,92*	*99,27*
1ere étage	*69,36*	*10,64*	*10,35*	*8,92*	*99,27*
RDC	*69,36*	*13,46*	*10,35*	*8,92*	*102,10*
Sous - sol	*69,36*	*13,46*	*10,35*	*8,92*	*102,10*

- *Calcul de l'effort $\bar{N}$ Nq $\bar{N}$:*

Charges d'exploitation Q:

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

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + \ldots\ldots\ldots + Q_n)$$

Avec :

n: Nombre d'étage on démarre de haut en bas (le premier étage est "0").

Q0 : La charge d'exploitation sur la terrasse.

Q1, Q2,……, Qn : Les charges d'exploitations des planchers respectifs.

Tableau II.8 : Calcul l'effort Nq

Niveaux	q (kN/m²)	Q (kN)		$\frac{3+n}{2n}$	Q_{cum} (kN)
6eme étage	1	Q0	13,69		13,69
5eme étage	1,5	Q1	20,53	1	34,22
4eme étage	1,5	Q2	20,53	0,95	52,70
3er étage	1,5	Q3	20,53	0,9	69,12
2er étage	1,5	Q4	20,53	0,85	83,50
1er étage	2,5	Q5	34,22	0,8	106,76
RDC	2,5	Q6	34,22	0,75	126,61
Sous-sol	2,5	Q7	34,22	0,714	145,62

- Calcul de l'effort Nu :

On calcul les charges permanentes et les charges d'exploitation reprises par un poteau intermédiaire le plus sollicité, à chaque niveau, ce qui permet de pouvoir modifier les dimensions du poteau étudié s'il est insuffisant ou surabondant, et on adopte:

Nu= (1.35Ng+1.5Nq) xβ Avec : β=1.15 (pour les poteaux intermédiaires).

- Dimensions des poteaux

Tableau II. 9 Choix des sections des poteaux

Niveaux	N_G (KN)	N_Q (KN)	N_u (KN)	B_r (cm²)	a=b (cm)	S RPA(cm²)	Section Adopté cm²)	N_{ser} (KN)
6eme étage	98,77	13,63	178,12	117,55	12,85	25*25	30*30	112,40
5eme étage	94,61	34 ,22	207,07	136,66	13,70	25*25	30*30	128,83
4eme étage	96,77	52,70	242,30	159,91	14,65	25*25	35*35	149,47
3eme étage	96,77	69,12	270,63	178,61	15,40	25*25	35*35	165,89
2eme étage	99,27	83,50	299,30	197,53	16,05	25*25	40*40	182,77
1eme étage	99,27	106,76	339,44	224,00	16,96	25*25	40*40	206,03
RDC	102,10	126,61	378,06	249,5	17,80	25*25	45*45	229,71
S-Sol	102,10	145,62	410,85	271,16	18,46	25*25	45*45	247,72

Choix des sections des poteaux :

Les résultats concernant notre choix final des sections des poteaux sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau II.10 : choix de la section des Poteaux

Niveau d'étage		6eme	5eme	4eme	3eme	2eme	1eme	RDC	S-sol
Dimension du poteau	b (cm)	30	30	35	35	40	40	45	45
	h (cm)	30	30	35	35	40	40	45	45

Vérification selon le RPA99v2003 :

D'après le RPA99v2003, les clauses suivantes doivent être vérifiées

Tableau II. 11:vérification de RPA99

Condition à vérifier	Application de condition	Vérification
Min (b, h) ≥ 25cm	Min (b, h) = 30 cm ≥25 cm	**Oui**
Min (b, h)≥ he /20	Min (b, h) = 30cm≥ (he/20) ≥ he /20 = (3,06 -0,40)/20=13,30 cm	**Oui**
0,25 ≤ (b/h) ≤ 4 $0.25 < \frac{b}{h} < 4$	0,25 ≤ (b/h)=1 ≤ 4	**Oui**

c) Pré- dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé destinés surtout à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet d'un chargement horizontal, et reprendre une partie des charges verticales. Selon le RAP 99 et modifié 2003, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage ***he*** *des conditions de rigidité extrémité du voile. Le pré- dimensionnement se fera selon les conditions suivantes :*

c-1) Épaisseur :

Le RPA99 version 2003, exige une épaisseur minimale : $e_{min} \geq 15cm$. comme épaisseur admissible minimale, de plus elle doit être déterminé en fonction de la hauteur libre d'étage he et des conditions de rigidité extrémités comme indiqué à la figure.

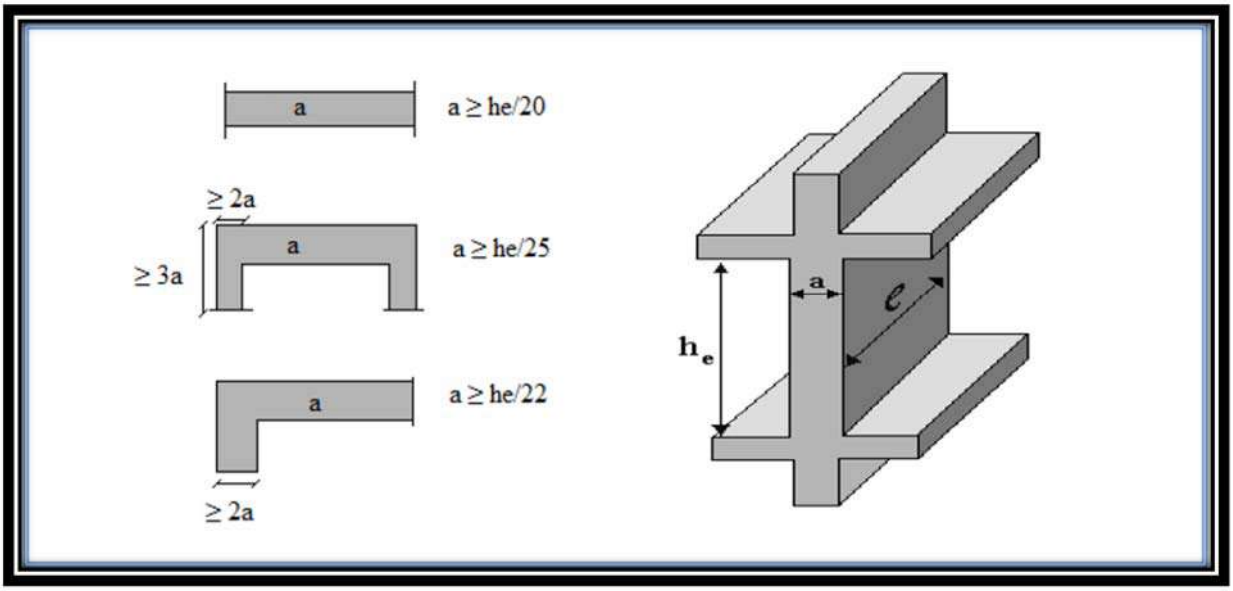


Figure II. 12 : Coupe de voile en plan (gauche) Voile en 3D (droite).

Dans notre cas on a :

- ***Pour le sous sol:***

he= 3,06-0,4=2,66m.

a ≥ MAX(10,64cm ;12,09cm ; 13,30cm ; 15 cm)

Donc : a≥15,00 cm on adopte: a =20 cm.

- ***Pour RDC :***

he= 4,25-0,4=3,85m.

a ≥ MAX(15cm ;15,40 cm ; 17,50cm ; 19,25 cm)

Donc : a ≥19,25 cm on adopte: a =20 cm

- ***Pour les étages courants :***

he= 3,06-0,4=3,20 m.

a ≥ MAX(15cm ;13,30 cm ; 12,09 cm ; 10,64 cm)

Donc a ≥15 cm On adopte: a =15 cm

Remarque :

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être susceptibles de changer après avoir effectue le calcul dynamique.

Chapitre III

Ferraillage des éléments secondaires

1-L'acrotère

a-Introduction : *L'acrotère est un élément non structural .elle sera calculée comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse qui est la section dangereuse. D'après sa disposition, l'acrotère est soumis à la flexion composée due aux charges suivantes :*

- *Son poids propres sous forme d'un effort normal vertical.*
- *Une force horizontale due à une main courante Q=1kN/ml.*

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur dont les dimensions sont les suivantes :

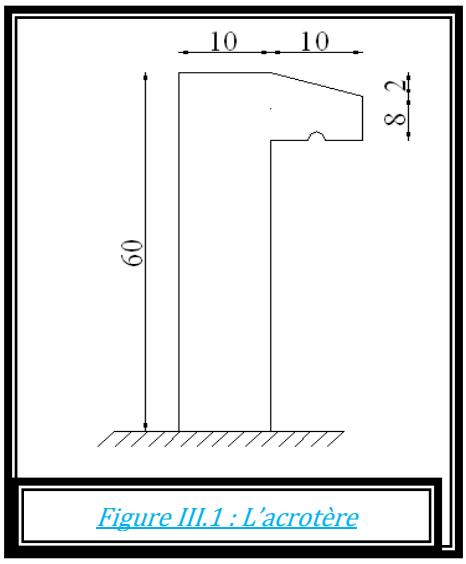


Figure III.1 : L'acrotère

Largeur : b=100cm

Hauteur : h=60cm

Epaisseur : e=10cm

b-Evaluation des charges :

Charges permanentes :

-Surface de l'acrotère :

$$S = \left[(0{,}1 \times 0{,}6) + (0{,}1 \times 0{,}08) + \frac{(0{,}1 \times 0{,}02)}{2} \right] = 0{,}069 m^2$$

- ***Poids propre de l'acrotère :***

$$G = \rho_b \times S = 25 \times 0{,}069 = 1{,}725 \text{kN/m}$$

Revêtement en ciment (e=2cm ; ρ=14kN/m³)

$$G = \rho_{ci} \times e \times P_{cme} = 14 \times 0{,}02 \times (60 + 10) \times 2.10^{-2} = 0{,}392 \text{kN/}ml$$

Finalement : G=2,117kN/ml

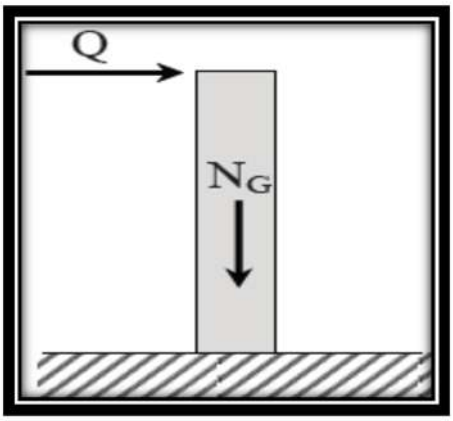


Figure III.2 : sollicitation de l'acrotère

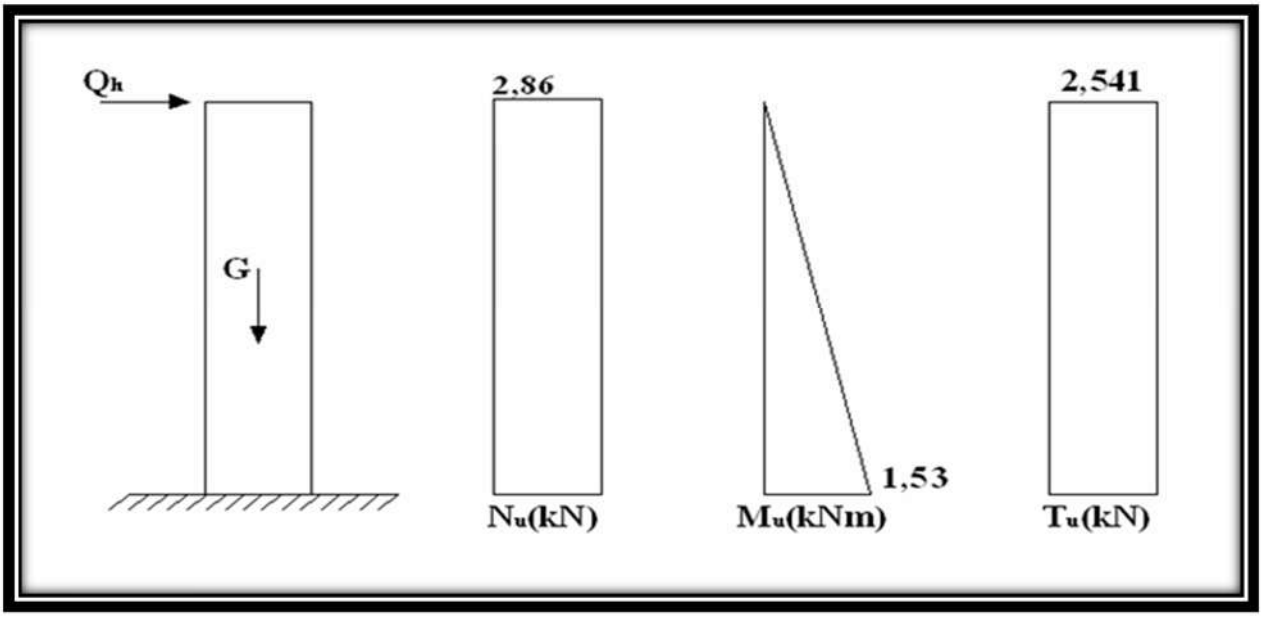


Figure III.03: diagrammes des efforts a L'ELU

- ***Charge d'exploitation :***

Q=1,00kN/ml

c-L'action des forces horizontales Q_h :

(F_p) *L'action des forces horizontales est donnée par :*

$Fp=4AC_pW_p$ *Avec :*

A *: Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1, RPA 99 version 2003) pour la zone et le groupe d'usage appropriés [A=0,15]. (Zone IIa).*

C_p *: Facteur de force horizontale donnée par le tableau (6-1)…… [C_p=0,8].*

W_p *: Poids de l'acrotère =2,117kN.*

F_p*=4x0,15x0, 8x2,117=1,016kN.*

Q_u=Max (1,5Q ; F_p)

$$\left.\begin{matrix} F_p = 1{,}016\text{kN} \\ 1{,}5Q = 1{,}5\text{kN} \end{matrix}\right\} \Rightarrow Q_u = Q_h = 1{,}50\,\text{kN}$$

Donc *: pour une bande de 1m de largeur :*

G*=2,117kN/ml et* ***Q****=1,50 KN/ml*

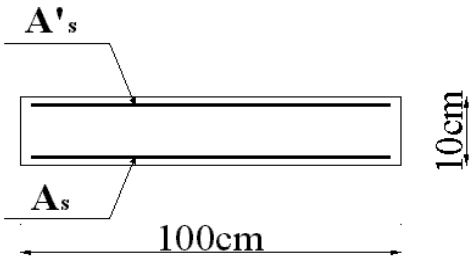
d- Calcul des efforts :

Pour une bande de 1m de largeur :

N_u=1,35G=2,86kN; N_{ser}=G=2,117 kN ;T_u=1,5Q_h=2,251kN

M_u=1,5Q_hh =1,35 Kn.m; M_{ser}=Q_hh=0,90 kN.m

e-Ferraillage de l'acrotère:



$h=10cm$; $b=100cm$; $f_{c28}=25MPa$;

$\sigma_{bc}=14,17MPa$; $c=c'=2cm$; $fe=400MPa$

f-Calcul de l'excentricité:

$e=e_1+ea$ **Avec** : $e1=\frac{M_u}{N_u}=\frac{1,35}{2,86}=47,20\ cm$

- $e_a=max(2cm\ ;\frac{l}{250})=2cm$
- $e=47,20+2=49,20\ cm$

D'après l'organigramme de calcul d'une section rectangulaire en flexion composé à l'état limite ultime ***"BAEL 91 modifier 99"***

$$\psi_1=\frac{N_u}{b.h.f_{bc}}=0,002<0,81$$

$$\xi=0,1666$$

$e_{NC}=\xi\times h=0,1666\times 10=1,666cm$

$e>e_{NC}\Rightarrow$ *la section est partiellement comprimée (SPC)*

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

❖ Calcul du moment fictif « M_f» :

$$M_f=M_u+N_u\left(\frac{h}{2}-c'\right)=1,601kNm$$

$$\mu=\frac{M_f}{bd^2\sigma_{bc}}=0,02$$

$\mu\prec\mu_R=0,392\Rightarrow A_s^{'}=0$ *Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.*

$$\alpha=1,25\left(1-\sqrt{1-2\mu}\right)=0,025$$
$$Z=d\left(1-0,4\alpha\right)=7,425cm$$

$$\mu=0,012\prec 0,186\Rightarrow\zeta_s=10\%\quad\text{et}\quad\sigma_s=\frac{fe}{\gamma_s}=348MPa$$

$$A_{sf}=f\left(M_f\right)$$
$$A_{sf}=\frac{M_f}{Z\sigma_s}=61,69\ mm^2$$
$$A_{s1}=A_s^{'}=0$$
$$A_{s2}=A_{sf}-\frac{N_u}{\sigma_s}=53,74\ mm^2$$

$$\text{Donc}:\begin{cases}A_{s1}=0cm^2\\A_{s2}=0,54cm^2\end{cases}$$

g-Vérification de la section d'acier selon « BAEL 91 modifié 99» :

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

$$A_s^{min} \geq \text{Max}\left\{\frac{bh}{1000};0,23bd\frac{f_{t28}}{fe}\right\}$$

Avec :

f_{t28}=2,1MPa ; fe=400MPa ; b=100cm ; d=7,5cm ; c=c'=2,5cm

$$A_s^{min} \geq Max\{1cm^2;0,905cm^2\}=1cm^2$$

***Donc** : on opte finalement pour 5T8=2,51cm²*

Avec un espacement $S_t=\frac{100}{5}=20cm$

- ***Armatures de répartitions :***

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r \geq 0,627cm^2$$

On choisi 4T8=2,01cm² avec un espacement $S_t=\frac{60-5}{3}=\frac{55}{3}\approx 18cm$

h-Vérification à l'ELS:

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$e_0=\frac{M_{ser}}{N_{ser}}=48cm$$

On a : $e_0 \succ \frac{h}{2}-c' \Rightarrow$ *La section est partiellement comprimée (SPC).*

C : La distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

C=d-e_A

Avec : $e_A=\frac{M_{ser}}{N_{ser}}+\left(d-\frac{h}{2}\right)=52cm \Rightarrow C=-43cm \qquad (C \prec 0)$

D'après le ***« C.B.A93»,*** *on doit résoudre l'équation suivant :*

$$y_c^3+py_c+q=0$$

Yc : Distance entre le centre de pression et l'axe neutre.

Avec :

$$n=15;\begin{cases} p=-3c^2+6n(c-c')\frac{A_s}{b}+6n(d-c)\frac{A_s}{b}=-5540,65 \\ \text{et} \\ q=-2c^3-6n(c-c')^2\frac{A_s}{b}-6n(d-c)^2\frac{A_s}{b}=154787,59 \end{cases}$$

La solution de l'équation du troisième degré est obtenue par :

$$\Delta=q^2+\left(\frac{4p^3}{27}\right)=-1,239.10^9$$

$$\cos\varphi=\frac{3q}{2p}\sqrt{\frac{-3}{p}}=-0,975\Rightarrow\varphi=167,18°$$

$$a=2\sqrt{\frac{-p}{3}}=85,95$$

$$y_1=a\cos\left(\frac{\varphi}{3}\right)=48,4cm$$

$$y_2=a\cos\left(\frac{\varphi}{3}+120\right)=-85,71cm$$

$$y_3=a\cos\left(\frac{\varphi}{3}+240\right)=37,31cm$$

La solution qui convient est : y_c=48,4cm

Car : 0<y_{ser}=y_c+c<d

0<y_{ser}=48,4-43=5,4cm<7,5cm

Donc : $\begin{cases} y_{ser}=5,4cm \\ y_c=48,4cm \end{cases}$

❖ ***Calcul du moment d'inertie :***

$$I=\frac{b}{3}y_{ser}^3+n\left[A_s(d-y_{ser})^2+A'_s(y_{ser}-c')^2\right]=5342,07cm^4 \quad ; \quad n=15$$

i- Vérification des contraintes :

❖ ***Contrainte du béton :***

$$\sigma_{bc}=\left(\frac{N_{ser}}{I}y_c\right)y_{ser}\le\overline{\sigma}_{bc}=0,6f_{c28}=15MPa$$

$$\sigma_{bc}=\left(\frac{2,117\times10^3\times48,4\times10}{5342,07\times10^4}\right)\times54=1,035MPa<\overline{\sigma}_{bc}\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots vérifiée$$

❖ ***Contraintes de l'acier :***

$$\sigma_s = n\left(\frac{N_{ser}}{I} y_c\right)(d - y_{ser}) \le \overline{\sigma}_s \text{.....Acier tendu}$$

$$\sigma'_s = n\left(\frac{N_{ser}}{I} y_c\right)(y_{ser} - c') \le \overline{\sigma}_s \text{.....Acier comprimé}$$

$$\overline{\sigma}_s = Min\left(\frac{2}{3} fe; Max(0{,}5\, fe; 110\sqrt{\eta f_{tj}})\right) = 201{,}63MPa \text{.....}(\eta = 1{,}6 \text{ pour les aciers HA})$$

$$\sigma_s = 6{,}04MPa < \overline{\sigma}_s \text{.....vérifiée}$$

$$\sigma'_s = 8{,}34MPa < \overline{\sigma}_s \text{.....vérifiée}$$

❖ ***Vérification de l'effort tranchant :***

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \le \overline{\tau}_u = Min\{0{,}1 f_{c28}; 4MPa\} = 2{,}5MPa$$

$$\tau_u = \frac{2{,}25.10^3}{75.10^3} = 0{,}034MPa < \overline{\tau}_u \text{.....vérifiée}$$

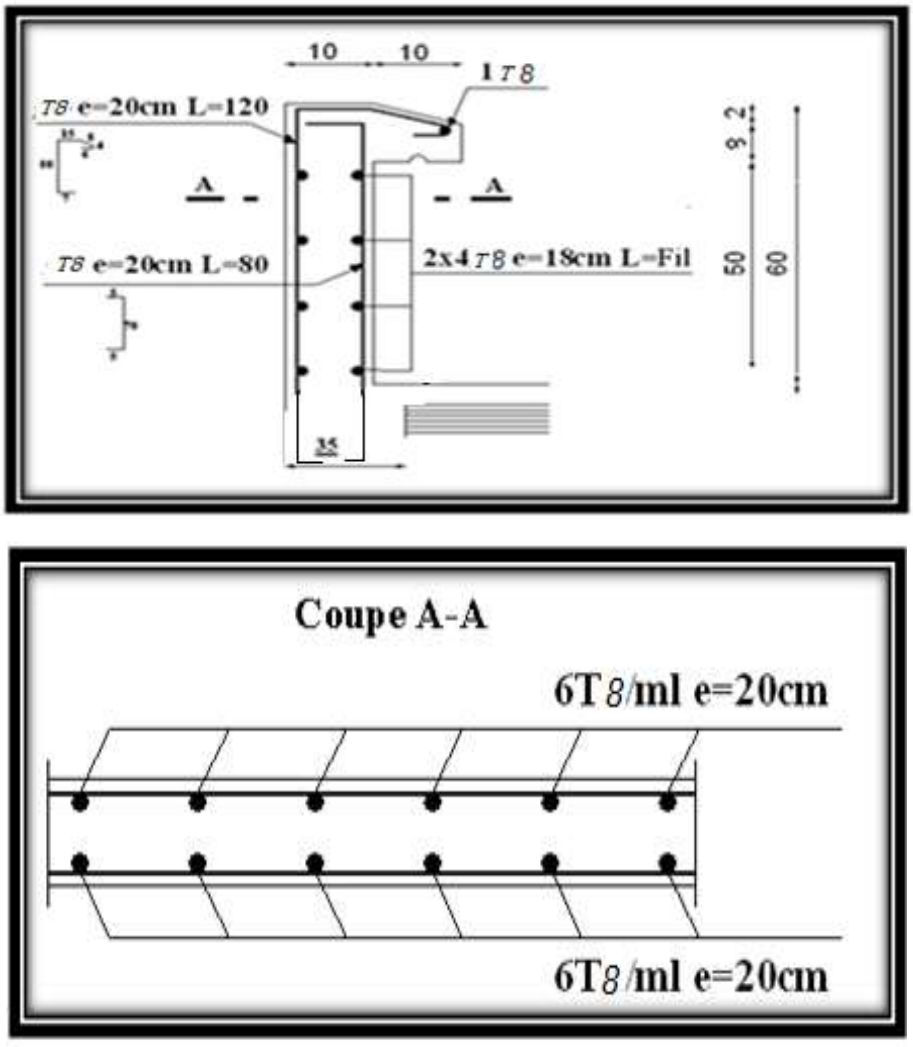


Figure III.04: Ferraillage de l'acrotère

2-Les escaliers :

a-Introduction :

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, afin de permettre aux usagers du bâtiment 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.

b-Définition des éléments d'un escalier :

- ***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.*

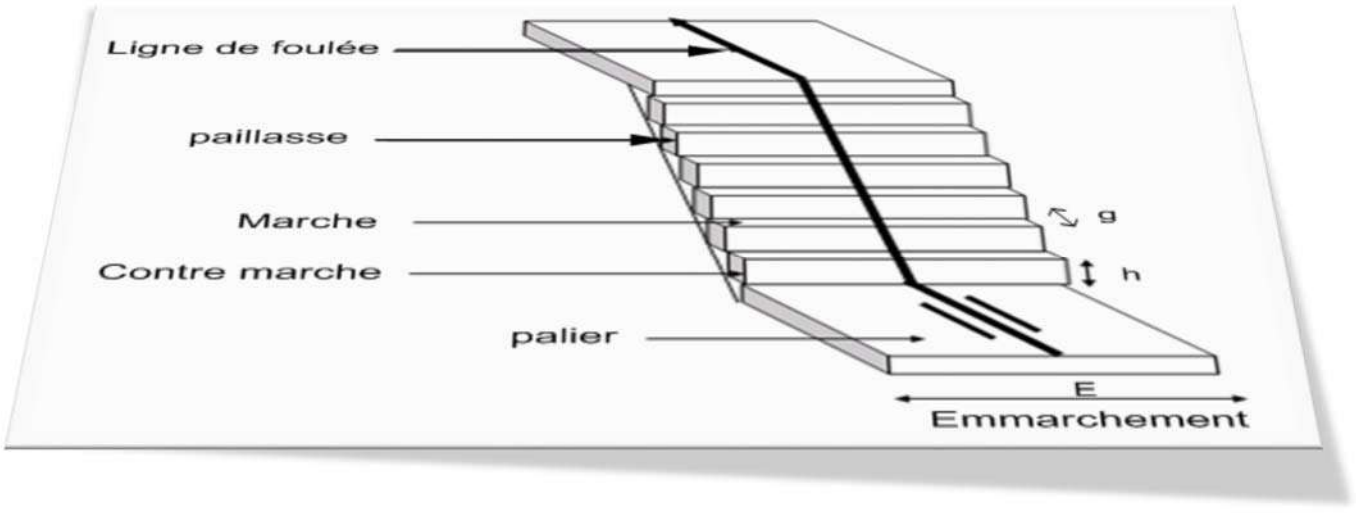


Figure III.05: Représentation d'un escalier

- *h : Hauteur de la marche.*
- *g : Largeur de la marche.*
- *L : Longueur horizontale de la paillasse.*
- *H : Hauteur verticale de la paillasse*

c-Calcul d'escalier à deux volées :

❖ Prédimensionnement :

Pour l'étage le plus sollicite (étage courant) :

Les caractéristiques du notre type d'escalier sont :

- *Hauteur du palier intermédiaire : H = 2,13 m*
- *largeur de la marche : g = 30cm*
- *hauteur de la contre marche : h = 17 cm*

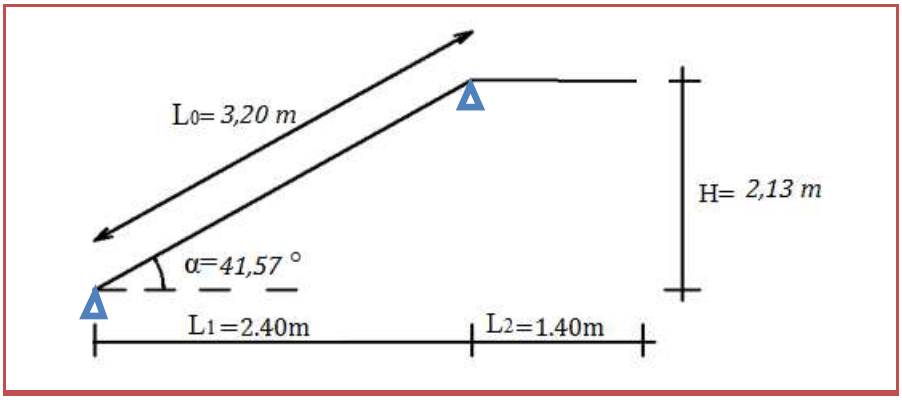


Figure III.06: Dimensions de l'escalier

❖ Vérification de la formule de BLONDEL :

$60cm \leq g+2h = 64cm \leq 64cm.$ **(Condition vérifiée)**

❖ Détermination de l'épaisseur de l'escalier:

$tg\,\alpha = H / L = 2,13/2.40 = 0,887$

$Donc : \alpha = 41,57°$

$$L_0 = \sqrt{2,40^2 + 2,13^2} = 3,20m$$

$l = 3,20 + 1.40 = 4,60\ m$

Dans le cas d'une dalle portant sur deux cotés, on a :

$$\frac{l}{35} \leq e \leq \frac{l}{30} \Rightarrow 13,14 \leq e \leq 15,33$$ **On adopte: e = 15cm**

d-Evaluation des charges et surcharges :

❖ Charges permanentes Palier:

Tableau III.01: Poids propre du palier de repos de l'escalier

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/ m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0 ,02	20	0,40
2	Lit de sable	0,02	18	0.36
3	Mortier de pose	0,02	18	0,36
4	Poids propre du palier	0,20	25	5,00
5	Enduit ciment	0,02	18	0,36
			G	**6,48**

Tableau III.02: Poids propre de la paillasse de l'escalier

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0,02	20	0,40
2	Lit de sable	0,02	18	0,36
3	Mortier de pose	0,02	18	0,36
4	Poids propre de la paillasse	0,2 / cos α	25	5,87
5	Poids des marches	0,17/ 2	25	2,125
6	Enduit ciment	0,02	18	0,36
			G	**9,48**

❖ Charge d'exploitation :

Q = 4KN/m^2 pour le paillasse et palier (dans le cas usage commerciale.)

❖ Détermination des efforts :

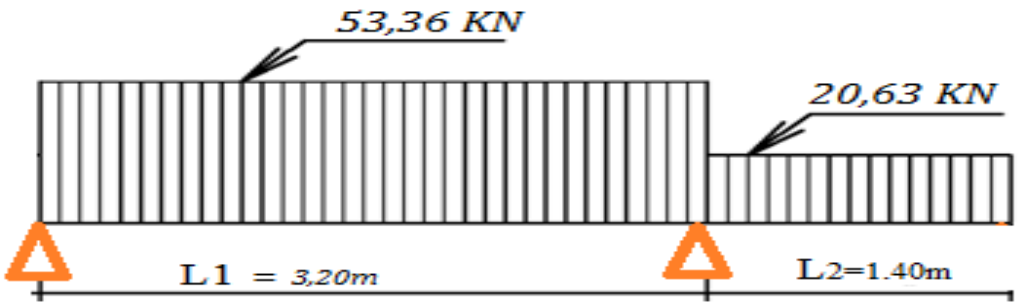
A l'E.L.U: $P_u = 1,35\ G + 1,5\ Q$

A l'E.L.S: $P_{ser} = G + Q$

Tableau III.03 : Combinaison des charges de l'escalier

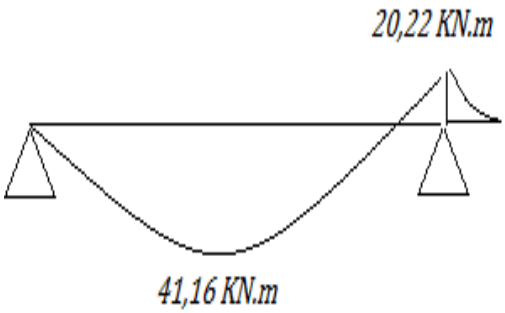
	G (KN/m^2)	Q (KN/m^2)	P_u (KN/ml)	P_{ser} (KN/ml)
Palier	6.480	4	14,74	10,48
Paillasse	9.475	4	18,79	13,48

A l'E.L.U :



$M_{u\,max}$ (en travée) = 41,16 KN.m

$M_{u\,max}$ (en appui) = -20,22 KN.m



$V_{u\,max}$ =82,89 KN

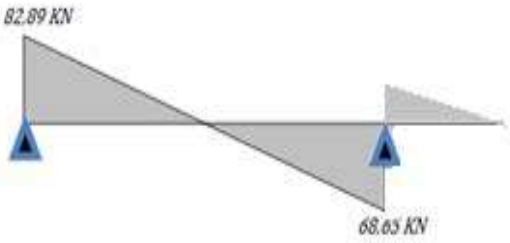


Figure III.07 : Schéma statique à l'E.L.U

A l'E.L.S :

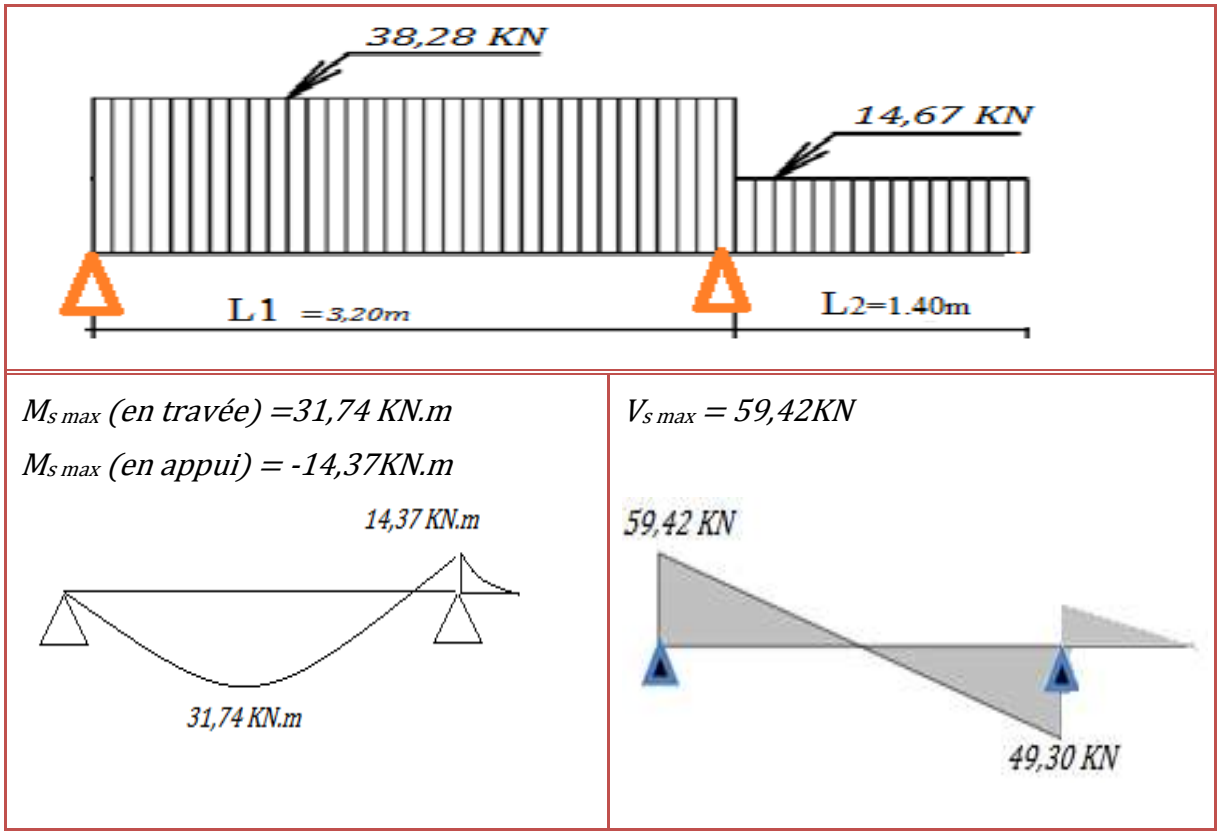


Figure III.08 : Schéma statique à l'E.L.S

e-Ferraillage des escaliers :

Tableau III.04: Les données

Béton	$f_{c28} = 25$ MPa	$\gamma_b = 1.5$	$\sigma_{bc} = 14,17$ MPa	$c = 2$ cm
	$f_{t28} = 2.1$ MPa	$b = 100$ cm	$h = 15$cm	$d = 13,5$cm
Acier	FeE400	$f_e = 400$Mpa	$\gamma_s = 1,15$	$\sigma_s = 348$ MPa

Tableau III.05 : Calcul des sections d'acier de l'escalier

	M_u (KN.m)	A (cm^2)	A' (cm^2)	A_{adopt} (cm^2)
En travée	41,16	10,10	0,00	7HA14=10,78
En appuis	-20.22	4,70	0.00	5HA12=5,65

❖ Condition de non fragilité :

On vérifie que: $A \geq A_{min} = \frac{B}{1000}$

En travées: $A = 10{,}78\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{100 \times 15}{1000} = 1.50\,cm^2$ ***(c.v)***

En appuis : $A = 5{,}65\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{100 \times 15}{1000} = 1.50\,cm^2$ ***(c.v)***

❖ ***Les armatures de répartition :***

Tableau III.06 : Les armatures de répartition

	A_x (cm^2)	on adopte
En travée	$\frac{A}{4} = \frac{10{,}78}{4} = 2{,}70$	5 HA 10 = 3,92 cm^2
En appuis	$\frac{A}{4} = \frac{5{,}65}{4} = 1{,}42$	4 HA 8 = 2,01cm^2

❖ ***Vérification de l'espacement :***

Tableau III.07 : Vérification de l'espacement

	les armatures longitudinales	les armatures de répartitions
En travée	St=15cm ≤ min[3h=60cm;33cm]=33cm	St=15cm ≤ min[3h=80cm;33cm]=33cm
En appuis	St=15cm ≤ min[4h=80cm;45cm]=33cm	St=15cm ≤ min[4h=80cm;45cm]=33cm

❖ ***Vérification de l'effort tranchant :***

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{82{,}89 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0{,}614\ MPa$$

On considère la fissuration comme peu nuisible :

$$\overline{\tau}_u = Min\left[\frac{0.2\, f_{c28}}{\gamma_b} = 3{,}33MPa\ ; 5MPa\right] = 3{,}33\ MPa$$

$\tau_u = 0{,}614\ MPa < \overline{\tau}_u = 3{,}33\ MPa$ *(c.v)*

❖ ***Vérification à l'E.L.S :***

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on ne doit vérifier que :

$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$

$\overline{\sigma}_b = 0{,}6.\, f_{c28} = 0{,}6 \times 25 = 15\ MPa$

Tableau III.108 : Vérification à l'E.L.S

	En travées	En appuis
$A\ (cm^2)$	10,78	5,65
$M_{ser}\ (kN.m)$	31,74	-14,37
$\overline{\sigma}_b\ (MPa)$	15	
$\sigma_b\ (MPa)$	11,10	6,30
$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$	**Oui**	**Oui**

❖ ***Vérification de la flèche :***

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions ci-après sont vérifiées:

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{20} \times \frac{M_t}{M_o} \Rightarrow \frac{15}{320} = 0{,}046 \geq \frac{31{,}74}{20 \times 37{,}34} = 0{,}042 \qquad (c.v)$$

$$\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{10{,}78}{100 \times 13{,}5} = 0{,}007 \leq \frac{2}{400} = 0{,}005 \qquad (c.n;v)$$

Donc la vérification de la flèche nécessaire, Il possible d'évaluer les flèches à l'aide des formules indiquées à l'article ***B.6.5.2 (BAEL91)*** *:*

La valeur de la flèche maximale sous charge de faible durée d'application est donnée par :

Évaluation de la flèche : (selon l'Annexe D du CBA93)

Il faut avoir : $\Delta f_t = f_v - f_i \leq \overline{f}$: $\overline{f} = \begin{cases} \frac{L}{500} \ldots\ldots\ldots\ldots si \quad L \leq 5m \\ 0.5 + \frac{L}{500} \ldots\ldots si \quad L \geq 5m \end{cases}$

Pour les flèches dues aux charges instantanées:

$$f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_i I_{fi}}$$

Avec :

✓ $E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}}$

- ✓ $I_{fi} = 1.1\dfrac{I_0}{1+\lambda_i \mu}$
- ✓ $\lambda_i = \dfrac{0.05.f_{t28}}{\rho\left(2+3\dfrac{b_0}{b}\right)}$
- ✓ $\rho = \dfrac{A}{b.d}$
- ✓ $\mu = Max\left[1-\dfrac{1,75 f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}};0\right]$

Pour les flèches dues aux charges de longues durées:

$$f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}}$$

Avec :

- ✓ $E_v = \dfrac{1}{3} E_i$
- ✓ $I_{fv} = 1.1\dfrac{I_0}{1+\lambda_v \mu}$
- ✓ $\lambda_v = \dfrac{2}{5}\lambda i$

Détermination de l'axe neutre:

$$Y_G = \frac{\dfrac{b.h^2}{2}+15A.d}{b.h+15} = 8,87\ cm$$

Moment d'inertie de la section totale:

$$I_0 = b/3\left[y^3+(h-y)^3\right]+15A(y-d)^2 \Rightarrow I_0 = 34407,32 cm^4$$

Tableau III.09 : Vérification de la flèche de l'escalier

$A\ (cm^2)$	$M\ (KN.m)$	ρ	$\sigma s\ (MPa)$	μ	$y\ \ (cm)$	$I_0\ (cm^4)$
10,78	31,74	0,008	347,00	0,722	8,87	3495,33
$I_{fi}\ (cm^4)$	$I_{fv}\ (cm^4)$	$Fi\ \ (mm)$	$F_v\ (mm)$	$\Delta F\ (mm)$	$F_{adm}\ (mm)$	$\Delta F < F_{adm}$
14245,20	22762,16	2,23	4,12	1,91	6,40	C.V

Conclusion *: donc la condition de la flèche est vérifie.*

f-Calcul de la poutre palière :

La poutre palière à pour rôle de supporter le poids d'escalier, elle sera calculée en flexion simple. Elle a une section (b×h)

- ***Pré dimensionnement :***

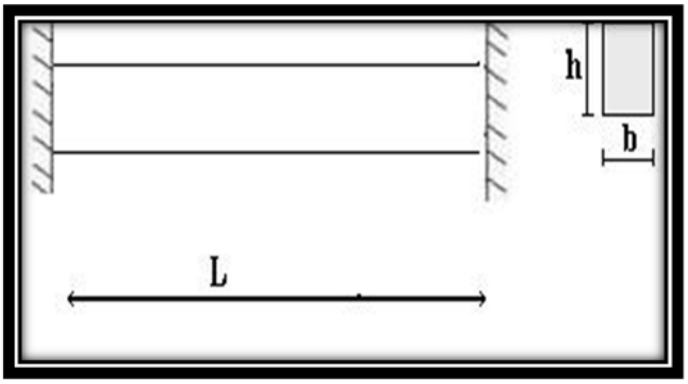


Figure III.09: Dimensionnement de la poutre palière

- *b: largeur de la base de la poutre.*
- *h: hauteur totale de la poutre.*
- *L : la plus grande portée mesurée à nu d'appuis.*

Le pré dimensionnement de la poutre palière est donné par les formules de C.B.A93 empiriques suivantes:

- *(portée max)/15 ≤ h ≤ (portée max)/10*
- *0,3h ≤ b ≤ 0,7h*

Les dimensions minimales de poutres exigées par le Règlement RPA99 Version 2003 en zone IIa sont:

- *b ≥ 20 cm*
- *h ≥ 30 cm.*
- *h/b ≤ 4,0.*

Tableau III.10: Prédimensionnement de la poutre palière

Poutre palière	
Conditions de résistance	L_{max}= 3.40 m ⇒ 22.66cm ≤ h ≤34cm ;on adopte : **h = 35 cm** ⇒ 10.25cm ≤ b ≤24.5cm ; on adopte : **b = 30 cm**
Vérification selon le RPA 99	h=35cm≥30cm ; b=30cm≥20cm h/b=1,17 ⟾ h/b ≤ 4,0. **(condition vérifie)**
Condition de rigidité (h/L ≥ 1/16)	(h/L=0.102) ≥ (1/16=0.0625) **(condition vérifie)**
Conclusion	***h = 35cm ; b = 30 cm***

❖ ***Evaluation des charges :***

- P_u=(P poutre + $P_{paillasse}$+ P palier) ➔ P_u=74,04 KN/m
- P_s = (P poutre + $P_{paillasse}$+ P palier) ➔ P_s = 52, 96 KN/m

❖ ***Calcul des efforts:***

Le calcul s'effectue comme pour une poutre parfaitement encastrée sue les deux appuis, la méthode R.D.M. donne :

- $R_A = R_B = \frac{p.l}{2}$
- $M_{appui}^{max} = M_A = M_B = \frac{pl^2}{12}$
- $M_t^{max} = \frac{pl^2}{24}$

$T_u^{max} = 136,97\ kN$ $T_{ser}^{max} = 97,97\ kN$

Tableau III.11: Les efforts agissants sur une poutre palière

Niveau	T (kN)	Ma (kN.m)	Mt (kN.m)
ELU	136,97	84,23	42,23
ELS	97,97	60,40	30,20

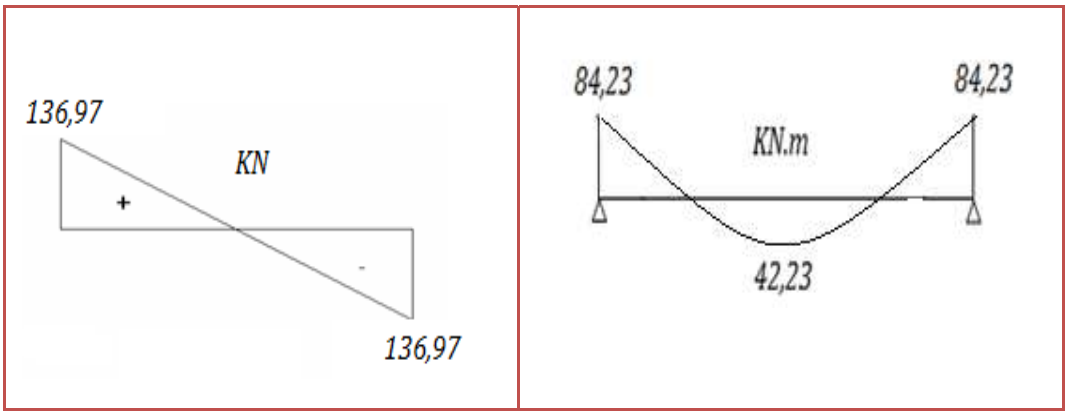


Figure III.10: Différents efforts dans la poutre a ELU palière(ELU)

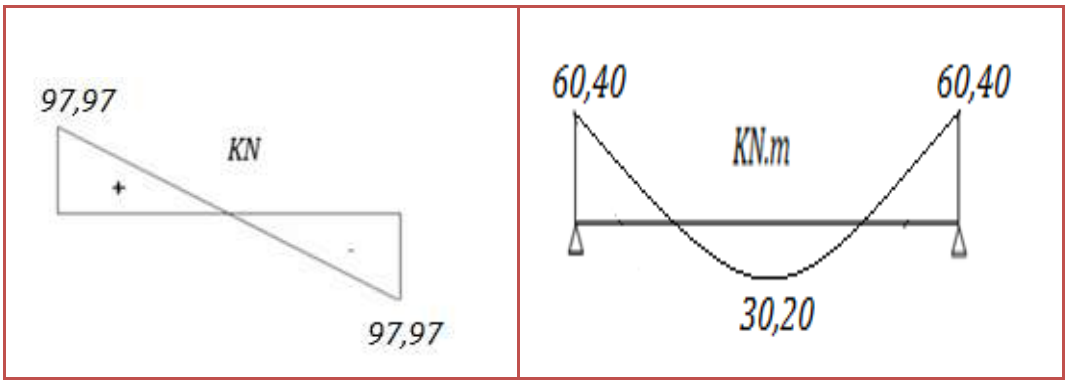


Figure III.11 ; Différents efforts dans la poutre palière a ELS

g-Ferraillage de la poutre palière

Tableau III.12 : les données

Béton	$f_{c28} = 25$ MPa	$\gamma_b = 1,5$	$\sigma_{bc} = 14,2$ MPa	$c = 2,5$cm
	$f_{t28} = 2,1$ MPa	$b = 30$cm	$h = 35$cm	$d = 31,50$ cm
Acier	FeE400	$f_e = 400$Mpa	$\gamma_s = 1,15$	$\sigma_s = 348$ MPa

Tableau III.13 : Calcul des sections d'acier de la poutre palière

	M_u (KN.m)	A (cm^2)	A' (cm^2)	A_{adopt} (cm^2)
En travée	42,23	3,90	0.00	3HA14=4,62
En appuis	84,23	8,30	0.00	6HA14=9,24

- ***Condition de non fragilité :***

On vérifie que: $A \geq A_{min} = \frac{B}{1000}$

En travées: $A = 4,62\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{35 \times 30}{1000} = 1,05\,cm^2$ *(c.v)*

En appuis : $A = 9,24\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{35 \times 30}{1000} = 1,05\,cm^2$ *(c.v)*

- ***Vérification de l'effort tranchant :***

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 . d} = \frac{136,97 \times 10^3}{300 \times 315} = 1,45\ MPa$$

On considère la fissuration comme peu nuisible :

$$\overline{\tau}_u = Min\left[\frac{0,2\, f_{c28}}{\gamma_b} = 3,33MPa\ ; 5MPa\right] = 3,33\ MPa$$

$\tau_u = 1,45\ MPa < \overline{\tau}_u = 3,33\ MPa$ *(c.v)*

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

$$V_u \le 0{,}4\left(\frac{f_{c28}}{1.5}\right) b_0.a$$

$$a = \text{Min}\left[b - c - 2\,;\, 0.9d\right] = \text{Min}\left[28{,}35\,\text{cm}\,;\, 24{,}5\,\text{cm}\right] = 24{,}50\,\text{cm}$$

$$V_u = 136{,}97\ \text{KN} \le 0.4\left(\frac{25}{1.5}\right) \times 300 \times 245{,}00 = 490{,}00\ \text{KN} \quad \text{.....(c.v)}$$

- ***Vérification au voisinage de l'appui:***

$$\frac{2V_u}{b_0.a} < 0{,}8\frac{f_{c28}}{\gamma_s}$$

$$\frac{2 \times 136{,}97 \times 10^3}{300 \times 245} = 3{,}72 < 0{,}8 \times \frac{25}{1.15} = 17{,}39 \text{ ..... (c.v)}$$

$$A = 4{,}62\ \text{cm}^2 \ge \frac{\gamma_s \cdot V_u}{f_e} = \frac{1{,}15 \times 136{,}97 \times 10^3}{400} = 3{,}94\ \text{cm}^2 \text{ ..... (c.v)}$$

- ***Armatures transversales:***

$$\varphi_t = \text{Min}\left[\frac{h}{35} = 1.00\,\text{cm}\,;\ \varphi_l = 14\,\text{mm};\frac{b_0}{10} = 3.00\,\text{cm}\right]$$

$\varphi_t = 8\,\text{mm} < 1.00\,\text{cm}$ *donc on adoptera:* $A_t = 4\ T\ 8 = 2{,}01\ cm^2$.

- ***Vérification du R.P.A 99:***

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

$$S_t \le \overline{S}_t = \text{Min}\left[\frac{h}{4} = 8{,}75\,\text{cm}\,;12\varphi_t = 9.6\,\text{cm}\right]$$

$$\begin{cases} \overline{S}_t = 8.75\,\text{cm} & \text{(zone nodale)} \\ \overline{S}_t = 15\,\text{cm} & \text{(zone courante)} \end{cases}$$

On adoptera les valeurs suivantes:

$$\begin{cases} S_t = 8\ \text{cm} & \text{(zone nodale)} \\ S_t = 15\text{cm} & \text{(zone courante)} \end{cases}$$

On a $A_t = 2{,}01\ cm^2$.

$$S_t = 8\,\text{cm} \Rightarrow A_t = 2{,}01\ \text{cm}^2 > A_{t\,\min} = 0{,}003.b.S_t = 0{,}720\,\text{cm}^2$$

$$S_t = 15\,\text{cm} \Rightarrow A_t = 2{,}01\,\text{cm}^2 > A_{t\,\min} = 0{,}003.b.S_t = 1{,}35\,\text{cm}^2$$

$S_t < \overline{S}_t$ **C.V**

- ***Vérification à l'E.L.S :***

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on ne doit vérifier que :

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$$

$$\overline{\sigma}_b = 0{,}6.\, f_{c28} = 0{,}6 \times 25 = 15\ \text{MPa}$$

Tableau III.14: Vérification à l'E.L.S

	En travées	*En appuis*
A (cm^2)	*4 ,62*	*9,24*
M_{ser} (kN.m)	*30,20*	*60,40*
$\overline{\sigma}_b$ *(MPa)*	*15*	
σ_b *(MPa)*	*6,80*	*10,80*
$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$	***Oui***	***Oui***

- ***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.15 : Vérifications préliminaires de la flèche de la poutre palière

1ere condition	*2eme condition*
h/L ≥ Mt/(15 Mo)	*ρ ≤ 4,2/fe*
h/ L = 0,35 / 3,40 = 0,102 *Mt/(10 Mo)=42,23/(10*49,68)=0,085*	*ρ=A/(bo*d)=4,62/(30*31,5)=0,004* *4,2/ fe = 4,2 / 400 = 0.01*
Condition vérifiée	***Condition vérifiée***

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche

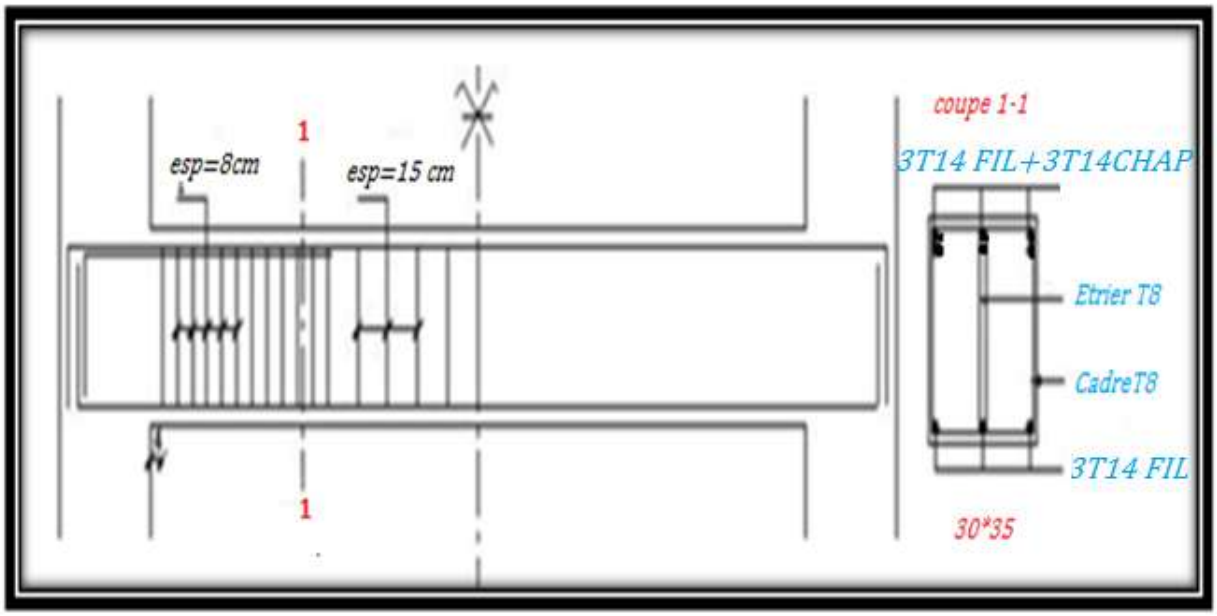


Figure III.12 : ferraillage de la poutre palière

Remarque

On adapte le même ferraillage pour tous les niveaux

3-Etude de la dalle machine:

a-Introductions

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle.

b-Pré dimensionnement:

La dalle d'ascenseur doit avoir une certaine rigidité vu le poids de la machine.

Nous avons deux conditions à vérifier :

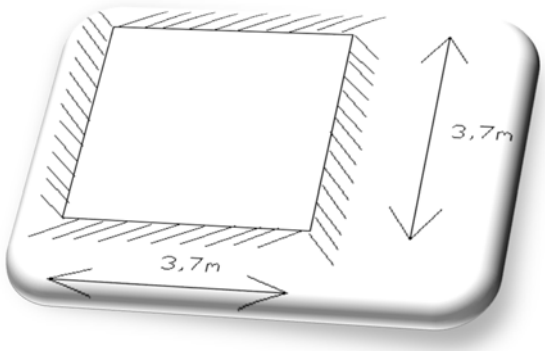


Figure III.13 : la dalle machine

c-Résistance à la flexion:

$$\frac{L_x}{50} \le e \le \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{370}{50} \le e \le \frac{370}{40}$$

$7{,}4\text{cm} \le e \le 9{,}25\text{cm}$

d-Condition de l'E.N.A :

L'entreprise nationale des ascenseurs ***(E.N.A)*** *préconise que l'épaisseur de la dalle machine est :* $\Longmapsto$ $e \ge 25\text{cm}$

On prend : ***e=25cm***

e-Détermination des charges :

- ***Charges permanentes :***
  - *Poids supportée par la dalle machine.....50, 00 kN/m²*
  - *Poids propre de la dalle.....0,25x25=6,25kN/m²*

  G=56,25kN/m²

- ***Charge d'exploitation :.....Q=1kN/m²***

f-Combinaison des charges :

- ***E.L.U :*** $q_u=1{,}35G+1{,}5Q=77{,}44kN/m^2$
- ***E.L.S :*** $q_{ser}=G+Q=57{,}25kN/m^2$

g-Calcul des efforts :

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles avec 4 appuis.

- ***Calcul de « ρ » :***

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3{,}70}{3{,}70} = 1 \succ 0{,}4$$

$\Rightarrow$ *La dalle travail dans les deux sens.*

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2$$
$$M_y = \mu_y M_x$$

ELU :

$$\begin{cases} \mu_x = 0{,}0368 \Rightarrow M_x = 39{,}01\text{kN.m} \\ \mu_y = 1{,}0000 \Rightarrow M_y = 39{,}01\text{kN.m} \end{cases}$$

Selon les conditions d'encastrement d'appuis, on obtient les moments suivants :

- ***Moments en travées :***

$M_{tx}=0{,}85Mx=33{,}16Kn.m$

$M_{ty}=0{,}85My=33{,}16Kn.m$

- ***Moments sur appuis :***

$M_{ax}=0{,}3M_x=11{,}70kN.m$

M_{ay}=0, 3My=11,70kN.m

M_a=Max (M_{ax}; M_{ay}) = 11,70kN.m

h-Ferraillage de la dalle :

Le ferraillage de la dalle machine se fait comme suit :

Pour une bande de 1m, on aura une section (b x h)= (100x25) cm^2 qui travaille en flexion simple.

Ferraillage en travée :

- **Dans le sens « L_x »**

On a: b=100cm; h=25cm; d=0, 9h=22,5cm; c=2cm; σ_{bc}=14,17MPa; σ_s=348Mpa

Tableau III.16 : récapitulatif des résultats de ferraillage en travée (sens L_x)

M_{tx}(kN.m)	μ	$A'_s(cm^2)$	α	Z(cm)	$A^{cal}_s(cm^2)$	Choix	$A^{adp}_s(cm^2)$
31,16	0,043	0	0,055	22,01	4,09	6T10	4,71

Espacement :

$$Esp = \frac{100}{6} = 20cm < Min(3h;33cm) = 33cm \text{.....vérifée}$$

- **Dans le sens « L_y» :**

On a : b=100cm ; h==25cm ; d=d_x-Ø$_x$=21,5cm ; c=2cm ; σ_{bc}=14,17MPa ; σ_s=348MPa

Tableau III.17 : récapitulatif des résultats de ferraillage en travée (sens L_y)

M_{ty}(kN.m)	μ	$A'_s(cm^2)$	α	Z(cm)	$A^{cal}_s(cm^2)$	Choix	$A^{adp}_s(cm^2)$
31,16	0,047	0	0,06	20,98	4,26	6T10	4,71

Espacement :

$$Esp = \frac{100}{6} = 20cm < Min(4h;45cm) = 45cm \text{.....vérifée}$$

Ferraillage sur appuis :

On a : b=100cm ; h=25cm ; d=22,5cm ; c=2cm ; σ_{bc}=14,17MPa ; σ_s=348MPa

Tableau III.18 : récapitulatif des résultats de ferraillage sur appuis

M_a(kNm)	μ	$A'_s(cm^2)$	α	Z(cm)	$A^{cal}_s(cm^2)$	Choix	$A^{adp}_s(cm^2)$
11,70	0,016	0	0,02	22,32	1,51	5T8	2,51

Espacement :

$$Esp = \begin{cases} \frac{100}{5} = 20cm < Min(3h;33cm) = 33cm(\text{sens x} - \text{x}) & \text{.....vérifiée} \\ \frac{100}{5} = 20cm < Min(4h;45cm) = 45cm(\text{sens y} - \text{y}) & \text{.....vérifiée} \end{cases}$$

- ***Calcul des armatures transversales :***

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} \leq \overline{\tau}_u = 0{,}05 f_{c28} = 1{,}25 MPa$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 95{,}51 kN$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 95{,}51 kN$$

$$T_u^{max} = Max(T_x ; T_y) = 95{,}51 kN$$

$$\tau_u = \frac{95{,}51.10^3}{1000x225} = 0{,}42 MPa < \overline{\tau}_u = 1{,}25 MPa \text{.....vérifiée}$$

i-Vérification à l'ELS :

Vérification des contraintes :

- ***Béton :***

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

- ***Acier :***

$$\sigma_s = \eta \frac{M_{ser}}{I}(d - y) \leq \overline{\sigma}_s$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\overline{\sigma}_s = Min\left(\frac{2}{3} fe; Max(0{,}5fe; 110\sqrt{\eta fij}\right) = 202 MPa$$

Avec :

η=1,6 pour HA ; fe=400MPa

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 1$$

$$M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

ELS :

$$\begin{cases} \mu_x = 0{,}0441 \Rightarrow M_x = 34{,}56 kNm \\ \mu_y = 1{,}0000 \Rightarrow M_y = 34{,}56 kNm \end{cases}$$

- ***Moments en travées :***

$M_{tx}=0,85M_x=29,37kNm$

$M_{ty}=0,85M_y=29,37kNm$

- ***Moments sur appuis :***

$M_a=Max\ (0,3M_x;\ 0,3\ M_y)=8,81kNm$

- ***Détermination de la valeur de « y » :***

$$\frac{b}{2}y^2+nA'_s(y-c')-nA_s(d-y)=0 \qquad \text{avec}: \quad n=15$$

- ***Moment d'inertie :***

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

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III.19 : Vérification des contraintes de la dalle en travée et sur appuis dans les deux sens

		M_t(kN.m)	A_s (cm)	Y(c)	I (cm⁴)	σ_{bc}(MP)	$\sigma_{bc} \le \overline{\sigma}_{bc}$	σ_s(MPa)	$\sigma_s \le \overline{\sigma}_s$
Travée	x-x	29,37	4,71	4,93	25804,106	5,37	vérifiée	32,0	vérifiée
	y-y	29,37	4,71	4,80	23389,978	3,0		33,55	
Appuis		8,81	2,51	3,74	21487,486	2,08		12,30	

- ***Vérification de la condition de non fragilité :***

$h=25cm\ ;\ b=100cm$

$$\begin{cases} A_x \ge \rho_0 \dfrac{(3-\rho)}{2} bh = 2cm^2 \\ A_y \ge \rho_0 bh = 2cm^2 \end{cases}$$

Avec :

$$\begin{cases} \rho_0 = 0,8\,‰ & \text{pour les barres à haute adhérence} \\ \rho = \dfrac{L_x}{L_y} = 1 \end{cases}$$

❖ ***Sens L_{x-x}***

Sur appuis : $A_x=2,51cm^2/ml>2,00cm^2$.....vérifiée

En travée : $A_x=4,71cm^2/ml>2,00cm^2$.....vérifiée

❖ ***Sens L_{y-y}***

Sur appuis : $A_y=2,51cm^2/ml>2,00cm^2$.....vérifiée

En travée : $A_y=4,71cm^2/ml>2,00cm^2$.....vérifiée

j-Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément :

$$\begin{cases} \dfrac{h}{L_x} \geq \dfrac{M_t}{20M_x} \\ \dfrac{h}{L_x} \geq \dfrac{1}{27} \text{ à } \dfrac{1}{35} \\ \dfrac{A_s}{bd} \leq \dfrac{2}{fe} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0{,}067 > 0{,}042 \text{.....vérifiée} \\ 0{,}067 > 0{,}028 \text{à} 0{,}037 \text{.....vérifiée} \\ 1{,}884.10^{-3} < 5.10^{-3} \text{.....vérifiée} \end{cases}$$

Conclusion :

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

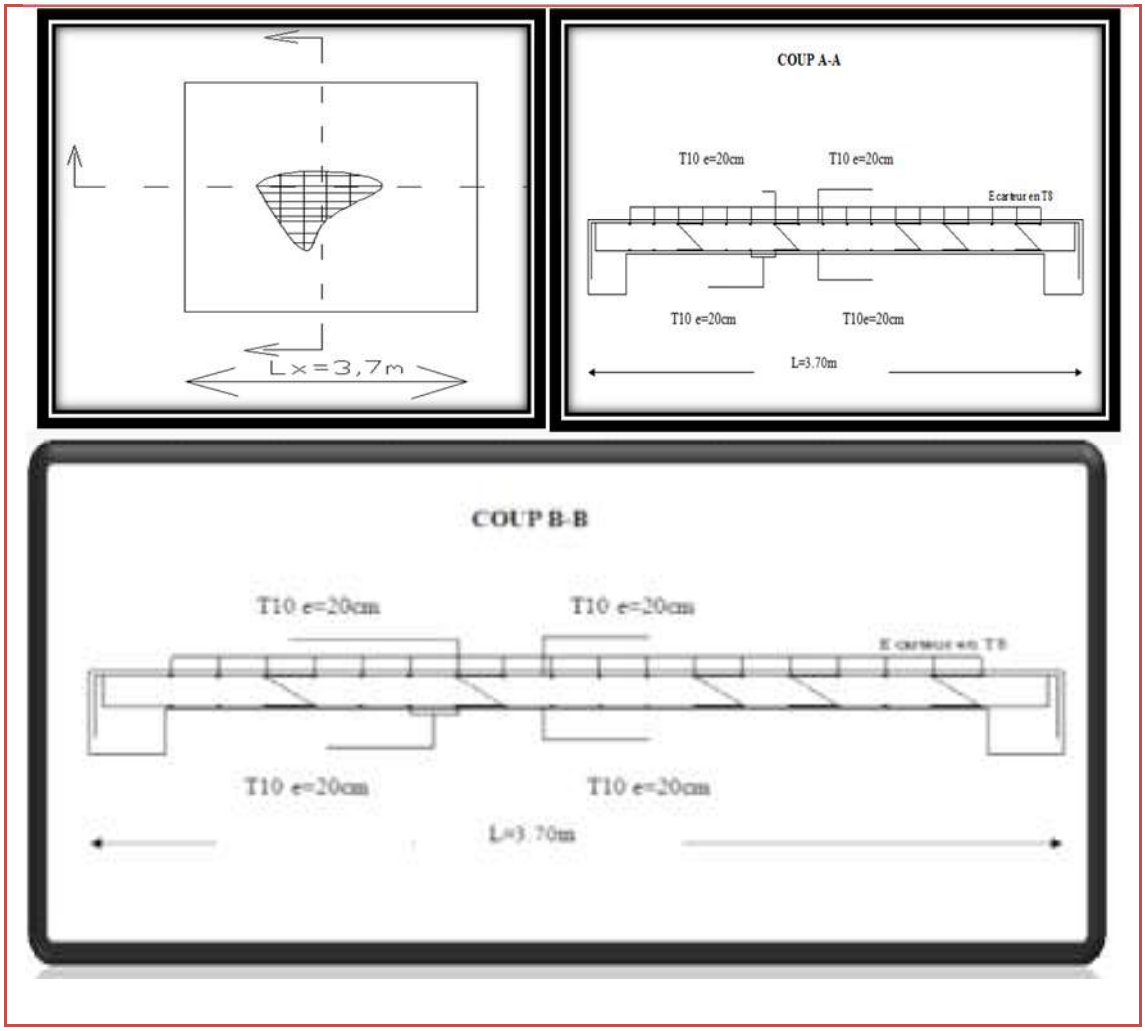


Figure III.14: ferraillage de dalle machine

4- Balcon:

Le balcon est constitué d'une dalle pleine encastré dans une extrémité et libre dans l'autre, il est soumis a son poids propre, au poids de revêtement et au poids du garde de corps (en brique creuse)

L:largeur de balcon (L = 1,5 m)

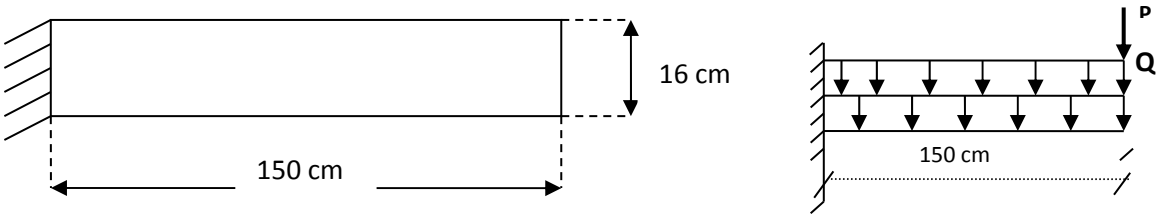


Figure III.15 : Schéma statique de balcon

a-Pré dimensionnement :

Epaisseur de la dalle :

$$Ep \geq \frac{150}{10} \qquad Donc : esp = \frac{150}{10} = 15cm. \quad On\ prend\ ep = 16cm$$

b- Evaluation des charges et surcharges :

Pour une bande de 1ml ;

*Charge permanente : **G** = 6,00kN/ml*

*Charge d'exploitation : **Q** = 3,50 kN/ml*

La charge concentrée (maçonnerie)

-Brique creuse (10cm) ……9x0, 1 = 0.9 kN/ml

-Enduit en ciment (2cm)…… ..18x0, 02 = 0.36 kN/ml

-Garde corps (fixé sur maçonnerie)….. ……1x1 = 1 kN/ml

f = 2, 26 kN/m

*Donc on aura **P**= fx1 = 2,26kN/ml.*

c-Calcul des sollicitations :

$$M_G = -\frac{G\ell^2}{2} = -6{,}75KN.m \quad ; \quad M_Q = -\frac{Q\ell^2}{2} = -3{,}937KN.m \quad ; \quad M_P = -p \cdot \ell = -3{,}39\ KN$$

$$T_G = G \cdot \ell = 9{,}00KN \quad ; \quad T_Q = Q \cdot \ell = 5{,}25KN \quad ; \quad T_P = P = 2{,}26KN$$

d-Combinaisons des sollicitations :

$M_{ser} = M_G + M_P + M_Q = -14,07KN.m$

$M_{ult} = 1,35(M_G + M_P) + 1,5M_Q = -19,59KN.m$

$Tser = V_G + V_P + V_Q = 16,51KN$

$Tult = 1,35(V_G + V_P) + 15,V_Q = 23,07KN$

e-Ferraillage de balcon :

$b = 100cm\ ; c = 2cm, fbc = \dfrac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14,17MPa\ ; Mu = 19,912kN.m\ ; \sigma s = 348Mpa$

$u = \dfrac{Mu}{bd^2 f_{bc}} = 0,067 < u_R = 0,392 \Longmapsto A's = 0$

$\alpha = 1,25\ (1-\sqrt{(1-2u)}\ ) = 0,087$

$Z = d\ (1-04\alpha\ )$ donc $Z = 13,89cm$ avec $(d=0,9h=14,4cm)$

$As = \dfrac{Mu}{Z.\sigma s} = 4,12cm^2$

On prend : $6T10/ml = 4,71cm^2$

Armature de répartition

$\dfrac{A}{4} \le Arep \le \dfrac{A}{2} \Rightarrow Arep = 1,96cm^2$ On prend : $5T8 = 2,51cm^2$

F-LES VERIFICATIONS :

- **Condition de non fragilité :**

$$A_S \ge 0,23\ .A_{S\min} = 0,23\ b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow 4,71 > 0,23 \times 100 \times 0,9 \times 16 \times \frac{2,1}{400}$$

$\Rightarrow 4,71 > 1,74$ (ok) *La condition est vérifiée*

- **Contrainte de cisaillement :**

$Tu < \bar{\tau} = \{0,05 f_{c28}\} = 1,25MPa$; $Tu = 23,07\ kN.$

$Tu = \dfrac{Tu}{bd} = \dfrac{23,07.10^3}{1000.144} = 0,160\ MPa < 1,25MPa$ donc c'est vérifier

Tu : Effort tranchant

b : Largeur =1m

d : Hauteur utile de la dalle (d=0,9h)

i-Vérification à ELS :

1- Position de l'axe neutre :

$\frac{b}{2} y^2+15A'_s (y-c)-15As (d-y) = 0$

$50y^2-15.4, 71(14,4-y) = 0$

$50y^2+70,65y-1017,37 = 0$

$y = 3,86cm$

2-Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}.Y^3 + n.A'_S.(Y - c')^2 - n.A_S.(d - Y)^2$$

$I = 10798,9cm^4$

3-Vérification des contraintes :

$$\sigma_b < \overline{\sigma_b} \begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{Ser}}{I}.Y = \frac{14,07.10^6}{10798,9.10^4}.38,6 = 5.02\ MPa \\ .\overline{\sigma_b} = 0,6\, f_{c28} = 15\ MPa \end{cases}$$

Condition vérifiée

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma st} \begin{cases} \frac{M_{Ser}}{I}.(d-Y) = \frac{14,07.10^6}{10798,9.10^4}.(144-38,6) = 13,73\,MPa \\ .\overline{\sigma_{st}} = \min(2/3\, fe, 150) = 160\,MPa \end{cases}$$

Condition vérifiée

g- La flèche :

La vérification de la stabilité d'une console de portée inférieure à 2,0m vis à vis de la déformation n'est pas nécessaire.

h-Vérification de la torsion :

La poutre a une section pleine qui doit être assimilée à une section creuse d'après BAEL91 d'une épaisseur de parois égale à :

$$b_0 = \frac{a}{6} = \frac{30}{6} = 5cm$$

La vérification se faite par les formules suivantes :

$\tau_{ut} = \frac{Mu}{2\Omega bo}$ *(contrainte de torsion)*

$\tau_{uv} = \frac{Tu}{b.h}$ *(contrainte de cisaillement)*

$\tau_{lim} = 5MPa$ *(contrainte limite)*

Tel que :

***Mu** : Moment de torsion*

***Tu** : effort tranchant*

Ω *: Aire du contour à mi épaisseur des parois*

***bo** : Epaisseur de la paroi*

***b** : largeur de la poutre*

***h** : hauteur de la poutre.*

$\Omega = 0{,}25.\ 0{,}4 = 0{,}1m^2$

$\tau_{um} = \frac{19{,}912.10^6}{2.0{,}1.10^6.50} = 1{,}99MPa$

$\tau_{uv} = \frac{23{,}07.10^3}{200.400} = 0{,}28MPa$ $(\tau_{um})^2 + (\tau_{ut})^2 = 4.038\ MPa < 25MPa$ *donc c'est vérifier*

- ***Contrainte dans l'acier :***

$\sigma s = n \cdot \frac{M_{ser}}{I}(d-y) \leq \overline{\sigma} = 240MPa$ *(fissuration préjudiciable)*

***D'ou** : $\sigma s = 13{,}6MPa < \overline{\sigma s}$ (vérifier)*

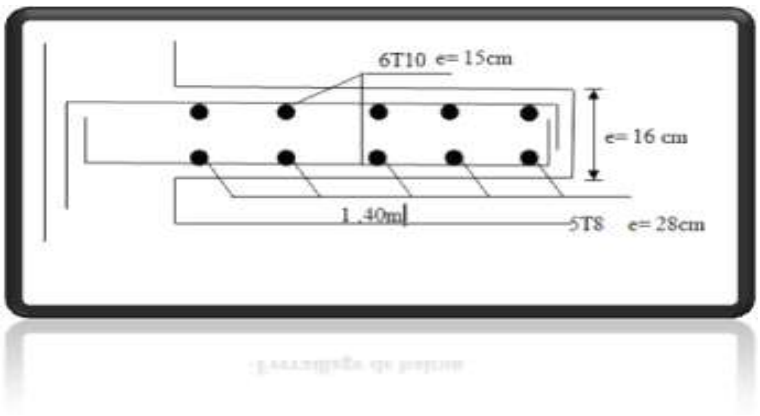


Figure III.16 : ferraillage de balcon

5-Les consoles

La console est de longueur 1,80m, se trouve dans tous les étages a partir du 3eme jusqu' au 6eme étage :

On donne une section préliminaire de (30x40) cm², et on calcul les sollicitations.

- *charge permanente uniformément : **G** = 6,00 KN/m² (chapitre02) + poids propre de console.*
- *surcharge d'exploitation : **q** = 3,5 KN/m² (habitation).*
- *charge concentrée linéaire permanente (garde-corps en béton armé de hauteur 1,00 m) **G'** = 2,26 KN/m²*

a-Calcul des charges :

P1 : charge uniformément répartie(corps creux)

$$P_1 = (\frac{3,70}{2} + \frac{3,70}{2})6.00 + (0,30x0,40)x1,80x25 = 27,60\,kN/m$$

P2 : charge concentré linéaire

$$P_2 = 2,26/1ml = 2,26\,kN$$

Q : surcharge uniformément répartie

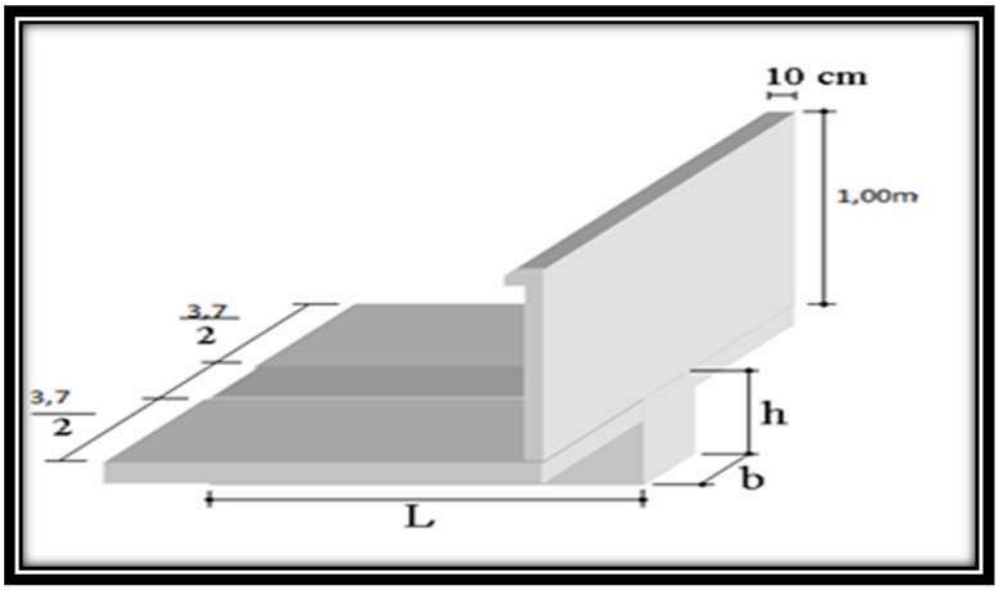


Figure.III.17: Dimension du consol

$$Q = (\frac{3,70}{2} + \frac{3,70}{2})3,5 = 12,95\,kN/m$$

b-Calcul des sollicitations :

ELU :

Sous l'effet de la charge P_1 :

à l'encastrement $M_1 = -(\frac{P_1 L^2}{2})x1,35 = -(\frac{27,60x(1,80)^2}{2})x1,35 = -60,36 KN.m$;

$T_1 = (P_1.L) = (27,60x1,80)x1,35 = 67,06\ KN$

*Sous l'effet de la charge **P_2** :*

à l'encastrement $M_2 = -(P_2 L)x1,35 = -(2,26x1,80)x1,35 = -5,49 KN.m$; $T_2 = (P_2)x1,35 = 3,05\ KN$

Sous l'effet de la charge Q :

à l'encastrement $M_3 = -(\frac{QL^2}{2})x1,5 = -(\frac{12,95(1,80)^2}{2})x1,5 = -31,47\ KN.m$;

$T_3 = (Q.L)x1,5 = (12,95x1,80)x1,5 = 34,96\ KN$

$\sum M_u = M_1 + M_2 + M_3 = -97,80\ KN.m$

$\sum T_u = T_1 + T_2 + T_3 = 105,07\ KN$

ELS :

Sous l'effet de la charge P_1 :

à l'encastrement $M_1 = -\frac{P_1 L^2}{2} = -\frac{27,60.(1,80)^2}{2} = -44,70\ KN.m$; $T_1 = P_1.L = 27,60x1,80 = 49,68\ KN$

Sous l'effet de la charge P_2 :

à l'encastrement $M_2 = -P_2 L = -2,26x1,80 = -4,07\ KN.m$; $T_2 = P_2 = 2,26\ KN$

Sous l'effet de la charge Q :

à l'encastrement $M_3 = -\frac{QL^2}{2} = -\frac{12,95.(1,80)^2}{2} = -20,98\ KN.m$; $T_1 = Q.L = 12,95x1,80 = 23,31\ KN$

$$\sum M_{ser} = M_1 + M_2 + M_3 = -69,25\ KN.m$$

$$\sum T_{ser} = T_1 + T_2 + T_3 = 75,25\ KN$$

Tableaux III. 20 : les donnes de calcul

Dimensions			Sollicitations			Résistance caractéristique		
Notations	Valeur	Unités	Notations	Valeur	Unités	Notations	Valeur	Unités
b	30	cm	M_u	-97,80	KN.m	F_{c28}	25	MPa
h	40	cm	M_{ser}	-69,25	KN.m	fe	400	MPa
C	2,5	cm	Situation durable					
C'	2,5	cm						

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

$$\mu = \frac{M_u}{\overline{\sigma_b}.b.d^2} = \frac{97{,}80.10^3}{14{,}2.30.36^2} = 0{,}177$$

$$\mu < \mu_l = 0{,}392 \Rightarrow A' = 0 \quad \rightarrow \alpha = 0{,}391 \rightarrow z = 334{,}50mm \rightarrow \frac{Fe}{\gamma_s} = 348\ MPa$$

$$A = \frac{M_u}{Z.\frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{97{,}80.10^6}{334{,}5.348} = 8{,}40cm^2$$

$choix\ des\ barres : A \equiv\ 6HA14\ = 9{,}24\ cm^2$

$$A_{\min} = \frac{b.h}{1000} = \frac{30.40}{1000} = 1{,}20\ cm^2$$

c-Vérification des contraintes à l'état limite de service :

Détermination de la position de l'axe neutre :

$$Y_1 = \frac{(-15.A + \sqrt{(225.A^2 + 30.b.A.d)}}{b} = \frac{(-15.9{,}24 + \sqrt{(225.9{,}24^2 + 30.30.9{,}24.36)}}{30} = 14{,}20\ cm$$

Calcul du moment quadratique de la section homogène :

$$I_G = \frac{b.Y_1^3}{3} + 15.A.(d - Y_1)^2 = \frac{30.14{,}20^3}{3} + 15.9{,}24.(36 - 14{,}20)^2 = 94501{,}14\ cm^4$$

$$k_1 = \frac{M_{ser}}{I_G} = \frac{69{,}25.10^6}{94501{,}14.10^4} = 0{,}073\ N/mm^3$$

$$\sigma_b = k_1.Y_1 = 0{,}073.142{,}00 = 10{,}36\ MPa$$

$$\sigma_s = 15.k_1.(d - Y_1) = 15.0{,}073.(360 - 142{,}00) = 238{,}71\ MPa$$

d-Calcul des contraintes admissibles :

Béton :

$\overline{\sigma_b} = 0{,}6 + 0{,}06.F_{c28} = 0{,}6+{,}06.25 = 15\ MPa$

Acier :

$\overline{\sigma_s} = \min\left[\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right] = 201{,}60\ MPa \rightarrow$ fissuration préjudiciable

$\sigma_b < \overline{\sigma_b}$ et $\sigma_s > \overline{\sigma_s}$ donc l'état limite de service non sont pas satisfaits, il faut redimensionner les sections d'acier à l'état limite de service.

e-Calcul de ferraillage à l'état limite de service :

$\sigma_b < \overline{\sigma_b} \rightarrow A'_{ser} = 0$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{\beta.d.\overline{\sigma_s}} = \frac{69{,}25.10^6}{265{,}73.348} = 7{,}48\ cm^2$$

$A_{ser} < A_u = 9{,}24\ cm^2$ donc la section finale $A_u \equiv 6\ HA\,14$

- ***Les armatures de répartitions :***

$$A_{rep} \geq \frac{A}{4} = \frac{9{,}24}{4} = 2{,}31\ cm^2$$

choix des barrres : $A_{rep} \equiv 3\ HA\,12 = 3{,}39 cm^2$

Tableau III.21 : récapitulatif des résultats :

Résultats intermédiaires			*Sections*			*Pivot de calcul*		
Notations	*Valeur*	*Unités*	*Notations*	*Valeur*	*Unités*	*PIVOT A*		
μ	*0,264*	*Sans*	*A*	*9,24*	*cm²*			
			Choix : 6HA 14					
Vérification aux états limites de service								
Résultats intermédiaires			*Contrainte*			*Contrainte limite*		
Notations	*Valeur*	*Unités*	*Notations*	*Valeur*	*Unités*	*Notations*	*Valeur*	*Unités*
Y_1	*14,20*	*cm*	$б_b$	*10,36*	*MPa*	$\overline{\sigma_b}$	*15*	*MPa*
I_G	*94501,14*	*cm⁴*	$б_s$	*238,85*	*MPa*	$\overline{\sigma_s}$	*201,6*	*MPa*

Dimensionnement aux états de services			*armature de répartition*		
Sections			*Sections*		
Notations	*Valeur*	*Unités*	*Notations*	*Valeur*	*Unités*
A_{ser}	*7,48*	*cm²*	A_{ser}	*3,39*	*cm²*
Choix : 6HA 14			***Choix : 3HA 12***		

- ***Armatures transversales :***

$V_u = T_u = 105{,}07\ kN$

$on\ doit\ vérifier : \tau_u \le \overline{\tau_u}$ avec : $\overline{\tau_u} = Min\left[0{,}15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\ MPa\right] = 2{,}5\ MPa$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{105{,}07.10^3}{300.360} = 0{,}97\ MPa \le \overline{\tau_u} = 2{,}5\ MPA$$

choix du diamètre ϕ_t :

$$\phi_t \le Min\left\{\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right\} = 12\ mm$$

on prend $\phi_t = 8\ mm$

$$A_t = n_t.a_t\ ;\ \ a_t = \frac{\pi.\phi^2{}_t}{4} = \frac{\pi.8^2}{4} = 50{,}26\ mm^2$$

n_t : nombre des barres dans un même plan = 4

$A_t = 4.50{,}26 = 201\ mm^2 = 2{,}01\ cm^2$

On choix :4HA8=$2{,}01\ cm^2$

Calcul de l'espacement S_t *:*

$$S_t \le \frac{0{,}9.f_e.A_t}{\gamma_s.b.(\tau_u - 0{,}3.f_{tj})} = \frac{0{,}9.400.201}{1{,}15.300.|0{,}97 - 0{,}3.2{,}1|} = 616{,}88mm$$

On prend : S_t*=15cm*

Section minimale d'armatures transversales :

$$\overline{A_t} \ge \frac{0{,}4.b.S_t}{f_e} = \frac{0{,}4.300.150}{400} = 45\ mm^2 = 0{,}45cm^2$$

$A_t > \overline{A_t}$ *ok*

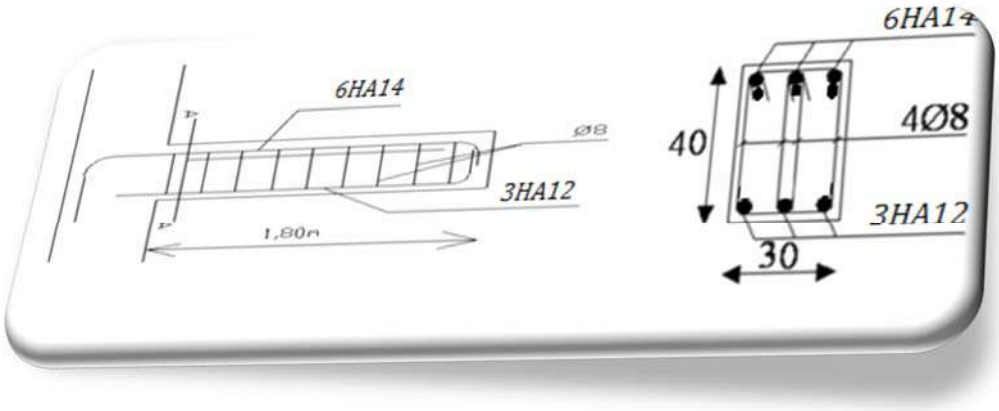


Figure III.18 : de ferraillage de console

6-Calcule de la dalle pleine triangulaire :

Les dalles pleines sont des éléments d'épaisseur faible par rapport aux autres dimensions, chargée perpendiculairement à leur plan moyen reposant sur deux, trois ou quatre appuis.

Dans notre structure, on a des dalles pleines sous forme triangulaire, qui reposent sur trois appuis. Pour le calcul on choisit la dalle la plus sollicitée.

a-dalle pleine triangulaire :

Le ferraillage de cette dalle se fait par la méthode des lignes de rupture

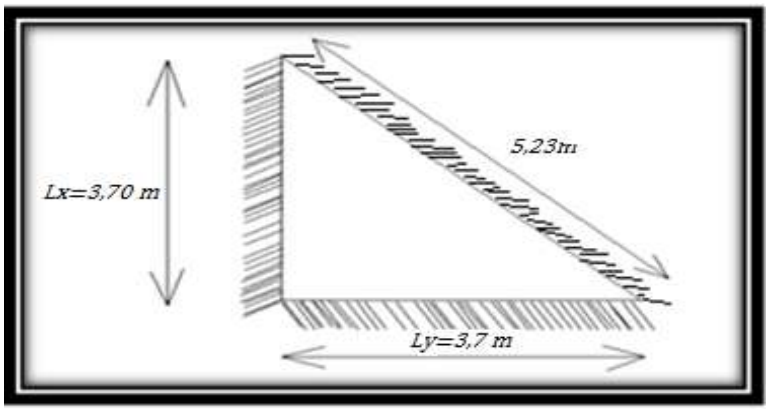


Figure III.19: Dimension de la dalle pleine triangulaire

b-Évaluation des charges :

-Charge permanente : $G=6,86kN/m^2$
-Charge d'exploitation : $Q=1,5kN/m^2$

c-Combinaison des charges :

E.L.U : $q_u=1,35G+1,5Q=11,51kN/m^2$

E.L.S : $q_{ser}=G+Q=8,36kN/m^2$

d-Calcul des efforts internes :

$a=3,70m$ $d=1,35m$

$c=3,70m$ $h=1,35m$

$b=5,23m$ $g=1,51m$

$\tau_{ext}=\tau_{int}$ (principe des travaux virtuels).

τ_{ext} : représente le travail extérieur

τ_{int} : représente le travail intérieur

$M_{app}=M_a=M_b=0,5M_t$

$\tau_{ext}=p.v$ avec $v=v_1+v_2+v_3$

$V=[(a.h/2)+(c.d/2)+(b.g/2)].1/3$

$\tau_{ext}=p/3[(a.h/2)+(c.d/2)+(b.g/2)]$

$\tau_{int}=\tau_{int(-)}+\tau_{int(+)}$

$\tau_{int(+)}=m.w.l_i$

$=m(a/h)+m.b(l/g)+m(c/d)$

$=m((a/h)+(c/d)+b(l/G))$

$\tau_{int(-)}=0,5\tau_{int(+)}$

Donc : $\tau_{int}=3/2.((a/h)+(c/d)+b(l/g))$

$2/3.m((c/d)+(a/h)+b(l/g))=p/3[a(h/2)+c(d/2)+b(g/2)]$

$m=0,222p$

$m'=0,5m$

$M_t = 2,133$ KN.m

$M_{app}=1,066$KN.m

e-calcul de ferraillage

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

$f_{c28}=25MPa$; $f_{t28}=2,1MPa$; $\sigma_{bc}=14,2MPa$; $b=100cm$; $h=16cm$; $d=14,4cm$; $fe=400MPa$, $б_s=348MPa$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III.22: Ferraillage de la dalle pleine triangulaire

	M_u (kN.m)	μ	$\mu<\mu_R$	A'_s (cm^2)	α	Z (cm)	A^{cal}_s (cm^2)	Choix	A^{adp}_s (cm^2)	Esp (cm)
Travée	2,133	0,007	Oui	0	0,008	14,35	0,43	5T10	3,93	20
Appuis	1,066	0,003	Oui	0	0,004	14,37	0,21	5T10	3,93	20

Espacement :

- **Travée :**

$$esp=\frac{100}{5}=20cm<Min(3h;33cm)=33cm.....\text{Vérifiée}$$

- **Appuis :**

$$esp=\frac{100}{5}=20cm<Min(3h;33cm)=33cm.....\text{Vérifiée}$$

f-vérifications nécessaires :

- **Condition de non fragilité :**

On doit vérifier que :

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0{,}23bd\frac{f_{t28}}{fe} = 1{,}74cm^2$$

La condition de non fragilité est vérifier en travée et sur appuis

$$A_s = 3{,}93cm^2 > A_s^{\min} = 1{,}74cm^2 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots vérifiée$$

- **Vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier que: $\tau_u \leq \overline{\tau}_u = 0{,}05 f_{c28} = 1{,}25MPa$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd}$$

$$T_x = \frac{P_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 11{,}852kN \quad ; \quad T_y = \frac{P_u L_x}{3} = 11{,}852kN$$

$$\tau_u^{\max} = \frac{11{,}852 \times 10^3}{1000 \times 144} = 0{,}082MPa < \overline{\tau}_u = 1{,}25MPa \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots vérifiée$$

- **Vérification de l'E.L.S:**

On considère que la fissuration est préjudiciable.

- **Vérification des contraintes:**

*D'après le "**BAEL91 modifié 99** "[1]on doit vérifier que :*

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \dfrac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6 f_{c28} = 15MPa \\ \sigma_s = n\dfrac{M_{ser}}{I}(d - y) \leq \overline{\sigma}_s = Min\left(\dfrac{2}{3} fe; \max(0{,}5 fe; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right) = 201{,}6MPa \end{cases}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivent :

Tableau III.23: Vérification des contraintes de la dalle triangulaire

	M_{ser}(kN.m)	A_s(cm²)	y(cm)	I(cm⁴)	σ_{bc}(MPa)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$	σ_s(MPa)	$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$
Travée	1,542	3,93	2,937	5791,706	0,40	Vérifié	4.10	vérifié
Appuis	0,771	3,93	2,937	5791,706	0,20	Vérifié	2.00	vérifié

- **Vérification de la flèche :**

*Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément (d'après l'article IV.3.2 de "**FORMULAIRE DU BETON ARME** ").*

$$\frac{h}{L_x} > \frac{1}{20}\frac{M_t}{M_x} \Rightarrow 0{,}0432 \succ 0{,}0249 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad vérifiée$$

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} à \frac{1}{35} \Rightarrow 0{,}0432 > 0{,}028 \div 0{,}037 \ldots\ldots\ldots\ldots \quad vérifiée$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{fe} \Rightarrow 1{,}743.10^{-3} < 5.10^{-3} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots vérifiée$$

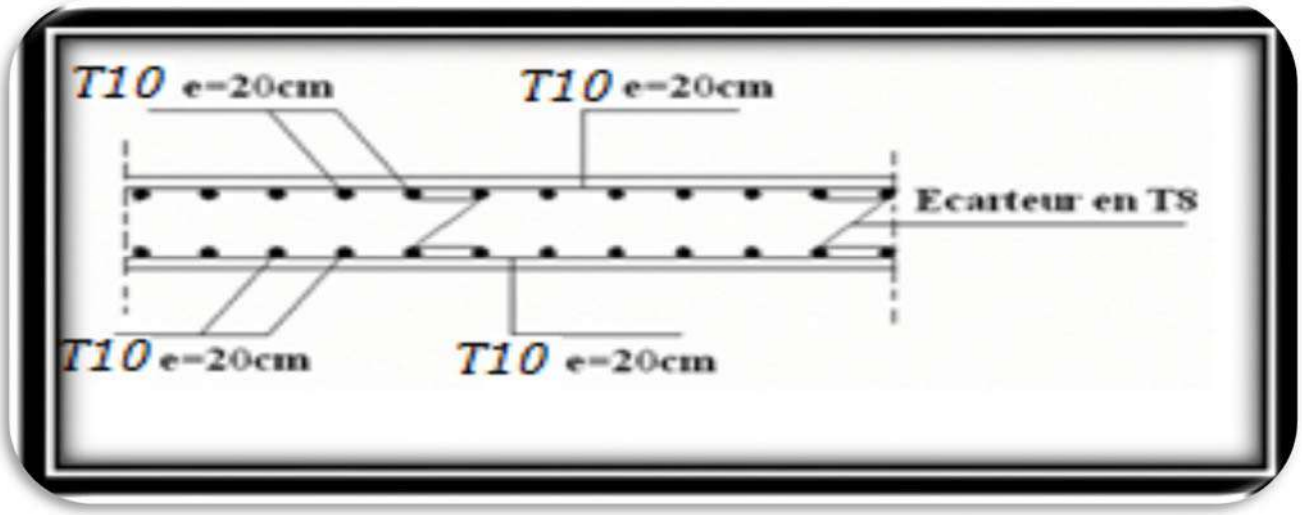


Figure III.20 : de ferraillage de console

7-études des planchers

a-Introduction :

Les planchers sont des éléments plans horizontaux et qui ont pour rôle :

- *Isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique.*
- *Répartir les charges horizontales dans les contreventements.*
- *Assurer la compatibilité des déplacements horizontaux.*

b- Les planchers :

Calcul du plancher d'étage :

Les planchers de notre bâtiment sont constitués de corps creux, d'une dalle de compression (16+4) cm reposant sur des poutrelles préfabriquées, ces dernières seront disposées suivant la petite portée (sens longitudinal) espacées de 65cm.

Le calcul se feras pour :

-Le plancher étage courant

-Le plancher d'étage de service

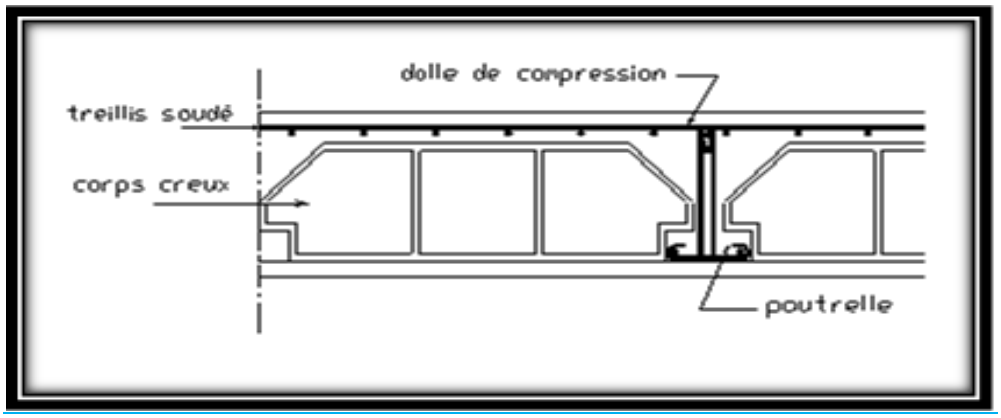


Figure III.21 : plancher à corps creux

c-Ferraillage de la dalle de compression : (BAEL 91 Article : B.6.8, 423) :

La dalle de compression doit avoir une épaisseur minimale de 4cm, elle est armée d'un treillis soudé (T.S) dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- *20cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles ;*
- *33cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.*

$A_{\perp} \geq \frac{4.l}{f_e}$ et $A_{//} = \frac{1}{2} A_{\perp}$

Avec :

l : Distance entre axes des poutrelles, l = 65 cm ;

$A_{\perp}$ *: Section des armatures perpendiculaires aux poutrelles ;*

$A_{//}$ *: Section des armatures parallèles aux poutrelles ;*

f_e*: Limite d'élasticité des barres ;* $f_e = 520$ *MPa.*

- ***Armatures perpendiculaires aux poutrelles :***

$A_{\perp} \geq \frac{4.650}{520} = 0{,}5\ cm^2/ml$ *Soit : 5Ø4/ml* $= 0{,}63\ cm^2/ml$ *Espacement : e = 20cm*

- ***Armatures parallèles aux poutrelles :***

$A_{//} = \frac{0{,}63}{2} = 0{,}315\ cm^2/ml$ *Soit : 5 Ø4/ml* $= 0{,}63\ cm^2/ml$ *Espacement : e = 20 cm*

Finalement nous optons pour un treillis soudé de type : ***T.S. 4× 4× 200× 200.***

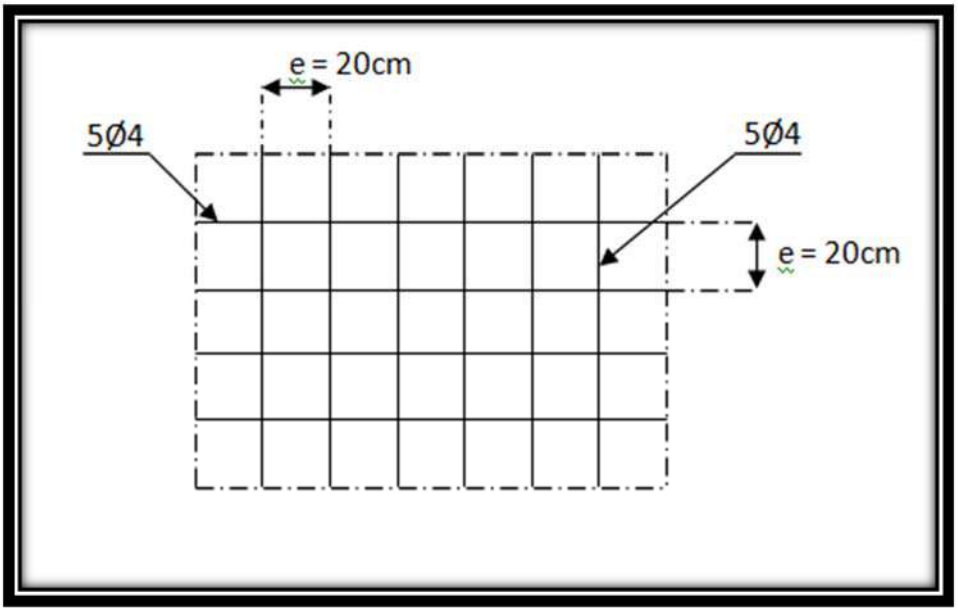


Figure III.22: ferraillage de dalle compression

d-Calcul des poutrelles :

Les poutrelles sont des sections en T_e en béton armé, elles servent à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales. Elles sont disposées suivant le plus grand nombre d'appuis, parallèlement à la petite portée.

d-1) Dimensions des poutrelles :

$$\frac{1}{25} \le \frac{h}{L} \le \frac{1}{20} \Rightarrow \frac{370}{25} \le h \le \frac{370}{20}$$

14,8cm≤ h ≤18,5cm ⇒h=16cm

b_0= (0,4 à0, 6)h_t= (8 à 12) cm*
Avec h_t : hauteur de plancher = 20cm
Soit b_0=10cm

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

Tels que :

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

$$b_1 \le \left(\frac{55}{2};\frac{370}{10}\right) = \min(27{,}5;37)cm$$

Soit b_1=27,5cm

*b=2*b_1+b_0=2*27,5+10 =65cm*
Soit……b=65cm

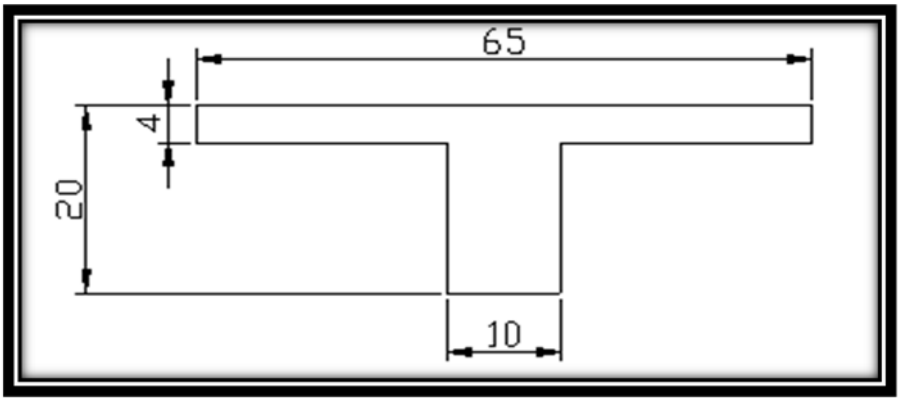


Figure III.23 schéma de poutrelles

d-2) Calcul des moments :

Étant donné que les poutrelles étudiées se présentent comme des poutres continues sur plusieurs appuis, leurs études se feront selon l'une des méthodes suivantes :

e-Méthodes forfaitaire :

- ***Domaine d'application :***

1: $Q \le Max\{2G;5KN/m^2\}$

2: Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité.

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

4: Fissuration non préjudiciable.

- ***Expose de la méthode :***

- $\alpha = \dfrac{Q}{G+Q}$
- $M_t \ge Max\{1,05M_0;(1+0,3\alpha)M_0\} - \dfrac{M_w - M_e}{2}$
- $M_t \ge \begin{cases} (1+0,3\alpha)\dfrac{M_0}{2} & \text{.....Travée...du...milieu} \\ (1,02+0,3\alpha)\dfrac{M_0}{2} & \text{.....Travée..de...rive} \end{cases}$

Avec :

M_0: *La valeur minimale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique) ;*

(M_w; Me) *: Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.*

M_t: *Le moment maximal en travée dans la travée considérée.*

Moment sur appuis :

- *M=0,2M0 appuis de rive.*
- *M=0,6M0 poutre à deux travée.*
- *M=0,5M0 les appuis voisins des appuis de rives d'une poutre a plus de deux travée.*
- *M=0,4M0 les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de de trois travée.*

f-Méthode de CAQUOT :

Cette méthode est appliquée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée.

Cette méthode est basée sur la méthode des poutres continues.

- ***Exposé de la méthode :***

**** Moment sur appuis :***

$$* M_a = 0{,}15 M_0 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots Appuis\ldots de\ldots rives$$

$$* M_a = -\frac{q_w l_w'^3 + q_e l_e'^3}{8{,}5\left(l_w' + l_e'\right)} \ldots\ldots\ldots\ldots Appuis\ \text{int}\ ermédiaires$$

Avec : $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

- ***Moment en travée :***

$$M_t(x) = -\frac{qx^2}{2} + \left(\frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{l}\right)x + M_w$$

Avec :

M0 : *La valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).*

*(**Mw** ; **Me**) : Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.*

qw: Charge répartie à gauche de l'appui considéré.

qe: *Charge répartie à droite de l'appui considéré.*

*On calcul, de chaque coté de l'appui, les longueurs de travées fictives « **l'w** » à gauche et « **l'e** » à droite, avec :*

l'=l*……pour une travée de rive*

l'=0,8l*……pour une travée intermédiaire*

*Où « **l** » représente la portée de la travée libre.*

- ***Effort tranchant :***

$$\begin{cases} T_w = \dfrac{ql}{2} + \dfrac{(M_e - M_w)}{l} \\ T_e = -\dfrac{ql}{2} + \dfrac{(M_e - M_w)}{l} \end{cases}$$

Avec :

T_w *: Effort tranchant à gauche de l'appui considéré.*

T_e *: Effort tranchant à droite de l'appui considéré.*

g-Calcul des poutrelles :

Le calcul se fait en deux étapes :

- *1éme étape : avant le coulage de la table de compression.*
- *2éme étape : après le coulage de la table de compression.*

1ère étape :

Avant le coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée comme simplement appuyée à ses extrémités, elle supporte :

- ***Charges permanentes :***

Poids propre de la poutrelle : 0,12× 0,04× 25 = 0,12 KN/ml
Poids du corps creux : 0,95× 0, 65 = 0,62 KN/ml } **G = 0,74 KN/ml**

- ***Charges d'exploitation :***

Surcharge due à la main d'œuvre : ***Q = 1 x 0,65 = 0,65 KN/ml.***

(BAEL 91 article: B.6.1, 1)

La portée à prendre en compte dans le cas où les poutrelles reposent sur des poutres est mesurée entre nus des appuis.

- ***Combinaison d'actions à l'ELU :***

$q_u = 1{,}35G + 1{,}5Q = 1{,}35.\ (0{,}74) + 1{,}5.(0,\ 65) = 1{,}974$ *KN/ml.*

- ***Combinaison d'action à ELS :***

$q_s = G + Q = 1{,}39$ *KN/m*

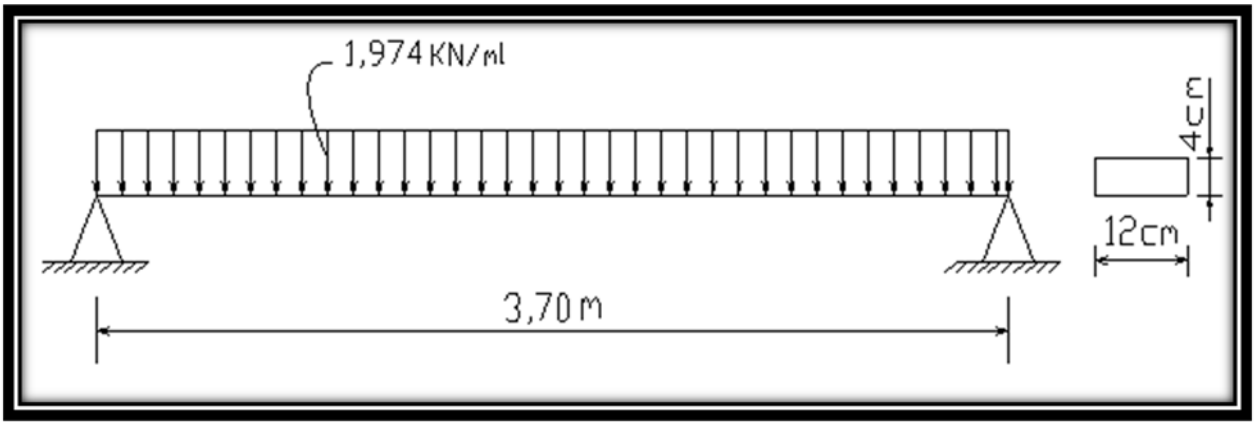


Figure III.24 : Schéma statique de poutrelles

- Moment en travée : $M_0 = \frac{q_u.l^2}{8} = \frac{1,974.(3,70)^2}{8} = 3,378\ KN$

- Effort tranchant : $T = \frac{q_u.l}{2} = \frac{1,974.(3,70)}{2} = 3,652\ KN$

- **Calcul des armatures :**

Les armatures seront calculées en flexion simple, on procède comme suit :

On calcule le moment réduit μ :

$$\mu = \frac{M_0}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{3,378.10^6}{14,2.120.20^2} = 4,95 > \mu_l = 0,392 \text{ pour les feE400} \Rightarrow \text{S.D.A}$$

Où :

M_0: Est le moment maximal en travée ; b est la largeur de l'âme du béton et d la hauteur utile. Comme la section du béton est très faible (4cm de hauteur), donc on ne peut pas mettre des armatures comprimées, alors on doit prévoir un système d'étayage sur lequel vont reposer les poutrelles avant d'entamer les travaux.

2éme étape :

Le calcul se fera après coulage de la dalle de compression en considérant que la poutrelle travaille comme une poutre continue reposant sur plusieurs appuis et supportant :

- Sont poids propre
- Une partie du corps creux
- Charges d'exploitations

Les moments (en travées et aux appuis) ainsi que les efforts tranchants seront déterminés à l'aide de l'une des méthodes suivantes :

-Méthode forfaitaire.

-Méthode des trois moments.

-Méthode de Caquot.

- **Détermination des charges revenant au plancher d'étage terrasse:**

✓ À l'ELU :

$q_u = 1,35.(6,36) + 1,5.(1) = 10,086\ KN/m^2$

✓ À l'ELS :

$q_{se} = 6,36 + 1 = 7,36\ KN/m^2$

- **Détermination des charges revenant au plancher courant :**

✓ **à L'ELU**

$q = 1,35.(6) + 1,5(1,5) = 10.35 KN/m^2$

✓ ***à L'ELS***

$q_{se} = 6+1,5 = 7.5\ KN/m^2$

- ***Détermination des charges revenant au plancher RDC :***

✓ ***à L'ELU***

$q = 1,35.(6) + 1,5(2,5) = 11.85\ KN/m^2$

✓ ***à L'ELS***

$q_{se} = 6+2,5 = 7,5\ KN/m^2$

*Pour la suite de calcul, nous allons étudier le plancher le plus sollicité (le plancher **RDC**), puis on adopte le même ferraillage pour le plancher de terrasse.*

- ***Détermination des charges revenant à la poutrelle à l'ELU :***

✓ *Charges permanentes : $G = 6.00 \times 0,65 = 3,90\ KN/ml$*

✓ *Charges d'exploitation : $Q = 2,5 \times 0,65 = 1,625\ KN/m$*

h-Calcul à l'E.L.U :

- *Combinaison de charges à l'ELU :*

$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35.(3,90) + 1,5.(1,625) =$ ***7,70 KN/ml***

$q_s = G + Q =$ ***5.52 KN /ml***

- ***Conditions d'application de la méthode forfaitaire : (BAEL 91 article : B.6.2, 2.10)***

▪ *La charge d'exploitation $Q \leq Max\ (2G ; 5\ KN/m^2)$*

$Q = 2.5\ KN/m^2 < Max\ (7,80; 5\ KN/m^2) = 7.80$ *Condition Vérifiée.*

▪ *La fissuration est considérée comme non préjudiciable ;*

▪ *Les portées successives des poutres sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,2*

$$\frac{370}{370} \Rightarrow 0,81 \leq 1 \leq 1,25 \rightarrow$$ *Condition Vérifiée.*

Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité donc :

Touts les conditions sont vérifiées par conséquent ; ***la méthode forfaitaire est applicable.***

Calcul des efforts internes :

1) Poutrelle à quarte travées :

$q_u = 7,70\ KN/m$

$q_{ser} = 5,52\ KN/m$

- ***Calcul des moments :***

ELU : $M_{0U} = \frac{q_u l^2}{8} = 13,17 KN.m$

$M_{0u} = 13,17\ KN.m$; $\alpha = 0.294$

Les résultats des moments et des efforts sont obtenus et présentés dans le tableau ci-après On a 03 types de poutrelles :

- *Poutrelles à 03travées*
- *Poutrelles à 04 travées*
- *Poutrelles à 05 travées*

1) Poutrelles à trois travées:

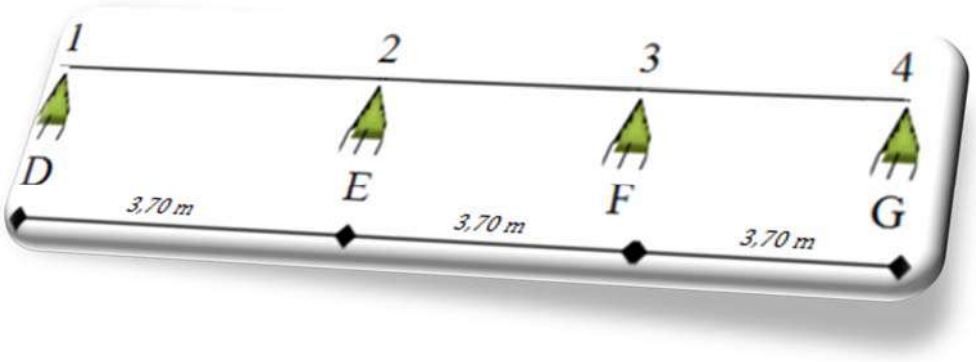


Figure III.25 : Schéma statique d'une poutrelle à trois travées

Tableau III.24 : calcul des efforts internes (M, N) des poutrelles à trois travées.

Appuis	Moment sur appuis (kN.m)		Travée	Portée réelle (m)	Moment en travée (kN.m)		Effort tranchant (kN)			
	ELU	ELS			ELU	ELS	ELU		ELS	
							T_w	T_e	T_w	T_e
1	-2.63	-1.89	1-2	3,70	9,73	6,98	15,31	-13,17	10,98	-9,44
2	-6.58	-4.74	2-3	3,70	7,75	5,56	14,25	-14,25	10,21	-10,21
3	-6.58	-4.74	3-4	3,70	9,73	6,98	13,17	-15,31	9,44	-10,98
4	-2.63	-1.89								

- **Diagramme des efforts internes :**

Moment fléchissant

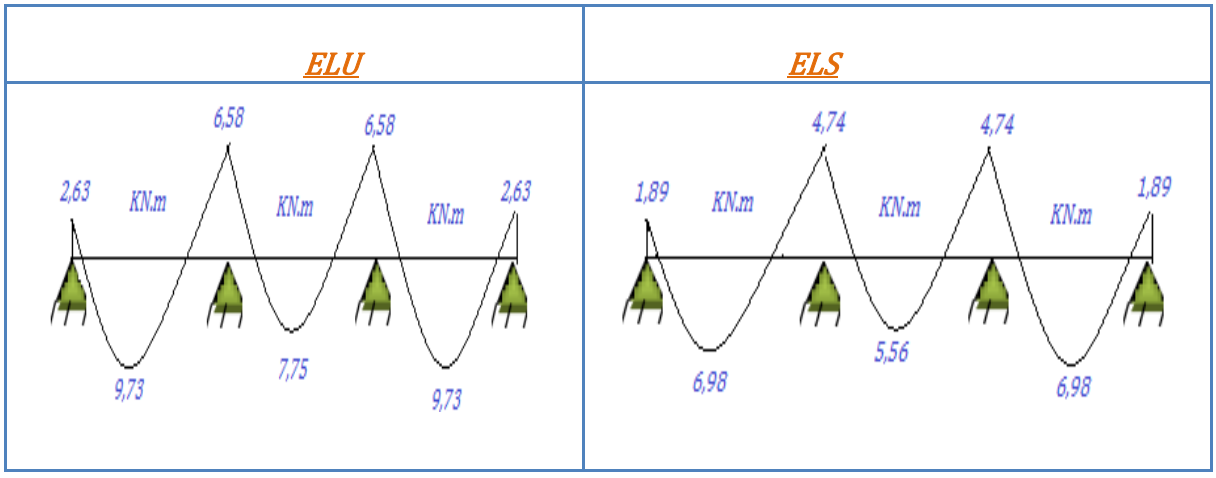


Figure III.26: Diagramme de moment fléchissant

Effort tranchant :

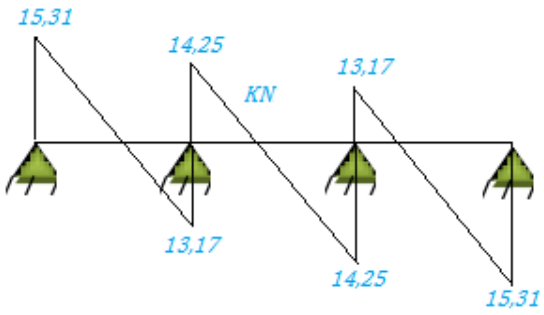
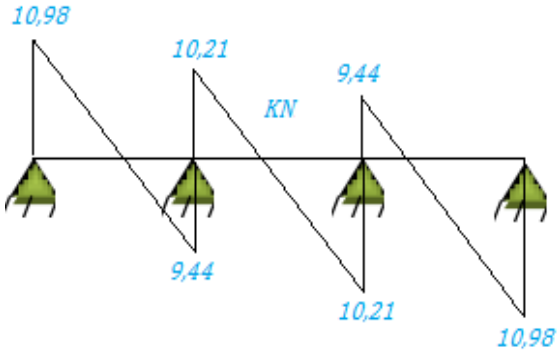
ELU	ELS
	

Figure III.27 : Diagramme de l'effort tranchant

Tableau III.25: Récapitulatif du calcul. T^{max} & M^{max}

Moment sur appuis (kN.m)		Moment en travée (kN.m)		Effort tranchant (kN)			
ELU	ELS	ELU	ELS	ELU		ELS	
				T_w	T_e	T_w	T_e
6,58	4,74	9,73	6,98	15,31	-15,31	10,98	-10,98

2) Poutrelles à quatre travées

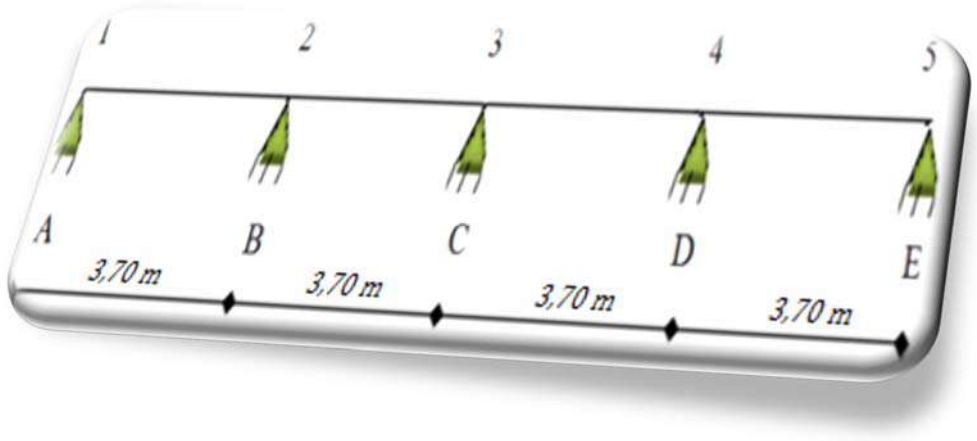


Figure III.28: Schéma statique d'une poutrelle à quatre travée

Tableau III.26 : Tableau récapitulatif des efforts à quatre travées

Appuis	Moment sur appuis (kN.m)		Travée	Portée réelle (m)	Moment en travée (kN.m)		Effort tranchant (kN)			
	ELU	ELS			ELU	ELS	ELU		ELS	
							T_w	T_e	T_w	T_e
1	-2,63	-1,89	1-2	3,70	9,73	6,98	15,31	-13,17	10,98	-9,44
2	-6,58	-4,74	2-3	3,70	8,40	6,34	14,60	-13,87	9,95	-10,74
3	-5,27	-3,78	3-4	3,70	8,40	6,34	14,60	-13,89	10,74	-9,95
4	-6,58	-4,74	4-5	3,70	9,73	6,98	13,17	-15,31	9,44	-1098
5	-2,63	-1,89								

Diagrammes des efforts internes :

- **Moment fléchissant :**

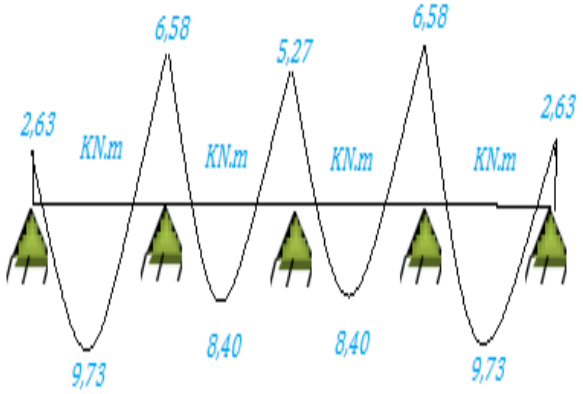
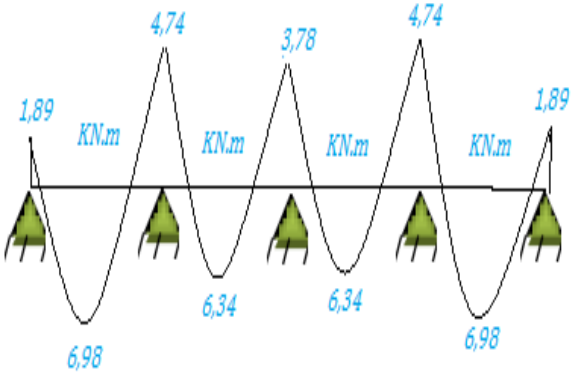
E.L.U	E.L.S
	

Figure III.29: Diagramme de moment fléchissant

Effort tranchant :

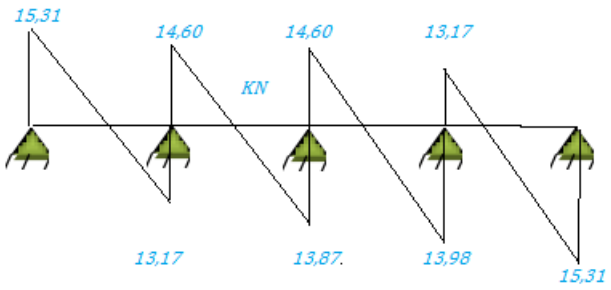
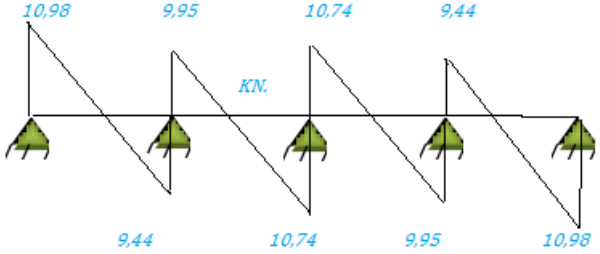
E.L.U	E.L.S
	

Figure III.30 : Diagramme de l'effort tranchant

Tableau III.27 : Récapitulatif du calcul T^{max} & M^{max}

Moment sur appuis (kN.m)		Moment en travée (kN.m)		Effort tranchant (kN)			
ELU	ELS	ELU	ELS	ELU		ELS	
				T_w	T_e	T_w	T_e
6,58	4.74	9,73	6,98	15,31	-15,31	10,98	-10,98

3) Poutrelles à cinq travées:

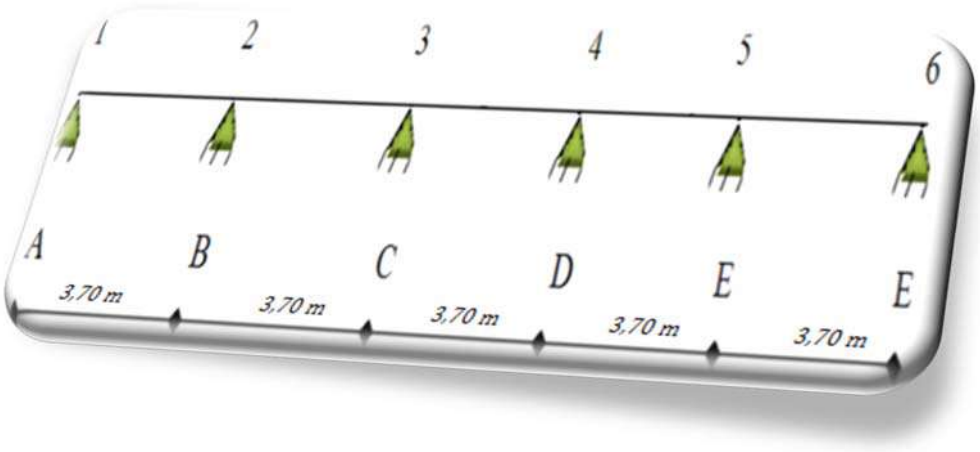


Figure III.31 : Schéma statique d'une poutrelle à cinq travées

Tableau III.28: Tableau récapitulatif des efforts à cinq travées

Appuis	Moment sur appuis (kN.m)		Travée	Portée réelle (m)	Moment en travée (kN.m)		Effort tranchant (kN)			
	ELU	ELS			ELU	ELS	ELU		ELS	
							T_w	T_e	T_w	T_e
1	-2,63	-1,89	1-2	3,70	9,73	6,98	15,31	-13,18	11,27	-9,14
2	-6,58	-4,74	2-3	3,70	8,40	6,34	13,98	-15,55	9,85	-10,05
3	-5,27	-3,78	3-4	3,70	9,10	6,52	14,24	-14,24	10,21	-10,21
4	-5,27	-3,78	4-5	3,70	8,40	6,34	15,30	-13,17	10,50	-9,85
5	-6,58	-4,74	5-6	3,70	9,73	6,98	13,18	-15,31	9,14	-11,27
6	-2,63	-1,89								

Diagrammes des efforts internes :

- **Moment fléchissant :**

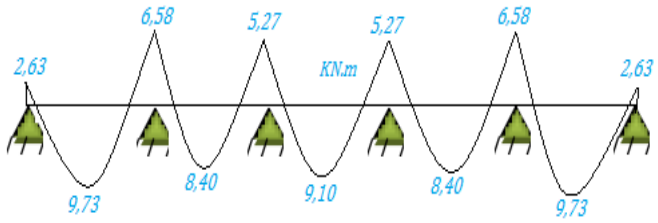
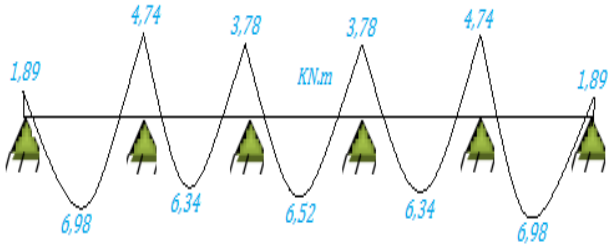
E.L.U :	E.L.S :
	

Figure III.32 : Diagramme de moment fléchissant

- **Effort tranchant :**

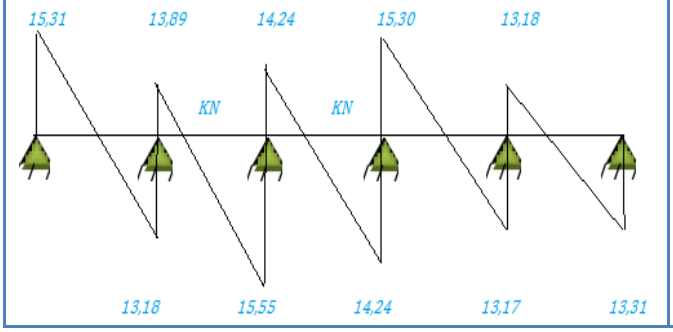
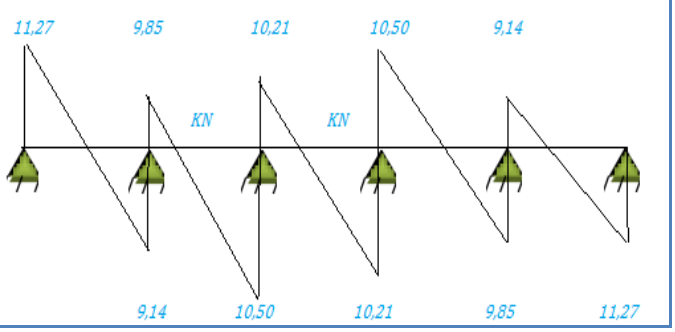
E.L.U :	E.L.S
	

Figure III.33 : Diagramme de l'effort tranchant

Tableau III.29: Récapitulatif du calcul T^{max} & M^{max}

Moment sur appuis (kN.m)		Moment en travée (kN.m)		Effort tranchant (kN)			
ELU	ELS	ELU	ELS	ELU		ELS	
				T_w	T_e	T_w	T_e
6,58	4,74	9,73	6,98	15,31	-15,31	11,27	-11,27

ferraillage en travée :

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

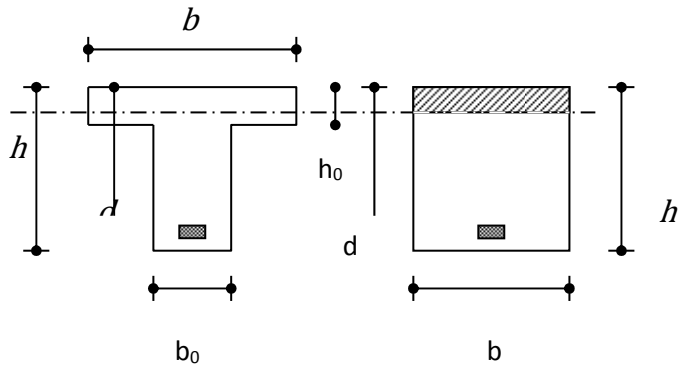


Figure III.34 : Coupe de Section Rectangulaire et Section en T

ELU:

$M_{tu}^{max} = 9,73$ KN.m.

$M_{au}^{max} = 6,98$ KN.m.

$T_u^{max} = 15,31$ KN.

ELS:

$M_{tser}^{max} = 6,98$ KN.m

$M_{aser}^{max} = 4,74$ KN.m

$T_{ser}^{max} = 11,27$ KN.

Ferraillage en travée:

$h = 20$ cm ; $h_0 = 4$ cm ; $b = 65$ cm ; $b_0 = 10$ cm ; $d = 0,9h = 18$ cm ; $\sigma_{bc} = 14,2$MPa ; $f_e = 400$MPa ; $f_{c28} = 25$ MPa ; $f_{t28} = 2,1$MPa

Le calcul des sections en forme de "T" s'effectue différemment selon que l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

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

$$M_{tab} = bh_0\sigma_{bc}\left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 59,07\,KN.m$$

On a: $M_{tu}=9,73$KN.m $<$ $M_{tab}=58,974$KN.m

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

Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, on conduit le calcul comme si la section était rectangulaire de largeur constante égale à la largeur de la table "b" Donc :

*la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire (b*h) en flexion simple.*

D'après l'organigramme donnant le ferraillage d'une section soumise à la flexion, on aura :

Tableau III.30 : Récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée :

M_{tu}(KN.m)	μ	$\mu<\mu_R$	A'_s(cm)	α	Z (cm)	$\mu<0,186$	σ_s(MPa)	A_s(cm²)
9,73	0,030	oui	0	0,038	17,72	oui	348	1,46

Condition de non fragilité : (Article. A.4.2.1 BAEL 91)

$$A_S^{\min} \geq 0,23bd\frac{f_{t28}}{f_e} = 1,41cm^2$$

$$A_S = Max\{1,46cm^2;1,41cm^2\} = 1,46cm^2$$

Choix : *3T10 (A_s=2,36cm²)*

- ***Ferraillage sur appuis :***

On a :M_{au}^{max}= 6, 98 KN.m < M_{tab}=58,947KNm

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

Tableau III.31 : Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appuis

M_{au}(KN.m)	μ	$\mu<\mu_R$	A'_s(cm)	α	Z (cm)	$\mu<0,186$	σ_s(MPa)	A_s(cm²)
6,98	0,020	oui	0	0,0252	17,82	oui	348	0 ,98

Condition de non fragilité : (Article. A.4.2.1 BAEL 91)

$$A_S^{\min} \geq 0,23b_0d\frac{f_{t28}}{f_e} = 0,22cm^2$$

$$A_S = Max\{0,98cm^2;0,22cm^2\} = 0,98cm_2$$

Choix : *1T12 (A_S =1,13cm²)*

- ***Vérifications nécessaire :***

Effort tranchant :(BAEL 91 article : AA.5.1.211)

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire : T_u^{max}=15,31KN

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

- $\tau_u = \frac{Vu}{b_0 \cdot d} = \frac{15{,}31 \cdot 10^3}{0.10 \cdot 0.18} = 0{,}739 Mpa$
- $\bar{\tau}_u = Min\left(0.2\frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad ; \quad 5\ Mpa\right) = 3{,}33\ Mpa$

Donc : $\tau_u \langle \bar{\tau}_u \Rightarrow$ vérifié

Au voisinage des appuis :

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

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

Aves T_u*=15,31 KN (appuis de rive)*

$$\sigma_b = \frac{15{,}31x10^3}{0{,}9x100x180} = 0{,}945MPa \leq 0{,}4\frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6{,}67MPa$$ .....*Vérifiée*

  - ***Vérification des armatures longitudinales :***

$$A_s = 2{,}36cm^2 \geq \frac{T_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = 0{,}26cm^2$$ .....*Vérifiée*

- ***Appuis intermédiaires :***
  - ***Vérification de la contrainte de compression :****[2]*

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

Aves : T_u*=15,31 KN*

$$\sigma_b = \frac{13{,}441x10^3}{0{,}9x100x180} = 0{,}945MPa \leq 0{,}4\frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6{,}67MPa$$ .....*Vérifiée*

  - ***Vérification des armatures longitudinales :***

$$A_s = 1{,}13cm^2 \geq \frac{T_u - \frac{M_{ua}}{0{,}9d}}{\sigma_s} = 0{,}67cm^2$$ .....*Vérifiée*

Vérification à l'ELS :

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

Vérification des contraintes du béton :

Soit «y" la distance du centre de gravité de la section homogène (par lequel passe, l'axe neutre) à la fibre la plus comprimé.

La section étant soumise à un moment M_{ser}, la contrainte à une distance "y" de l'axe neutre :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

D'après l'organigramme de la vérification d'une section rectangulaire à l'ELS, on doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6 f_{28} = 15MPa$$

- **Détermination de l'axe neutre :**

On suppose que l'axe neutre se trouve dans la table de compression :

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

Avec : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$

b=65cm (travée) ; b_0=10cm(appuis) ;c=c'=2cm

$$\begin{cases} by^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(dA_s + c'A'_s) = 0 \\ I = \frac{b}{3} y^3 + 15A_s (d - y)^2 + 15A'_s (y - c')^2 \end{cases}$$

- *Si $y < h_0 \Rightarrow$ l'hypothèse est vérifiée.*
- *Si $y > h_0 \Rightarrow$ la distance "y"et le moment d'inertie "I"se calculent par formules qui suivant :*

$$\begin{cases} b_0 y^2 + \left[2(b - b_0)h_0 + 30(A_s - A'_s)\right]y - \left[(b - b_0)h_0^2 + 30(dA_s + c'A'_s)\right] = 0 \\ I = \frac{b_0}{3} y^3 + \frac{(b - b_0)h_0^3}{12} + (b - b_0)h_0 \left(y - \frac{h_0}{2}\right)^2 + 15\left[A_s (d - y)^2 + A'_s (y - d')^2\right] \end{cases}$$

Tableau III.32: Tableau récapitulatif pour la vérification à l'ELS

	M_{ser}(KN.m)	A_s (cm²)	A_s' (cm²)	Y (cm)	I (cm⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ MPa	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$
Travée	6.98	2,36	0	3,92	8323,04	3,42	15	OK
Appuis	4,74	1,13	0	2,81	4391,71	3,12	15	OK

Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées

-Les conditions à vérifier :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4{,}2}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

Avec:

h=20cm; b_0=10cm; d=18cm; L=3,70m; Mt_{ser}=6,98KNm; M_0=3,378KNm;

A_s= 2,36cm² Fe=400MPa

$$\frac{h}{L} = 0{,}054 \prec 0{,}0625 \text{.....non.....vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b_0 d} = 0{,}0131 \succ 0{,}0105 \text{.....non...vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0{,}054 \prec 0{,}149 \text{.....non....vérifiée}$$

Puisque les conditions ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de calculer la flèche.

Flèche totale :

$$\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f} \quad \Longrightarrow \quad \text{Tel que : } \bar{f} = \frac{L}{1000} = 0{,}37cm \qquad (L \leq 5cm)$$

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

*f_v : **La** flèche due aux charges de longues durée*

Position de l'axe neutre "y" :

$$y_1 = \frac{bh_0\frac{h_0}{2} + (h-h_0)b_0\left(\frac{h-h_0}{2} + h_0\right) + 15A_s d}{bh_0 + (h-h_0)b_0 + 15A_s}$$

Moment d'inertie de la section totale homogène "I_0" :

$$I_0 = \frac{b}{3}y_1^3 + \frac{b_0}{3}(h-y_1)^3 - \frac{(b-b_0)}{3}\left(y_1 - h_0\right)^3 + 15A_s(d-y_1)^2$$

Calcul des moments d'inerties fictifs :

$$I_{fi} = \frac{1{,}1.I_0}{1+\lambda_i.\mu} \qquad I_{fv} = \frac{.I_0}{1+.\lambda_v.\mu}$$

Avec : $\lambda_i = \frac{0{,}05 f_{t28}}{\delta(2+3\frac{b_0}{b})}$

Pour la déformation instantanée. $\lambda_v = \frac{0{,}02 f_{t28}}{\delta(2+3\frac{b_0}{b})}$

- *Pour la déformation différée.*

$$\delta = \frac{A}{b_0.d}$$

- *Pourcentage des armatures :* $\mu = 1 - \frac{1{,}75.f_{c28}}{4.\delta.\sigma_s + f_{t28}}$

σ_s *: Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée.*

$$\sigma_S = \frac{M_{ser}}{A_S d}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III.33: Récapitulatif du calcul de la flèche

M_{ser} (KN.m)	A_s (cm^2)	Y_1 (cm)	δ	σ_S (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm^4)	I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)
6,98	2,36	5,27	0,013	171,32	3,28	1,312	0,891	408981,20	114692,57	188558,18

- ***Calcul des modules de déformation :***

$E_i = 11000(f_{c28})^{1/3} = 32164{,}19 MPa$

$E_v = E_i/3 = 10721{,}40 MPa$

- ***Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :***

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}} = 0{,}027cm \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (L = 3{,}70m)$$

- ***Calcul de la flèche due aux déformations différées:***

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}} = 0{,}0493cm$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 0{,}022cm \prec \bar{f} = 0{,}37cm \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots vérifiée$$

- ***Calcul des armatures transversales et l'espacement:***

L'acier choix pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance

Fe24 ***(f_e=235MPa) :***

Selon le "C.BA93" :

$$\begin{cases} \bullet \dfrac{A_s}{b_0 S_t} \geq \dfrac{\tau_u - 0{,}3 f_{tf} K}{0{,}8 f_e} \text{.....} (K = 1 \text{...pour...reprise...de...bétonnage}) \\ \bullet S_t \leq Min(0{,}9d ; 40cm) \\ \bullet \dfrac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq Max(\dfrac{\tau_u}{2} ; 0{,}4MPa) \end{cases}$$

Selon "RAP 99 version 2003 "*:*

$$\begin{cases} \bullet \dfrac{A_t}{S_t} \geq 0{,}003 b_0 \\ \bullet S_t \leq Min\left(\dfrac{h}{4} ; 12\phi_1\right) \text{.....Zone...nodale} \\ \bullet S_t \leq \dfrac{h}{2} \text{.....Zone....courante} \end{cases}$$

Avec :

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

h: Hauteur de la poutrelle.

b_0 : Largeur de la poutrelle (b_0=10cm)

Φ_t : Diamètre des barres (étriers).

Φ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq Min(0{,}571cm ; 1cm ; 1cm) = 5{,}71mm$$

On adopte *: $\Phi_t = 6$ mm*

Selon le "C.B.A93" :

$$\begin{cases} \bullet \dfrac{A_s}{b_0 S_t} \geq 2{,}074x10^{-2}\,cm \\ \bullet S_t \leq 16{,}2cm \\ \bullet \dfrac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq 2{,}17x10^{-2}\,cm \end{cases}$$

Selon le "RAP 99 version 2003 " :

$$\begin{cases} \bullet \dfrac{A_t}{S_t} \geq 0{,}03 \\ \bullet S_t \leq 5cm \ldots\ldots\ldots\ldots \text{Zone nodale} \\ \bullet S_t \leq 10\,cm \ldots\ldots\ldots\ldots \text{Zone courante} \end{cases}$$

Choix des armatures : ⟹ ***On adopte :*** $A_t = 1\Phi 8 = 0{,}50cm^2$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0{,}03 \Rightarrow S_t \leq 19cm$$

Donc : $\begin{cases} S_t = 6cm \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{Zone nodale} \\ S_t = 12\,m \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{Zone courante} \end{cases}$

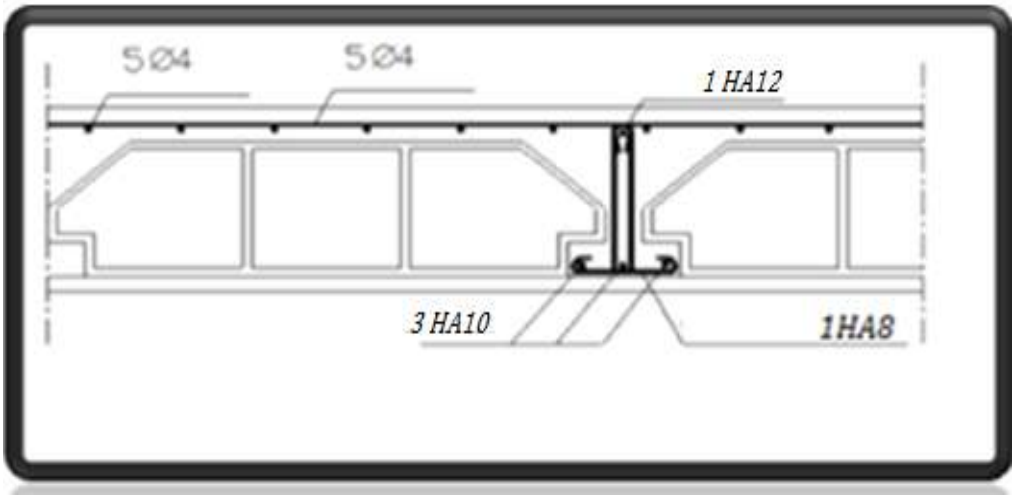


Figure III.34: Ferraillage des poutrelles (travée et appuis)

Chapitre IV

Etude dynamique

1-Introduction :

Une grande partie de notre pays est susceptible d'être soumise à d'importantes secousses sismiques. Ces dernières engendrent d'importants dégâts et même la ruine des constructions. L'intérêt de cette étude est de permettre la réalisation des structures pouvant résister aux effets engendrés par les sollicitations auxquelles elles seront soumises ; c'est pourquoi, elles doivent être conçues conformément aux règles parasismiques en vigueur de façon à fournir un degré de protection acceptable. La force sismique s'applique à la base de la construction et se repartie au niveau de chaque plancher.

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*

a-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 (planchers, maçonnerie, escaliers, voiles, poutres, poteaux).

Le centre de masse est repéré dans un système d'axes choisi, il est défini par la formule suivante :

$$X_G = \frac{\sum Wi * Xi}{\sum Wi} \qquad YG = \frac{\sum Wi * Yi}{\sum Wi}$$

Avec :

- W_i *: Le poids total de la masse concentrée de l'élément (i) du niveau considéré*
- X_i *et* Y_i *: Les coordonnées du centre de gravité de l'élément (i) par rapport au repère global.*
- X_G *et* Y_G *: Les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère global.*

b-Centre de torsion :

Le centre de torsion T est un point caractérisé par :

- *Une force passant par ce point provoque 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 provoque 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 :

$$XT = \frac{\sum I_{yi} * Xi}{\sum I_{yi}} \qquad YT = \frac{\sum I_{xi} * Yi}{\sum I_{xi}}$$

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 plein ou d'un poteau simple (rectangulaire) est confondu avec son centre de gravité ;*
- *Pour un voile plein 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 pleins :* $I_X = \frac{L.e^3}{12}$; $I_Y = \frac{e.L^3}{12}$

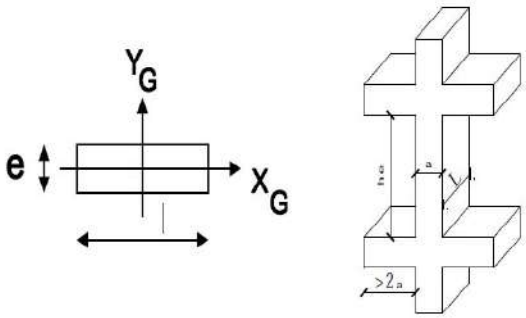


Figure IV.1 : caractéristiques géométriques d'un refend plein

Tableau IV.1: Calcul centre de masse et centre de torsion

Nom	Masse [kg]	X_G(m)	Y_G(m)	X_I(m)	Y_I(m)
Etage 1	235051,33	14,81	10,24	14,80	10,06
Etage 2	181179,65	14,79	10,31	14,80	10,06
Etage 3	162879,25	14,79	09,45	14,80	09,07
Etage 4	93327,69	14,78	07,59	14,80	07,51
Etage 5	93327,69	14,78	07,59	14,80	07,51
Etage 6	84869,83	14,78	07,60	14,80	07,51
Etage 7	83898,05	14,80	07,60	14,80	07,51

c-Excentricité :

- Excentricité accidentelle (admissible) : [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. 2 : Calcul de l'excentricité accidentelle

Nom	Lx [m]	Ly [m]	Ex [m]	Ey[m]
Etage1	29,60	22,20	1,48	1,11
Etage2	29,60	22,20	1,48	1,11
Etage3	29,60	22,20	1,48	1,11
Etage4	22,20	18,50	1,11	0,93
Etage5	22,20	18,50	1,11	0,93
Etage6	22,20	18,50	1,11	0,93
Etage7	22,20	18,50	1,11	0,93

- 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 : $E_x = |X_T - X_G|$ $E_Y = |Y_T - Y_G|$

Et comparaison avec l'excentricité admissible (accidentelle) :

Tableau IV.3 : Calcul de l'excentricité statique

Nom	X_G(m)	Y_G(m)	X_I(m)	Y_I(m)	E_x	E_Y	vérification
Etage 1	14,81	10,24	14,80	10,06	0,01	0,18	OK
Etage 2	14,79	10,31	14,80	10,06	0,01	0,17	OK
Etage 3	14,79	09,45	14,80	09,07	0,01	0,38	OK
Etage 4	14,78	07,59	14,80	07,51	0,02	0,08	OK
Etage 5	14,78	07,59	14,80	07,51	0,02	0,08	OK
Etage 6	14,78	07,60	14,80	07,51	0,02	0,09	OK
Etage 7	14,80	07,60	14,80	07,51	0,00	0,10	OK

3-Etude dynamique :

a-introduction :

L'analyse dynamique nécessite toujours initialement de créer un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit en suite dans un programme de calcul dynamique, permet la détermination de ses modes propre de vibrations et des efforts engendrés par l'action sismique.

b-Objectif de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses Une caractéristique dynamique propre. Ce ci est obtenu en considérant son comportement

en vibration libre non- amortie. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

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

On se propose de déterminer les modes propres de vibration de la structure afin D'examiner son comportement dynamique et sur tous les déplacements engendrés par les forces dues à l'action sismique, pour cela on utilise le logiciel « ROBOT» qui dispose de trois modèles mathématiques fondamentaux :

- *Modèle des nœuds maîtres.*
- *Modèle des plaques.*
- *Modèle des consoles.*

On va utiliser le modèle de nœud maitre qui consiste à concentrer la masse de chaque plancher au niveau de centre de gravité et les autres nœuds du même plancher sont emportés par le mouvement du nœud maître et sont appelés nœuds esclaves

c-Choix de la méthode du calcul dynamique:

Selon le RPA99 version 2003 (Art 4.1.1), ce calcul peut être mené suivant trois Méthodes :

- *La méthode statique équivalente.*
- *La méthode d'analyse modale spectrale.*
- *La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme*

. Pour analyser ces efforts on utilise généralement deux méthodes premières:

Dans notre cas, la régularité en plan et en élévation n'est pas vérifiée ainsi que la hauteur de ce dernier dépasse le 17,00 m, donc selon le RPA (Art 4.1.2), la Méthode statique équivalente n'est pas applicable, on utilise donc la méthode modale spectrale d'une manière automatique moyennant le logiciel d'analyse 'ROBOT'

d-Modélisation :

❖ ***généralité sur ROBOT:***

ROBOT est un logiciel de calcul des structures de génie civil (bâtiment, châteaux d'eau…) et des travaux publics (ponts, tunnels…).

IL offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception. Il permet aussi la vérification des structures en béton armé ou en charpente métallique

❖ ***Modélisation mathématique :***

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degrés de liberté (D.D.L) infini par un modèle ayant un nombre de D.D.L fini et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir :

- *La masse,*
- *La rigidité et l'amortissement.*

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

e-Caractéristiques dynamiques propres :

Une structure classique idéale est dépourvue de tout amortissement de sorte qu'elle peut vibrer indéfiniment sans qu'il soit nécessaire de lui fournir de l'énergie. Ce

comportement est purement théorique en raison de l'existence inévitable des frottements qui amortissent le mouvement.

Les caractéristiques propres de la structure sont obtenues à partir du système non amorti et non forcé, l'équation d'un tel système est donné par :

$$[M]\{\ddot{x}(t)\} + [K]\{x(t)\} = \{0\} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (1)$$

Avec :

***[M] :** Matrice de masse de la structure.*

***[K] :** Matrice de rigidité de la structure.*

$\{\ddot{x}\}$ *: Vecteur des accélérations relatives.*

$\{x\}$ *: Vecteur des déplacements relatifs.*

L'analyse d'un système à plusieurs degrés de liberté nous fourni les propriétés dynamiques les plus importantes de ce système, qui sont les fréquences propres et modes propres.

Chaque point de la structure exécute un mouvement harmonique autour de sa position D'équilibre. Ce qui est donné par :

$$\{x(t)\} = \{A\}\sin(\omega t + \varphi) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (2)$$

Avec :

$\{A\}$ *: Vecteur des amplitudes.*

***ω:** Fréquence de vibration.*

***φ:** Angle de déphasage.*

Les accélérations en vibration libre non amortie sont données par :

$$\{\ddot{x}\} = -\omega^2\{A\}\ \sin(\omega.t + \varphi) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (3)$$

En substituant les équations (2) et (3) dans l'équation (1) ; on aura :

$$\left([K] - \omega^2[M]\right)\ \{A\}\ \sin(\omega.t + \varphi) = 0 \quad \ldots\ldots\ldots (4)$$

Cette équation doit être vérifiée quelque soit le temps (t), donc pour toutes les valeurs de la fonction sinus, ce qui donne :

$$\left([K] - \omega^2[M]\right)\ \{A\} = \{0\} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (5)$$

*Ce système d'équation est un système à **(n)** inconnues **«A_i»**. Ce système ne peut admettre une solution non nulle que si le déterminant de la matrice Δ_ω s'annule c'est à dire :*

$$\Delta_\omega = \left|[K] - \omega^2[M]\right| = 0 \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (6)$$

L'expression ci dessus est appelée «Equation caractéristique».

*En développant l'équation caractéristique, on obtient une équation polynomiale de degré **(n)** en (ω^2).*

*Les **(n)** solutions $(\omega_1^2; \omega_2^2; \ldots\ldots; \omega_n^2)$ sont les carrés des pulsations propres des **(n)** modes de vibrations possibles.*

Le 1er mode vibratoire correspond à ω_1 et il est appelé ***mode fondamental*** *$(\omega_1 < \omega_2 < ... < \omega_n)$, A chaque pulsation propre correspond une forme d'oscillation appelée mode propre $\{A\}_i$ ou forme modale (modale Shape).*

- ***Modélisation de la rigidité :***

La modélisation des éléments constituants le contreventement (rigidité) est effectué comme suit :

- *Chaque poutre et chaque poteaux de la structure a été modélisé par un élément poutre (frame) à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degrés de liberté (trois translations et trois rotations).*
  - ✓ *Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).*
  - ✓ *Les poteaux entre deux nœuds de différent niveaux (niveau i et niveau i+1).*
  - ✓ *Chaque voile est modélisé par élément coque (Schell) à quatre nœuds (rectangulaire).*
  - ✓ *Les planchers ne sont pas modélises, cependant à tous les nœuds d'un même plancher nous avons attribué une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigide dans leur plan (donc indéformable pour les planchers à corps creux ou les dalles pleines).*
  - ✓ *Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastrés (6DDL bloqués).*

- ***Modélisation de la masse:***

- *Pour la masse des planchers ; nous avons concentré la masse de chaque plancher à son nœud maitre. La masse est calculée par l'équation (G+βQ) imposée par le RPA99 version 2003 avec ($\beta = 0,2$).*
- *La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux, poutres et les voiles est prise égale à celle du béton à savoir 2,5 t/m³*
- *La masse des escaliers a été concentrée au niveau des quatre nœuds délimitant la cage d'escalier (par plancher).*
- *La masse de balcon a été concentrée au niveau des deux de la poutre servant d'appui au balcon.*

4-Résultats de l'analyse dynamique

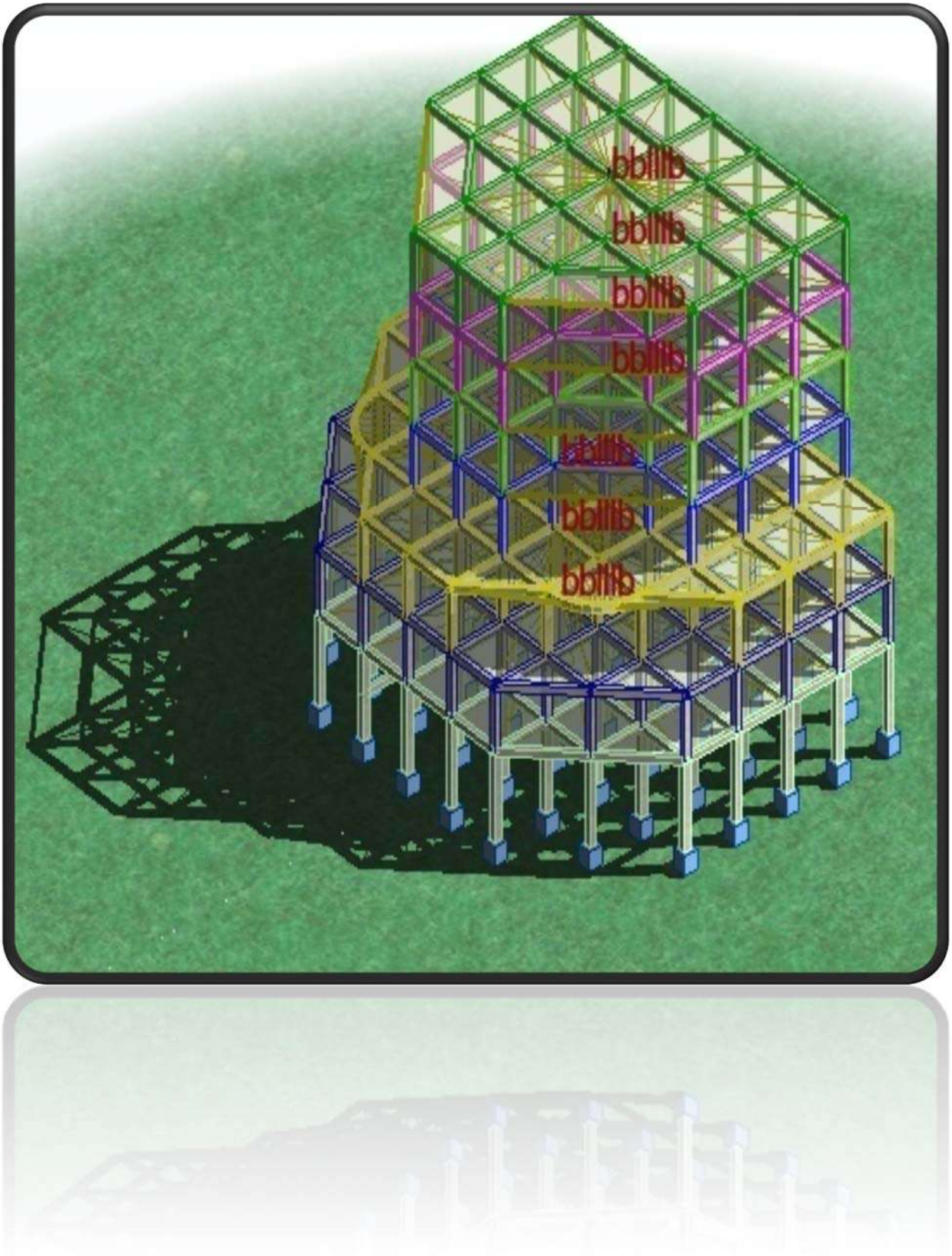


Figure IV.2: Structure sans voiles

a-les résultats a partir du fichier de sortie du logiciel (ROBOT)

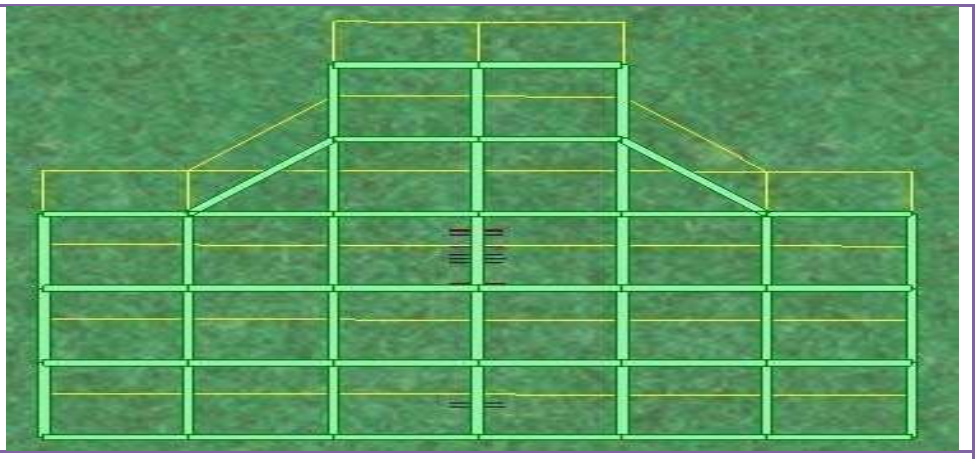
Tableau IV.4 : Période et facteurs de participation massique du modèle initial

		Facteur de participation massique (%)	
Modes	Période(s)	$\sum U_x$	$\sum U_y$
1	1,13	0,00	70,93
2	1,01	61,99	70,40
3	0,88	70,83	70,41
4	0,47	70,84	90,31
5	0,43	80,64	90,33
6	0,42	91,26	90,33
7	0,27	91,26	94,56
8	0,25	93,69	94,56

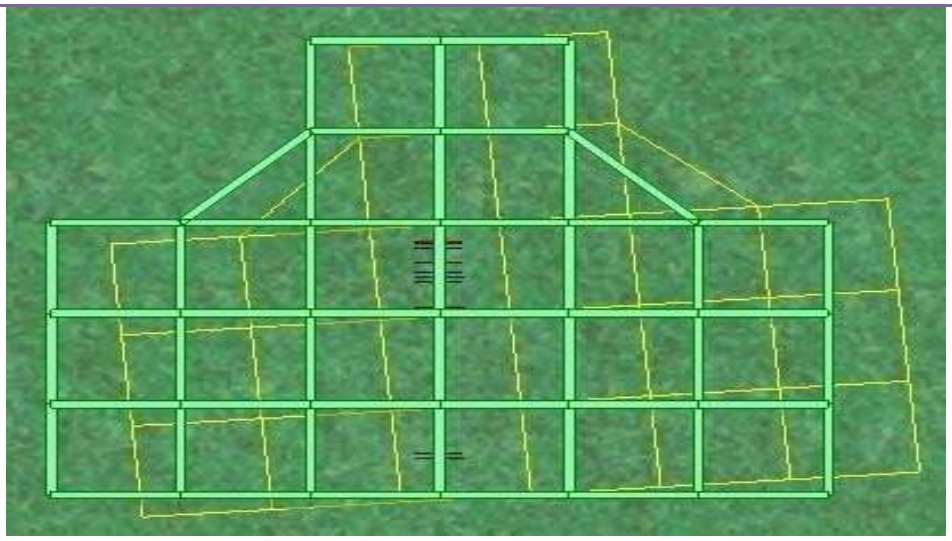
❖ ***Constatations :***

L'analyse dynamique de la structure à conduit à :

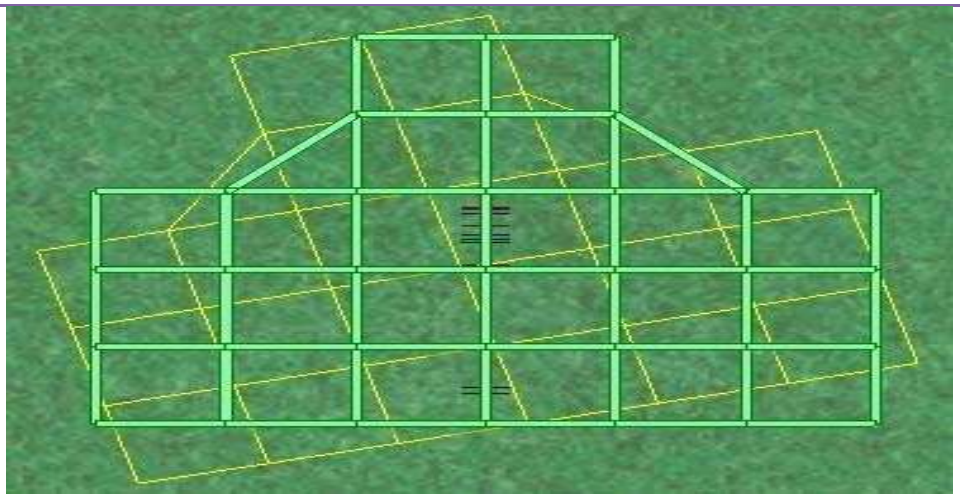
- *Une période fondamentale : **T**=1,13s.*
- *La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du **6**ème mode (sens de x) et à partie du **4**ème mode (sens y).*
- *Le 1er mode est un mode de translation parallèlement à Y-Y.*
- *Le 2ème mode est un mode de translation parallèlement à X-X + torsion sur Z*
- *Le 3ème mode est mode de torsion sur Z.*



Mode 1 : Translation (Y) de période 1,13s



Mode 2 : Translation (X) + rotations sur (Z) de période 1,01s



Mode 3 : Torsion outre (Z) de période 0,88s

Figure IV.3: Le comportement des trois premiers modes des Structure sans voiles

❖ ***Conclusion :***

Il est important d'introduire des voiles pour donner une certaine rigidité à la structure.

L'introduction des voiles dans la structure se fera par tâtonnement mais d'une manière Réfléchie, plusieurs essais de structure seront conduits, et la structure finale choisie sera celle qui présentera :

- ✓ *Une période fondamentale proche de la limite imposée par leRPA99 version2003.*
- ✓ *Des modes propres semblables à ceux d'une structure dont le comportement est régulier.*
- ✓ *Participation massique elle doit dépassée les 90 dans les deux sens.*
- ✓ *Des déplacements inter-étages ils doivent êtres $\leq 0{,}01h_e$.*
- ✓ *Effort tranchant à la base.*

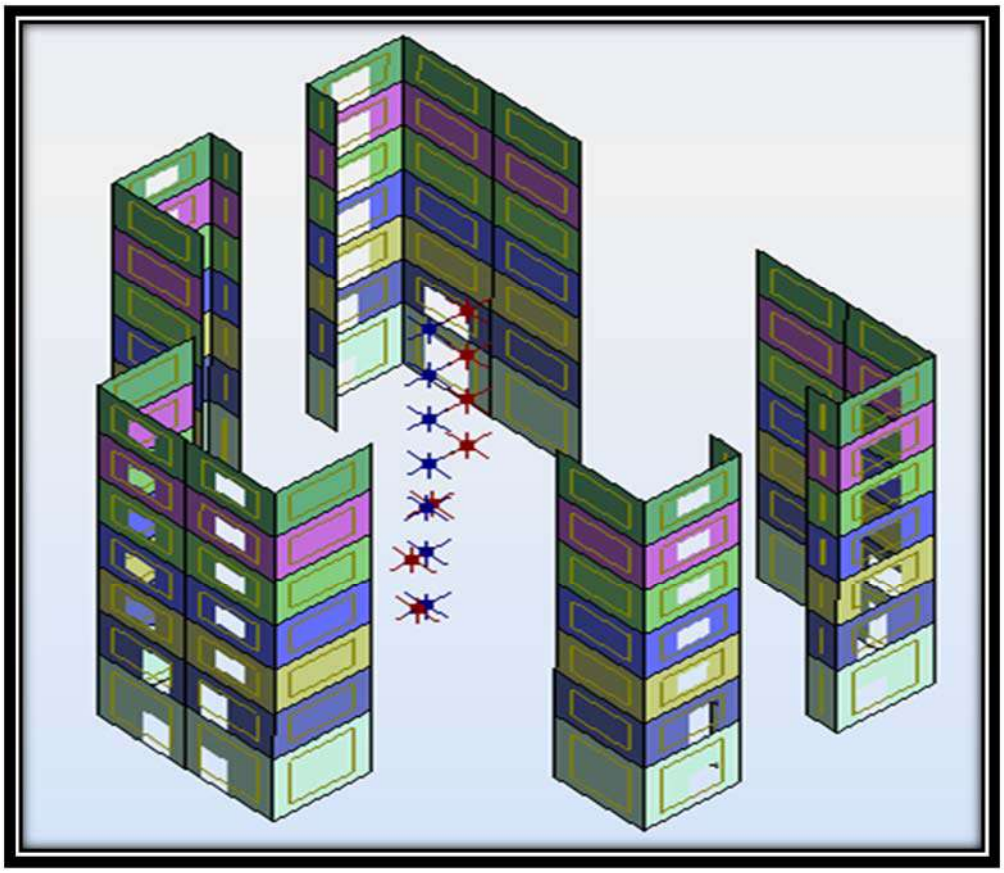


Figure IV.4: Disposition des voiles de sous – sol jusqu'a dernier niveau

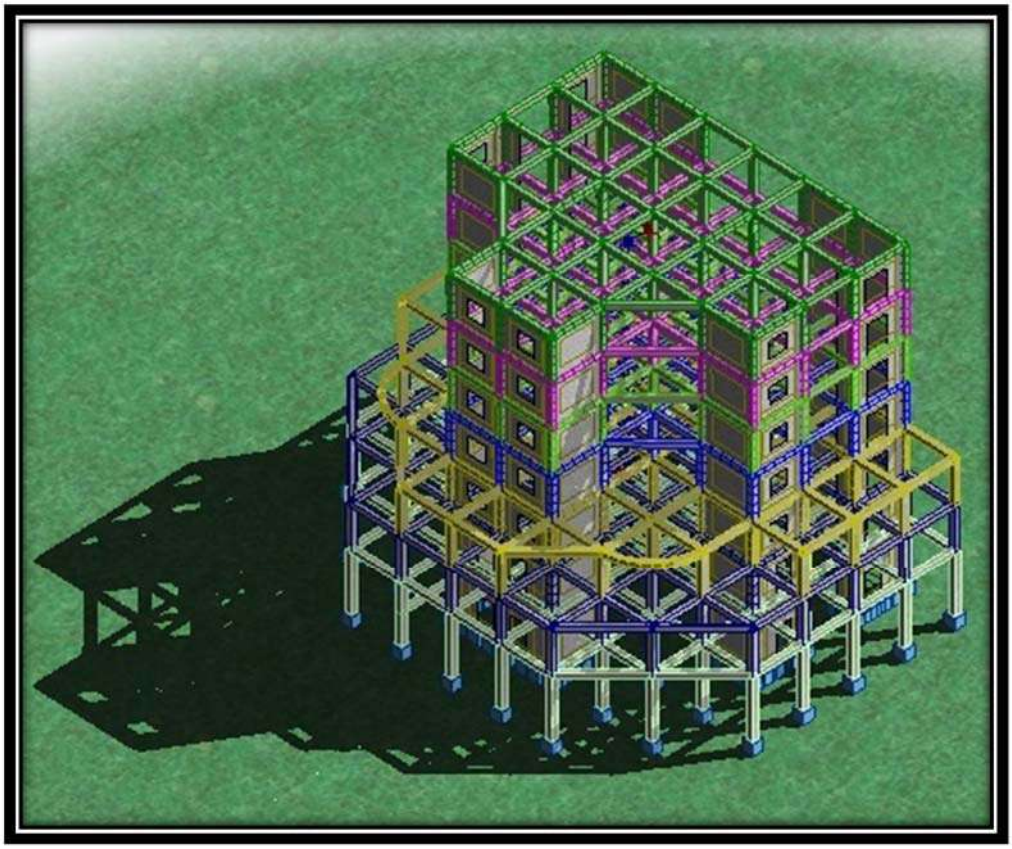


Figure IV.5: Modélisation de la structure étudiée avec les voiles

b-Détermination du spectre de réponse :

Affin de déterminer notre spectre de réponse on fait référence a l'article (4.3.3 du RPA2003) où l'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A\left(1+\frac{T}{T_1}\left(2.5\eta\frac{Q}{R}-1\right)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \le T \le 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3}\left(\frac{3}{T}\right)^{5/3}\left(\frac{Q}{R}\right) & T > 3.0s \end{cases}$$

Avec :

***S_a** : Le spectre de réponse.*

***g :** Accélération de la pesanteur*

***A :** Coefficient d'accélération de zone.*

Pour notre cas :

- *L'ouvrage est du **« groupe 2»** (bâtiment d'habitation collective dont la hauteur ne dépasse pas 48,00m).*
  - *L'implantation de ce bâtiment se fera dans la wilaya de Médéa (zone II_a).*

*Donc : **A=0,15.** Voir le RPA2003 (Tableau 4.1)*

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

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0,7 \Rightarrow \eta = 0,882$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique (ξ=7%). Voir le RPA2003 (Tableau 4.2)
R : Coefficient de comportement de la structure. Il est en fonction du système de contreventement. (Tableau 4.3)
***R=3,5** (voiles porteurs).*
***T_1, T_2**: Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (**site2 : T_1=0,15s** et **T_2=0,40s**). Voir le RPA2003 (Tableau 4.7)*
***Q** : Facteur de qualité ($Q = 1 + \sum_1^6 P_q$).*

Tableau IV. 05 : détermination du facteur de qualité Q

Critère		Suivant X		Suivant Y	
		observé	Valeur	observé	Valeur
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0,00	Oui	0,00
2	Redondance en plan	Oui	0	Oui	0,00
3	Régularité en plan	Non	0,05	Non	0.05
4	Régularité en élévation	Non	0,05	Non	0.05
5	Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0,00	Oui	0,00
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	0,05	Non	0.05
Σ		0,15			0,15

En récapitulant les résultats on trouve : $Q_X = Q_Y = 1,15$
*Une fois le spectre de réponse injecté dans le fichier de données la réponse sismique est obtenue sous différentes combinaisons de charges (**G, Q** et **E**).*

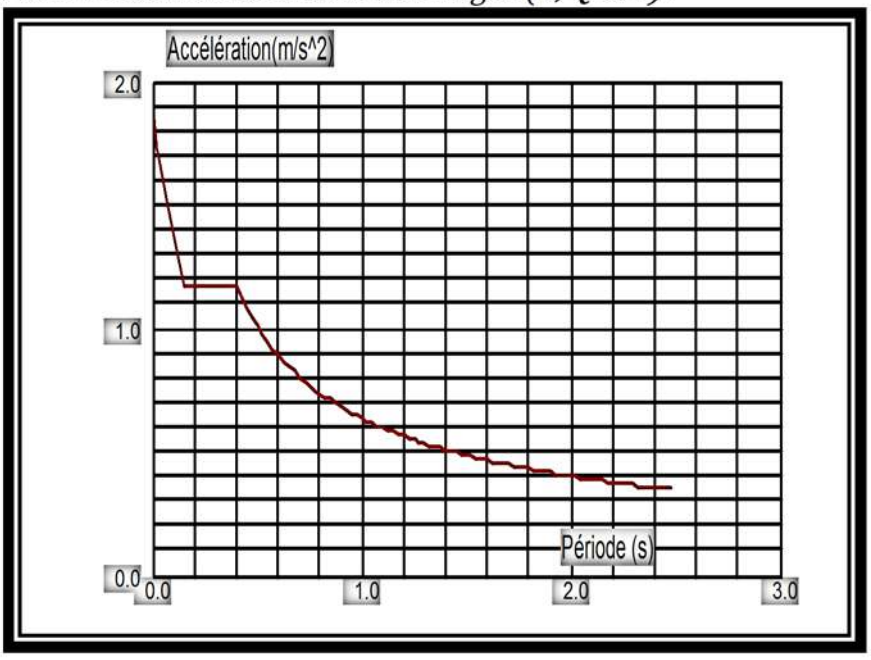


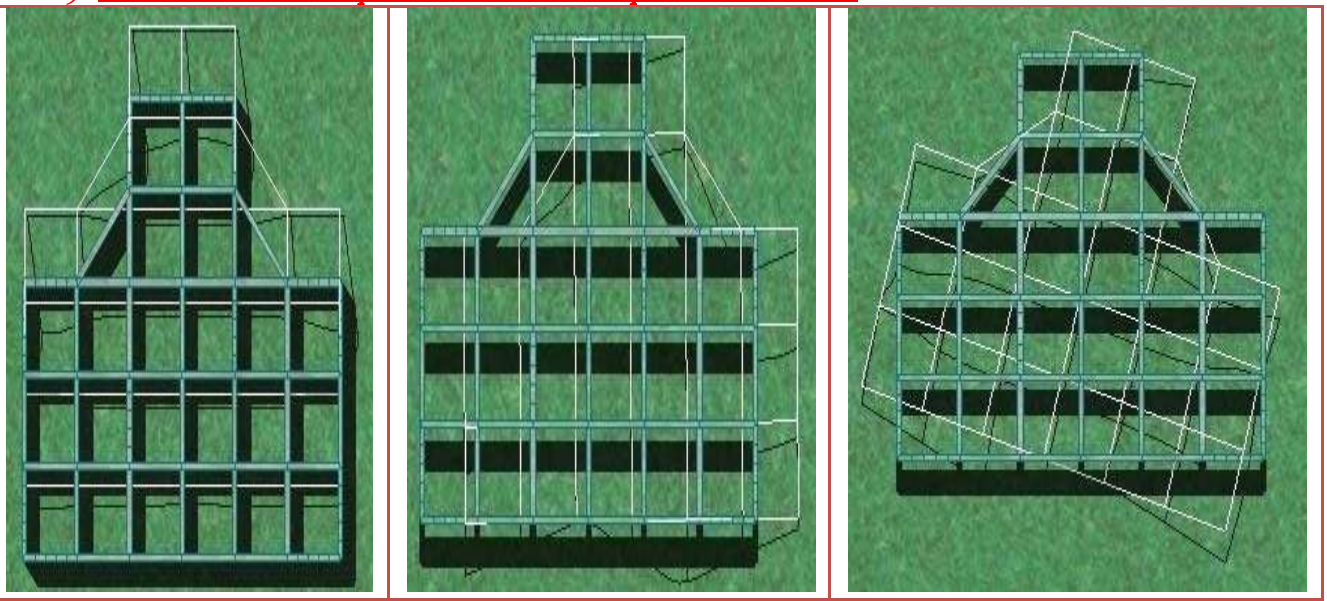
Figure IV.6 : Spectre de réponse suivent x et y

c-Résultats et vérifications de l'analyse dynamique :

Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA99 version2003. 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 des sollicitations normales.*
- *Vérification de déplacement*
- *Vérification vis à vis de l'effet P-Δ*

1) Vérification de comportement des trois premiers modes:



Mode 1	Mode 2	Mode 3

Figure IV.7: Le comportement des trois premiers modes de Structure avec voiles

TableauIV. 6 : Le comportement des trois premiers modes

Mode 1	Mode 2	Mode 3
translation pure suivant l'axe Y	translation pure suivant l'axe X	rotation pure autour de l'axe z

- **Nombre de modes à considérer :**

Le nombre de modes à considérer et selon l'article 4.3.4 du RPA99est :
Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions Orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux Directions d'excitation doit être tel que :
1- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au Moins de la masse totale de la structure. (Condition non vérifiée après 40 modes)
2- ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse Totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la Structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée. Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à Cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes

(K) à retenir doit être tel que:

$K \geq 3\sqrt{N}$ *et* $T_k \leq 0{,}20 sec$

Où :

N : *est le nombre de niveaux au dessus du sol*

T_k *:la période du mode K.*

$N=$ *7 donc :* $K \geq 3\sqrt{N}$ *=7,93 on prende K=8*

$T=$ *0,05≤ 0,20 sec……..***Condition vérifier.**

2) ***vérification de participation massique :***

D'après le RPA99 version 2003 (ART 4.3.4) : le nombre de modes propres de vibrations à retenir pour chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la Somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit 90% au moins de la Masse totale de la structure.

Les périodes et les coefficients de participation massiques obtenus pour chaque mode de vibration sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau IV. 7: Coefficient de participation massique

Mode	Période (s)	la masse cumulée effectives (%)	
		Sens x	Sens y
1	0,48	0,00	64,73
2	0,33	68,84	64,74
3	0,25	68,86	64,74
4	0,14	68,86	88,12
5	0,11	88,86	88,12
6	0,09	90,69	88,12
7	0,07	90,69	94,36
8	0,05	95,02	94,36

❖ ***Constatation :***

Comme on l'avait déjà motionné la masse cumulées n'atteint pas les 90% de leurs taux de participation, on avait déjà essayé avec 40 modes mais elle n'atteint toujours pas les 90%, c'est pour cela qu'on s'est contenté de 8 modes et ce d'après le calcul cité précédemment et on voit bien que le 8 éme mode a une période inférieure à 0,20 sec.

3) ***Vérification des périodes T empirique :***

Les valeurs de ***T,*** *calculées à partir de ROBOT ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de 30%. [RPA 99 version 2003Art 4.2.4.4] . La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :*

$T = C_T h_N^{3/4}$ *[RPA 99 version 2003Art 4.2.4.]*

- h_N *: hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au Dernier niveau (N),* $h_N = 22{,}61m$

• C_T : *coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6 du RPA99 version 2003*
On a un contreventement assuré partiellement par des voiles en béton armé , C_T*=0,05*
Donc :
$T=0,05.(22,61)^{3/4}=0,5184\ s$

- *Dans notre cas (structure mixte), on peut également utiliser la formule suivante :*

$T=0.09*h_N/\sqrt{D}$

T : période fondamentale suivant les deux directions,

D : la dimension du bâtiment mesuré à sa base dans la direction de calcul considéré.

- *Selon x-x :* $D_x = 29,90\text{m} \Rightarrow T_x = 0,372s$
- *Selon y-y :* $D_y = 22,50\text{m} \Rightarrow T_y = 0,428\text{s}$
- *Finalement : Tempirique=0,372 s*

Tableau IV.8 : vérification des périodes

	$T_{empirique}(s)$	$T_{numérique}(s)$	$1.3*T_{emp}$	$T_{num} \leq 1.3*T_{emp}$
T	0,372	0,480	0,483	C.V

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. 3.6]

Donc il faut vérifier que $\frac{V_t}{V} > 0,8$

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 =0,15(tableau 4.1)
D : facteur d'amplification dynamique moyen,

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases} \qquad (4.2)$$

Dx= 2,20
Dy= 2,10
R : Coefficient de comportement de la structure(R=3,5 voiles porteurs Tableau 4.3)
Q =1,15 : facteur de qualité

W : *poids total de la structure*

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

$\beta = 0.2$ *(Tableau 4.5)*

W=52082,50 kN

Tableau IV.9 : 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)
0,15	2,20	2,10	3,5	1,15	1,15	52082,50	5647,23	5390,53

Tableau IV.10 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

	V (kN)	V_t (kN)	0.8*V	$V_t \geq 0.8*V$
X	5647,23	5647,23	4517,78	**C.V**
Y	5390,53	5390,53	4312,42	**C.V**

5) **Vérification de la stabilité au renversement :**

Le moment de renversement est égal à :

$$M_{0x} = \sum_{i=1}^{n} h_i . F_{ix} \qquad M_{0y} = \sum_{i=1}^{n} h_i . F_{iy} \qquad Avec :$$

- 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*

Le moment de stabilité qui est égal à :

$M_{tx}=X_G.Wi$, $M_{ty}=Y_G.Wi$

Avec :

- X_G , Y_G **:** *les coordonnées du centre de gravité de la structure*
- W_i *:la masse de plancher dans chaque niveau*

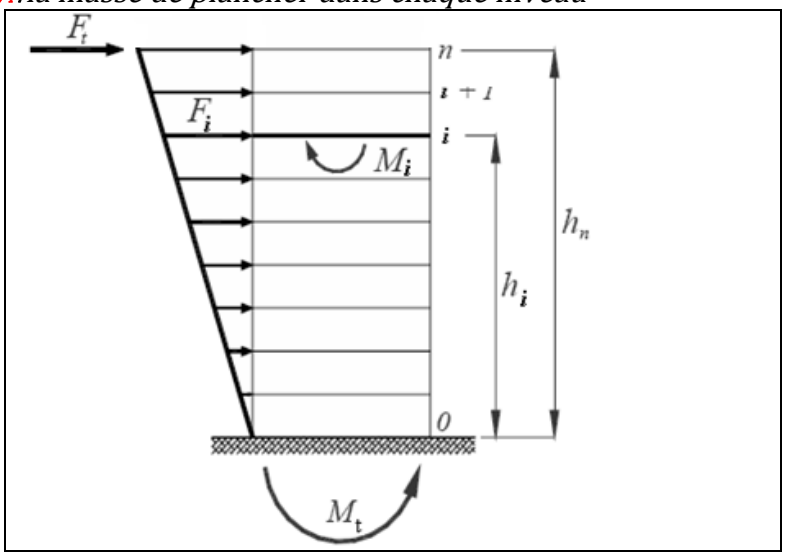


Figure IV. 8: Les forces agissent sur la stabilité au renversement

- **Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur [Art 4.2.5] :**

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

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

On a :

- $T_X = 0{,}372\ s \rightarrow F_t = 0$
- $T_Y = 0{,}428\ s \rightarrow F_t = 0$

Donc:

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

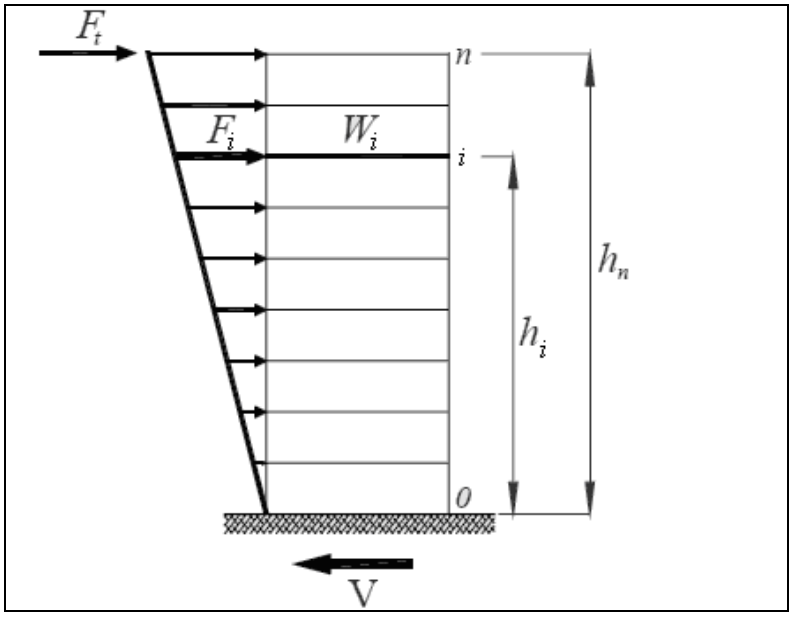


Figure IV.9 : Distribution des forces sismiques

V_X =5647,23KN

Tableau IV.11: Forces sismiques selon la hauteur suivant X

hi (m)	W_i (kN)	$W_i h_i$	α_x	F_{ix} (kN)
22,61	1539,03	34797,46	0,210	1185,90
19,55	1539,03	30088,03	0,180	1016,50
16,49	1539,03	25378,60	0,152	858,37
13,43	1636,62	21979,80	0,131	739,78
10,37	2218,84	23009,37	0,137	773,67
7,31	2362,32	17268,55	0,103	581,66
4,25	3430,60	14580,05	0,087	491,30
SOMME		167101,86	1	5647,18

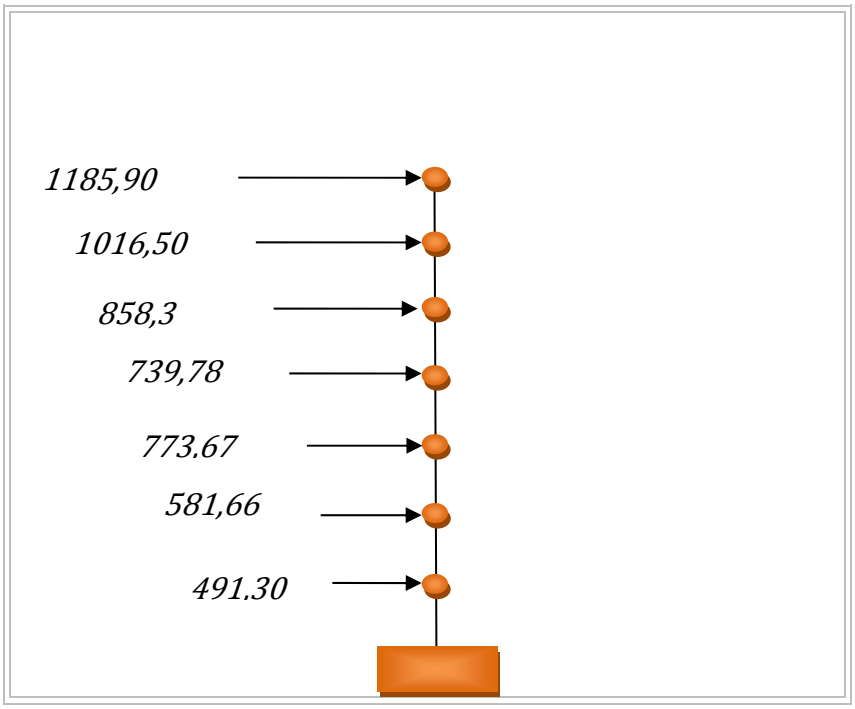


Figure IV.10: Concentration des forces sismiques aux étages suivant X

$V_Y = 5390,53$ kN

Tableau IV.12: Forces sismiques selon la hauteur suivant Y

hi (m)	W_i (kN)	$W_i h_i$	α_x	F_{iy} (kN)
22,61	1539,03	34797,46	0,210	1132,00
19,55	1539,03	30088,03	0,180	970,29
16,49	1539,03	25378,60	0,152	819,36
13,43	1636,62	21979,80	0,131	706,15
10,37	2218,84	23009,37	0,137	738,50
7,31	2362,32	17268,55	0,103	555,22
4,25	3430,60	14580,05	0,087	468,97
SOMME		167101,86	1	5390,53

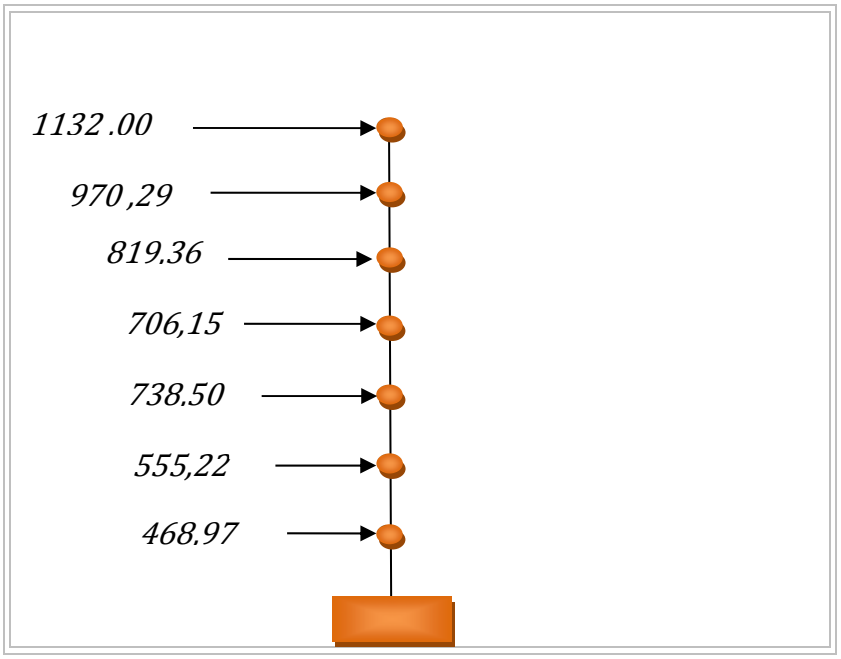


Figure IV.11: Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y

❖ Moment de renversement :

Tableau IV.13 : calcul du moment de renversement

hi (m)	F_{ix} (KN)	F_{iy} (KN)	M_{oxi} (KN.m)	M_{oyi} (KN.m)
22,61	1185,90	1132,0113	26813,199	25594,77549
19,55	1016,50	970,2954	19872,575	18969,27507
16,49	858,37	819,36056	14154,521	13511,25563
13,43	739,78	706,15943	9935,2454	9483,721145
10,37	773,67	738,50261	8022,9579	7658,272066
7,31	581,66	555,22459	4251,9346	4058,691753
4,25	491,30	468,97611	2088,025	1993,148468
∑Mo			85138,5	81269,14

❖ Moment stabilisant :

Tableau IV. 14 : calcul du moment stabilisant

Niveau(m)	W_i (KN)	X_G(m)	Y_G(m)	M_{txi} (KN.m)	M_{tyi} (KN.m)
22,61	1539,03	14,81	10,24	22793,03	15759,67
19,55	1539,03	14,79	10,31	22762,25	15867,39
16,49	1539,03	14,79	09,45	22762,25	14543,83
13,43	1636,62	14,78	07,59	24189,24	12421,96
10,37	2218,84	14,78	07,59	32794,45	16840,99
7,31	2362,32	14,78	07,60	34915,08	17953,63
4,25	3430,60	14,80	07,60	50772,88	26072,52
∑Mt				210989,18	119460,03

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

Tableau IV.15 : Vérification de la stabilité

M_{tx} (kN.m)	M_{ty} (kN.m)	M_{ox} (kN.m)	M_{oy} (kN.m)	M_{tx}/M_{ox}	M_{ty}/M_{oy}	$\frac{M_t}{M_0} \geq 1{,}5$
210989,18	119460,03	85138,5	81269,14	2,48	1,50	C.V

La condition est vérifiée se qui implique la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis du renversement suivant les deux directions.

6) Vérification des sollicitations normales.

La vérification des sollicitations normales dans les poteaux n'est pas nécessaire pacque le système de contreventement c'est un voile porteur (R=3,5)

7) Vérification des déplacements

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

$\delta_K = R\delta_{ek}$ *[RPA: Art 4.4.3]*

- δ_{ek} *: Déplacement dù aux forces séismiques* F_i.
- *R : coefficient de comportement*

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

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

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

Δ_k *Limite* $= 0{,}01\ he$

Avec :

- *he : la hauteur de l'étage* ***k***

Tableau IV.16 : Vérification des déplacements inter-étages sens X

Niveau (m)	δ_e (cm)	$\delta_k = R.\delta_e$ (cm)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	$0{,}01.h_e$ (cm)	$\Delta_k \leq 0{,}01.h_e$
21,61	0,50	1,75	0,35	3,06	C.V
19,55	0,40	1,40	0,00	3,06	C.V
16,49	0,40	1,40	0,35	3,06	C.V
13,43	0,30	1,05	0,35	3,06	C.V
10,37	0,20	0,70	0,35	3,06	C.V
7,31	0,10	0,35	0,00	3,06	C.V
4,25	0,10	0,35	0,35	4,25	C.V
00	0,00	0,00			

Tableau IV.17 : Vérification des déplacements inter-étages sens Y

Niveau (m)	δ_e (cm)	$\delta_k=R.\delta_e$ (cm)	$\Delta_k=\delta_k-\delta_{k-1}$ (cm)	$0,01.h_e$ (cm)	$\Delta_k \leq 0,01.h_e$
21,61	0,90	3,15	0,35	3,06	C.V
19,55	0,80	2,80	0,70	3,06	C.V
16,49	0,60	2,10	0,35	3,06	C.V
13,43	0,50	1,75	0,70	3,06	C.V
10,37	0,30	1,05	0,35	3,06	C.V
7,31	0,20	0,70	0,35	3,06	C.V
4,25	0,10	0,35	0,35	4,25	C.V
00	0,00	0,00			

8) Vérification vis à vis de l'effet P-Δ :

L'effet ***P- Delta*** *est un effet non linéaire (de second ordre) qui se produit dans chaque structure ou les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à valeur de la force axiale appliquée* ***(P)*** *et le déplacement* ***(Delta).***

La valeur de l'effet P- delta dépend de

- ✓ *La valeur de la force axiale appliquée*
- ✓ *La rigidité ou la souplesse de la structure globale*
- ✓ *La souplesse des éléments de la structure*



Figure IV.12: Le grand 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:

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0{,}10 \qquad \text{"RPA99 version 2003 article (5.6)"}$$

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

$$P_K = \sum_{i=K}^{n} \left(W_{Gi} + \beta W_{Qi} \right)$$

V_K: *Effort tranchant d'étage au niveau "**K**"*

$$V_K = F_t + \sum_{i=K}^{n} F_i$$

Δ_K: *Déplacement relatif du niveau* ***"K"*** *par rapport à* ***"K-1"***

h_K: *Hauteur de l'étage "**K**"*

- *Si* $0{,}10 \prec \theta_K \leq 0{,}20$ *, Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur* $\frac{1}{(1-\theta_K)}$

- *Si* $\theta_K \succ 0{,}20$ *, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.*

Avec:

$$\begin{cases} F_t = 0 & si \quad T \leq 0{,}7s \\ F_t = 0{,}07TV & si \quad T \succ 0{,}7s \end{cases}$$

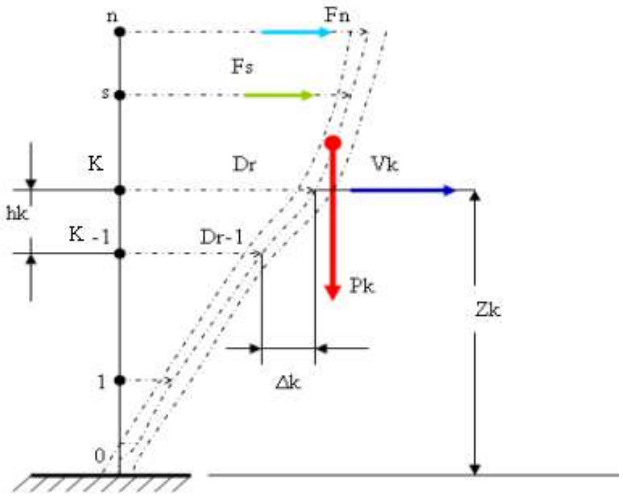


Figure IV.13 : L'effet P- Delta

Les résultats obtenus sont regroupés dans les tableaux suivants:

Tableau IV.18: Vérification l'effet P-Δ sens X

h_k (m)	P_k(KN)	F_{ix} (KN)	V_{kx}(KN)	Δ_k(cm)	θ	$\theta \leq 0.10$
22,61	1539,03	1185,90	1037,67	0,35	0,0230	C.V
19,55	3078,06	1016,50	2054,17	0,00	0,0000	C.V
16,49	4617,09	858,37	2912,54	0,35	0,0336	C.V
13,43	6253,71	739,78	3652,32	0,35	0,0446	C.V
10,37	8472,55	773,67	4425,99	0,35	0,0646	C.V
7,31	10834,87	581,66	5007,65	0,00	0,0000	C.V
4,25	14265,47	491,30	5498,95	0,35	0,0836	C.V

Tableau IV.19 : Vérification l'effet P-Δ sens Y

h_k (m)	P_k(KN)	F_{iy} (KN)	V_{ky}(KN)	Δ_{ky} (cm)	θ	$\theta \leq 0.10$
22,61	1539,03	1132,01	1132,011	0,35	0,021	**C.V**
19,55	3078,06	970,29	2102,30	0,70	0,052	**C.V**
16,49	4617,09	819,360	2921,66	0,35	0,034	**C.V**
13,43	6253,71	706,15	3627,81	0,70	0,090	**C.V**
10,37	8472,55	738,50	4366,31	0,35	0,065	**C.V**
7,31	10834,87	555,22	4921,53	0,35	0,089	**C.V**
4,25	14265,47	468,97	5390,50	0,35	0,0718	**C.V**

1- Conclusion:

2- *Les déplacements inter étages dus à l'effet de torsion additionnelle sont négligeables devant les déplacements dus aux forces sismiques.*

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

4- *Ce sont les éléments de la structure correspondant au modèle 4 qui seront ferraillés dans le chapitre qui suit (V).*

Conclusion général :

A travers les résultats obtenus et les vérifications, nous pouvons conclure que la Conception adoptée reflète le comportement typique de bloc.

La structure s'avare une Rigidité optimale contre les actions provoquées par le séisme après un ferraillage correct.

Chapitre

Ferraillage des éléments résistants

Introduction :

Après avoir calculé les sollicitations, nous proposons de déterminer les sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage.

*Le ferraillage des éléments résistants s'effectue selon le règlement **CBA93**, et les vérifications selon le règlement **RPA99 version 2003.***

Notre structure est composée des éléments suivants :

- *Les poteaux.*
- *Les poutres.*
- *Les voiles*

I-Ferraillage des poutres

a-Introduction :

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

On fait le calcul pour les deux situations suivantes :

Tableau V.01 : Les données de calcul

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
$\overline{\sigma_b}$ =14,17Mpa	$\overline{\sigma_s} = 348\ Mpa$	$\overline{\sigma_b}$ =18,48 MPa	$\overline{\sigma_s} = 400\ Mpa$

b-combinaisons de charges :

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les déférentes combinaisons suivantes :

- *Selon C.B.A93 :*

***ELU** : 1,35G+1,5Q*

***ELS** : G+Q*

- *Selon le (RPA 99 version 2003) :*
  - *Situation durable **ELU** : 1,35G+1,5Q*
  - *Situation accidentelle **ACC** : G+Q+E ; 0,8 G ± E*
- ***Recommandation du RPA99 version 2003 Art [7.5.2.1 et 7.5.2.2]:***

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

- 4% en zone courante.
- 6% en zone de recouvrement.

➢ La longueur minimale de recouvrement est de 40Ø en zone II_a.
➢ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.
➢ La quantité d'armatures transversales 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 :

- $S_t \leq h/2$ en Zone courante.
- $S_t \leq \min(h/4 ; 12\phi)$ en zone nodale.

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

c-Calcul du ferraillage :

Pour le calcul des armatures nécessaires dans les poutres, nous avons considéré les portiques suivants les deux sens :

- Sens porteur (poutre porteuse).
- Sens non porteur (poutre secondaire).
- Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

1-Poutre porteuses :

1-a: Situation durable :

Tableau V.02: Ferraillage des poutres porteuses (situation durable) :

Niveaux	Section (cm^2)	Position	M^{max} (kN.m)	A_s (cm^2)	A_s' (cm^2)	A_{sRPA}^{min} (cm^2)
Terrasse	30*40	Travée	30,23	2,40	0,0	6,00
		Appui	-68,53	5,60	0,0	6,00
2ème, 3ème, 4èm , 5ème	30*40	Travée	65,05	5,30	0,0	6,00
		Appui	-104,49	8,90	0,0	6,00
RDC, 1ére	30*40	Travée	92,03	7,70	0,0	6,00
		Appui	-149,51	13,40	0,0	6,00

1-b : Situation accidentelle :

Tableau V.03 : Ferraillage des poutres porteuses (situation accidentelle) :

Niveaux	Section (cm^2)	Position	M^{max} (kN.m)	A_s (cm^2)	A_s' (cm^2)	A_{sRPA}^{min} (cm^2)
Terrasse	30*40	Travée	21,36	1,40	0,00	6,00
		Appui	-69,33	4,80	0,00	6,00
2ème, 3ème, 4èm , 5ème	30*40	Travée	46,66	3,20	0,00	6,00
		Appui	-88,69	6,30	0,00	6,00
RDC, 1ére	30*40	Travée	64,56	4,50	0,00	6,00
		Appui	-117,85	8,60	0,00	6,00

2-Sens non porteur :

2-a : Situation durable :

Tableau V.04 : Ferraillage des poutres secondaires (situation durable) :

Niveaux	Section (cm^2)	Position	M^{max} (kN.m)	A_s (cm^2)	A_s' (cm^2)	A_{sRPA}^{min} (cm^2)
Terrasse	30*35	Travée	27,45	2,45	0,00	5,52
		Appui	-34,62	3,20	0,00	5,52
2ème, 3ème,4ème ,5ème	30*35	Travée	35,80	3,30	0,00	5,52
		Appui	-44,26	4,10	0,00	5,52
RDC, 1ére	30*35	Travée	36,66	3,40	0,00	5,52
		Appui	-63,81	6,10	0,00	5,52

2-b : Situation accidentelle :

TableauV. 05 : Ferraillage des poutres secondaires (situation accidentelle) :

Niveaux	Section (cm^2)	Position	M^{max} (kN.m)	A_s (cm^2)	A_s' (cm^2)	A_{sRPA}^{min} (cm^2)
Terrasse	30*35	Travée	35,15	2,80	0,00	5,52
		Appui	-61,10	5,00	0,00	5,52
2ème, 3ème,4ème ,5ème	30*35	Travée	43,48	4,00	0,00	5,52
		Appui	-75,48	7,40	0,00	5,52
RDC, 1ére	30*35	Travée	33,44	2,60	0,00	5,52
		Appui	-61,10	5,00	0,00	5,52

d-choix des armatures

Le ferraillage final adopté est donné par le tableau suivant :

- **Sens porteur :**

Tableau V. 06: Choix des armatures pour les poutres porteuses :

Niveaux	Section (cm^2)	Position	A_s^{max} (ZC)(cm^2)	A_s^{max} (ZR)(cm^2)	A_{sRPA}^{min} (cm^2)	A_s^{cal} (cm^2)	Choix des armatures	A_s^{adp} (cm^2)
terrasse	30*40	Travée	48,00	72,00	6,00	2,40	3T12	3,39
		Appui				5,60	3T12+3T10	5,75
2ème, 3ème,4ème ,5ème	30*40	Travée	48,00	72,00	6,00	5,30	3T12+3T10	5,75
		Appui				8,90	3T12+4T14	9,55
RDC, 1ére	30*40	Travée	48,00	72,00	6,00	7,70	3T14+3T12	8,01
		Appui				13,40	3T14+6T14	13,85

❖ ***Sens non porteur :***

Tableau V. 07: Choix des armatures pour les poutres secondaires :

Niveaux	Section (cm²)	Position	A_s^{max} (ZC)(cm²)	A_s^{max} (ZR)(cm²)	A_{sRPA}^{min} (cm²)	A_s^{cal} (cm²)	Choix des armatures	A_s^{adp} (cm²)
terrasse	30*35	Travée	42,00	63,00	5,52	2,80	3T12	3,39
		Appui				5,00	3T10+3T12	5,75
2ème, 3ème,4ème ,5ème	30*35	Travée	42,00	63,00	5,52	4,10	3T14	4,62
		Appui				7,40	3T12+3T14	8,01
RDC, 1ére	30*35	Travée	42,00	63,00	5,52	3,40	3T14	4,62
		Appui				6,10	3T10+3T14	6,97

❖ ***Condition de non fragilité :***

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

Avec :

f_{t28}=2,1MPa ; f_e=400MPa

TableauV. 08: Vérification de la condition de non fragilité

Section (cm²)	$A_{s(min)}^{choisi}$ (cm²)	A_s^{min} RPA(cm²)	Vérification
30*40	9,14	6,00	C.V
30*35	9,14	5,52	C.V

e-Vérifications vis-à-vis de l'ELS :

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 :

➢ ***Vérification des contraintes :***

Béton *: La contrainte admissible du béton est donnée par la formule :*

$\overline{\sigma_b}$ = 0,6 fc28=15 MPa. *On doit vérifier que* $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$.

Acier :

- *Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.*
- *Fissuration préjudiciable.....* $\sigma_s = \min(\frac{2}{3}fe, 110\sqrt{ft\eta})$
- *Fissuration très préjudiciable.....* $\sigma_s = \min(\frac{1}{2}fe, 90\sqrt{ft\eta})$

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc σ_s=201,6MPa

Avec : η=1,6 pour les aciers H.A

On doit vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_b = \dfrac{M_{ser}}{I} y \prec \overline{\sigma}_b = 15MPa \\ \sigma_s = 15\dfrac{M_{ser}}{I}(d-y) + \sigma \leq \overline{\sigma}_s = 201{,}63MPa \end{cases}$$

Les autres résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

1 : Sens porteur :

Tableau V.09: Vérification des poutres principales à l'ELS

Niveaux	Section (cm^2)	Position	M_{ser} (KN.m)	$б_{bc}$ (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	$б_s$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	Vérifier
terrasse	30*40	Travée	22,07	4,40	15	190,00	201,6	OUI
		Appui	-49,98	8,20		201,60		
2ème, 3ème, 4ème 5ème	30*40	Travée	46,98	7,70	15	201,60	201,6	OUI
		Appui	-75,31	10,50		201,60		
RDC, 1ére	30*40	Travée	33,99	5,00	15	129,00	201,6	OUI
		Appui	-59,63	7,40		135,10		

2 : Sens non porteur :

Tableau V.10: Vérification des poutres secondaires à l'ELS

Niveaux	Section (cm^2)	Position	M_{ser} (KN.m)	$б_{bc}$ (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	$б_s$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	Vérifier
terrasse	30*35	Travée	19,77	5,00	15	197,60	201,6	OUI
		Appui	-25,09	5,20		151,50		
2ème, 3ème, 4ème 5ème	30*35	Travée	57,80	13,00	15	201,60	201,6	OUI
		Appui	-76,92	14,40		201,60		
RDC, 1ére	30*35	Travée	26,34	4,30	15	190,90	201,6	OUI
		Appui	-45,85	9,00		201,60		

f- Vérification de l'effort tranchant :

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

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

Avec :

T_u *: l'effort tranchant maximum.*

b: Largeur de la section de la poutre.

d: Hauteur utile.

$\overline{\tau}_u = Min(0{,}10 f_{c28}; 4MPa) = 2{,}5MPa$ *(Fissuration préjudiciable).*

Tableau V.11: Vérification de la contrainte de cisaillement :

Niveaux	Section (cm^2)	T_u	τ_u (MPa)		Vérification
Terrasse	30*40	56,88	0,51	2,5	C.V
	30*35	53,31	0,57	2,5	C.V
2ème, 3ème, 4ème, 5ème	30*40	176,71	1,57	2,5	C.V
	30*35	193,96	1,98	2,5	C.V
RDC, 1ére	30*40	261,10	2,32	2,5	C.V
	30*35	102,89	1,05	2,5	C.V

g-Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE40 (f_e=400MPa).

- **Selon le CBA93 (Art.7.1.2):**

$$\begin{cases} S_t = Min(0,9d;40cm) \\ \dfrac{A_t}{bS_t} \geq \dfrac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad (K=1 : Pas\ de\ reprise\ de\ bétonnage) \\ \dfrac{A_t f_e}{bS_t} \geq Max\left(\dfrac{\tau_u}{2};0,4MPa\right) \end{cases}$$

- **Selon le RPA 99 version 2003 :**

$$\begin{cases} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq Min\left(\dfrac{h}{4};12\phi_l\right) \ldots\ldots\ldots\ldots Zone\ nodale \\ S_t \leq \dfrac{h}{2} \ldots\ldots\ldots\ldots Zone\ courante \end{cases}$$

Avec :

$$\phi_t \leq Min\left(\frac{h}{35};\phi_l;\frac{b}{10}\right) = 1cm$$

On prend : $Ø_t$=8mm

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.12: Calcul des armatures transversales:

Sens	T_u(KN)	τ_u(MPa)	CBA93	RPA99		S_t^{adp}(cm)		A_t^{max} (cm^2)	Choix
			S_t(cm)	S_t(cm)ZN	S_t(cm)ZC	ZN	ZC		
Porteur	261,10	2,32	33,75	10,00	20,00	10,00	15,00	4T8	2,01
Non porteur	193,96	1,98	29,25	8,75	17,50	10,00	15,00	4T8	2,01

❖ ***Recouvrement des armatures longitudinales :***

L_r=40Ø (zone II_a).

L_r : Longueur de recouvrement.

On a :

- *Ø=12mm……L_r=48,00cm*
- *Ø=14mm……L_r=56,00cm*
- *Ø=16mm……L_r=64,00cm*

h-Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions de CBA93 suivantes :

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

Avec : $M_t = K*M_0$

➢ *K : est un coefficient réducteur (0,75≤ K ≤ 0.85), on prend* ***K*** *= 0,80.*

Tableau V.13 : Vérification de la flèche des poutres

	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	*0,109*	*0,063*	*C.V*	*0,109*	*0,079*	*C.V*	*0,007*	*0,010*	*C.V*
PS	*0,093*	*0,063*	*C.V*	*0,093*	*0,080*	*C.V*	*0,008*	*0,010*	*C.V*

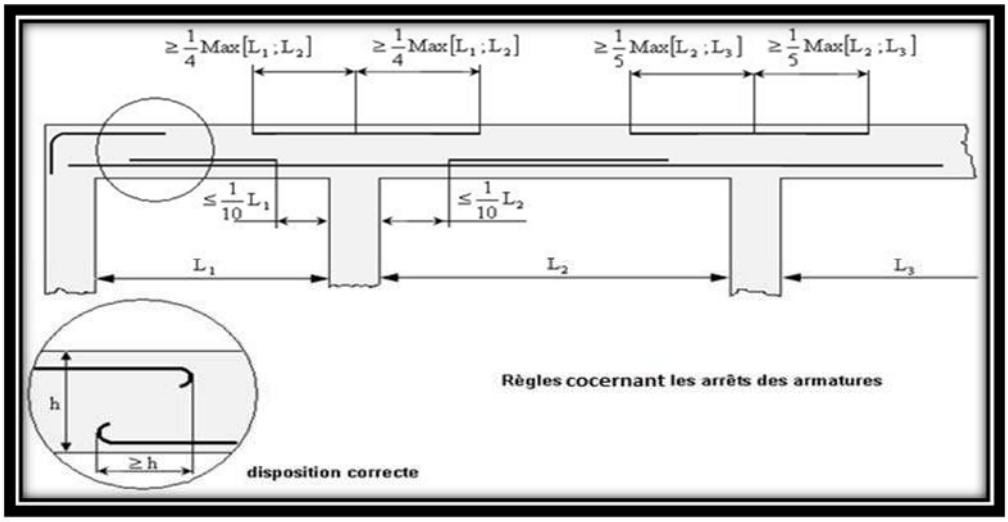


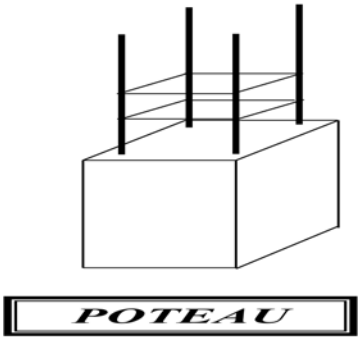
Figure 01 : Disposition des armatures pour les poutres

II-les poteaux

a: Introduction

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations.

Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (M, N) qui est due à l'excentricité de l'effort normal "N" par rapport aux axes de symétrie, et à un moment fléchissant "M" dans le sens longitudinal et transversal (dû à l'action horizontale).



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

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

Les armatures sont obtenues sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes:

Tableau V.14: calcul des contraintes

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	γ_s	f_e (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18,48	1	400	400

b-Ferraillage des poteaux

1-b : Combinaison d'action

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

- ***Selon CBA93:***

  ELU: *Situation durable :* $1,35G+1,5Q$

  ELS: *Situation durable :* $G+Q$

- ***Selon RPA 99 version 2003:***

Situation accidentelle ***ACC :***

- $G+Q+E$
- $0,8G \pm E$

Avec:

G: Charge permanente.

Q: Surcharge d'exploitation.

E: Action du séisme.

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes à savoir :

1- N^{max}, M^{corr} ;
2- M^{max}, N^{corr}

2-b : Recommandation selon RPA99 version 2003 :

D'après le ***RPA99 version 2003,*** *pour une zone sismique IIa, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.*

- *Leur pourcentage est limité par:*

$* 0,8 \prec \frac{A_s}{B} \prec 4\%$ *Zone courante (Z.C)*

$* 0,8 \prec \frac{A_s}{B} \prec 6\%$ *Zone de recouvrement (Z.R)*

Avec :

A_s *: La section d'acier.*

B : Section du béton [cm²].

- *Le diamètre minimal est de* ***12mm.***
- *La longueur minimale de recouvrement* ***40Ø en zone IIa.***
- *La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm.*
- *Les jonctions par recouvrement doivent êtres faites si possible, à l'intérieur des zones nodales.*

:

3-b : Méthode de calcul :

Le calcul du ferraillage est obtenu par le logiciel ROBOT EXPERT BA.

Par la méthode de moment et effort normal (M ,N)

c-Présentation des résultats :

Les résultats des efforts et ferraillage des poteaux sont regroupés dans les tableaux suivants

1. Situation durable :

Tableau V.15: Ferraillage des poteaux situation durable (N^{max}, M^{corr})

Niveau	Sections (cm^2)	N^{max} (kN)		(kN.m)	Sollicitation	A'_s (cm^2)	A_s (cm^2)	$A^{min}_{s(RPA)}(cm^2)$
RDC	45*45	2162,17	M_y^{corr}	-18,37	SEC	3,60	3,60	16,20
			M_x^{corr}	0	SEC	0	0	
1er, 2ème 3ème e	40*40	1735,35	M_y^{corr}	-5,87	SEC	3,20	3,20	12,80
			M_x^{corr}	0	SEC	0	0	
4ème 5ème, 6ème	35*35	779,78	M_y^{corr}	-15,17	SEC	2,80	2,80	9,80
			M_x^{corr}	0,00	SEC	0	0	

Tableau V.16 : Ferraillage des poteaux situation durable (M^{max}, N^{corr})

Niveau	Sections (cm^2)	M^{max} (kN.m)	N^{corr} (kN)	Sollicitation	A'_s (cm^2)	A_s (cm^2)	$A^{min}_{s(RPA)}(cm^2)$
RDC	45*45	45,70	2147,92	SPC	3,60	3,60	16,20
1er, 2éme 3ém	40*40	54,32	203,86	SPC	3,20	3,20	12,80
4éme, 5éme, 6éme	35*35	43,38	185,52	SPC	2,80	2,80	9,80

2-Situation accidentelle 1:

Tableau V.17: Ferraillage des poteaux situation accidentelle 1 (N^{max}, M^{corr})

Niveau	Sections (cm^2)	N^{max} (kN)		M^{corr} (kN.m)	Sollicitation	A'_s (cm^2)	A_s (cm^2)	$A^{min}_{s(RPA)}(cm^2)$
RDC	45*45	1585,10	M_y^{corr}	-28,91	SEC	3,20	3,20	16,20
			M_x^{corr}	0,1	SEC	3,60	3,60	
1er, 2ème, 3ème	40*40	1280,41	M_y^{corr}	-19,81	SEC	3,20	3,20	12,80
			M_x^{corr}	0,08	SEC	0,00	0,00	
4ème 5ème, 6ème	35*35	1257,34	M_y^{corr}	-4,31	SEC	2,80	2,80	9,80
			M_x^{corr}	0,01	SEC	0,00	0,00	

Tableau V.18: Ferraillage des poteaux situation accidentelle 1 (M^{max}, N^{corr})

Niveau	Sections (cm^2)	M^{max} (kN.m)	N^{corr} (kN)	Sollicitation	A'_s (cm^2)	A_s (cm^2)	$A^{min}_{s(RPA)}(cm^2)$
RDC	45*45	36,29	152,36	SPC	3,60	3,60	16,20
1er, 2éme 3émé	40*40	36,29	152,36	SPC	3,20	3,20	12,80
4éme 5éme, 6éme	35*35	36,29	152,36	SPC	2,80	2,80	9,80

3- Situation accidentelle 2 :

Tableau V.19 : Ferraillage des poteaux situation accidentelle 2 (N^{max}, M^{corr})

Niveau	Sections (cm^2)	N^{max} (kN)	M^{corr}	(kN.m)	Sollicitation	A'_s (cm^2)	A_s (cm^2)	$A^{min}_{s(RPA)}(cm^2)$
RDC	45*45	1567,95	M_Y^{corr}	-13,24	SEC	3,60	3,60	16,20
			M_X^{corr}	0,01	SPC	0,00	0,00	
1er, 2ème 3ème	40*40	1283,79	M_Y^{corr}	-44,69	SEC	3,20	3,20	12,80
			M_X^{corr}	0,11	SPC	3,20	3,20	
4ème 5ème, 6ème	35*35	1283,79	M_Y^{corr}	-44,69	SEC	2,80	2,80	9,80
			M_X^{corr}	0,11	SPC	3,20	3,20	

Tableau V.20: Ferraillage des poteaux situation accidentelle 2 (M^{max}, N^{corr})

Niveau	Sections (cm^2)	M^{max} (kN.m)	N^{corr} (kN)	Sollicitation	A'_s (cm^2)	A_s (cm^2)	$A^{min}_{s(RPA)}(cm^2)$
RDC	45*45	54,19	-287,97	SEC	6,90	6,90	16,20
1er, 2éme 3émé,	40*40	54,19	-287,97	SEC	6,90	6,90	12,80
4éme 5éme, 6éme	35*35	54,19	-287,97	SEC	6,90	6,90	9,80

d-Choix des armatures :

Le choix des armatures des poteaux est présenté dans le tableau suivant :

TableauV.21: Choix des armatures des poteaux du bloc

Niveaux	Sections (cm^2)	A^{cal}_s (cm^2)	A^{min}_s (cm^2)	A^{max}_s (Z.C)(cm^2)	A^{max}_s (Z.R)(cm^2)	Choix des armatures	A^{adp}_s (cm^2)
RDC	45*45	6,90	16,20	60,75	121,50	8T16+4T12	20,61
1er, 2ém, e 3émé,	40*40	6,90	12,80	48,00	96,00	8T16	16,08
4ém, 5éme, 6éme e	35*35	6,90	9,80	36,75	73,50	8T14	12,32

e-Vérification vis-à-vis de l'état limite de service :

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

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

- **Béton :**

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6 f_{c28} = 15MPa$$

- **Acier :**
  - Fissuration peu nuisible : pas de vérification à faire sur l'acier tendu
  - Fissuration préjudiciable : $\overline{\sigma}_s = Min\left(\frac{2}{3} fe; Max(0{,}5\, fe; 110\sqrt{\eta f_{tj}})\right) = 201{,}63\, MPa$
  - Fissuration très préjudiciable :

$\sigma_c = 0{,}8 * \overline{\sigma}_s = 0{,}8 Min\left(\frac{2}{3} fe; Max(0{,}5\, fe; 110\sqrt{\eta f_{tj}})\right) = 161{,}30\, MPa$ Avec :

η=1,6 pour les aciers H.A

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc σ_s=201,63MPa.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

1-Vérification des contraintes:

On doit vérifier que:

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \dfrac{M_{ser}}{I} y \le \overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6 f_{c28} = 15\,MPa \\ \sigma_s = n\dfrac{M_{ser}}{I}(d-y) \le \overline{\sigma}_s = 201{,}63\,MPa \end{cases}$$

Tableau V.22 : Vérification des contraintes pour les poteaux (N^{max}, M^{corr}) :

Niveau	Sections (cm^2)	N^{max}		M^{corr}	Sollicitation	σ_s	$\overline{\sigma}_s$	σ_{bc}	$\overline{\sigma}_{bc}$	Vérification
		(kN)		(kN.m)		(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	
RDC	45*45	1563,10	M_y^{corr}	-13,14	SEC	95,40	201,63	6,40	15	ok
			M_x^{corr}	0,00	SEC	0,00	201,63	0,00	15	ok
1er, 2éme 3émé	40*40	1255,90	M_y^{corr}	-4,23	SEC	93,50	201,63	6,30	15	ok
			M_x^{corr}	0,00	SEC	0,00	201,63	0,00	15	ok
4ém, 5éme, 6éme e	35*35	565,62	M_y^{corr}	-10,89	SEC	122,70	201,63	8,20	15	ok
			M_x^{corr}	0,00	SEC	0,00	201,63	0,00	15	ok

Tableau V.23: Vérification des contraintes pour les poteaux (M^{max}, N^{corr})

Niveau	Sections (cm^2)	M_{ser} (kN.m)	N_{ser} (kN)	Sollicitation	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC	45*45	32,,73	1552,54	SEC	104,80	201,60	7,10	15	OK
1er, 2ème 3ème,	40*40	39,21	146,83	SEC	42,00	201,60	3,20	15	OK
4ème, 5ème, 6ème	35*35	31,67	135,67	SEC	50,50	201,60	3,90	15	OK

f- Vérification de l'effort tranchant :

❖ Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que : $\tau_u = \dfrac{T_u}{bd} \le \overline{\tau}_u$

Avec :

T_u : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.

b: Largeur de la section du poteau.

d: Hauteur utile de la section du poteau.

τ_u : Contrainte de cisaillement.

$\overline{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement du béton.

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

- ***Selon le CBA93:***

$\bar{\tau}_u = Min(0{,}13 f_{c28}, 5MPa)$ .....*Fissuration peu nuisible.*

$\bar{\tau}_u = Min(0{,}10 f_{c28}, 4MPa)$ .....*Fissuration préjudiciable et très préjudiciable*

- ***Selon le RPA 99 version 2003 :***

$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$

ρ_d=0,075.....*si l'élancement* $\lambda \geq 5$

ρ_d=0,040.....*si l'élancement* $\lambda < 5$

Avec :

λ: L'élancement du poteau $\lambda = \frac{L_f}{i}$

L_f *: Longueur de flambement.*

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

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V. 24 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux :

Niveaux	Section (cm²)	T_u (kN)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	$\bar{\tau}_u^{BAEL}$ (MPa)	Vérification
4ème 5ème 6ème	35*35	81,57	0,717	21,20	0,075	1,875	2,50	OK
1ème 2ème 3ème	40*40	73,98	0,493	21,20	0,075	1,875	2,50	OK
RDC	45*45	64,59	0,337	21,20	0,075	1,875	2,50	OK

g-Ferraillage transversal des poteaux :

Les armatures transversales disposées dans un poteau ont les rôles suivants :

- *Equilibrer l'effort tranchant.*
- *Permettre le positionnement des armatures longitudinales.*
- *Empêcher le gonflement du béton.*
- *Empêcher le flambement des armatures.*

*Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du **CBA93** et celles du **RPA99 version 2003** ; elles sont données comme suit :*

- ***Selon le CBA93:***

$$\begin{cases} S_t \le Min(0{,}9d;40cm) \\ \varphi_t \le Min\left(\frac{h}{35};\frac{b}{10};\varphi_l\right) \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \ge Max\left(\frac{\tau_u}{2};0{,}4MPa\right) \end{cases}$$

Avec

A_t *: Section d'armatures transversales.*

b: Largeur de la section droite.

h: Hauteur de la section droite.

S_t *: Espacement des armatures transversales.*

$Ø_t$ *: Diamètre des armatures transversales.*

$Ø_l$ *: Diamètre des armatures longitudinales.*

- ***Selon le RPA99 version 2003 (Art 7.4.2.2):***

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

Avec :

A_t *: Section d'armatures transversales.*

S_t *: Espacement des armatures transversales.*

T_u *: Effort tranchant à l'ELU.*

f_e *: Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.*

h: Hauteur totale de la section brute.

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

ρ_a*=2,5……si* $\lambda_g \ge 5$

ρ_a*=3,75……si* $\lambda_g < 5$

λ_g *: Espacement géométrique du poteau.*

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

$S_t \leq Min(10\phi_l ; 15cm)$.....Zone nodale (zone IIa).

$S_t \leq 15\phi_l$ .....Zone courante (zone IIa).

$\emptyset_l$: Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{S_t b}$ en (%) est donnée comme suite :

$$\begin{cases} 0{,}3\% \text{.....} si\ \lambda_g \geq 5 \\ 0{,}8\% \text{.....} si\ \lambda_g \leq 3 \\ Interpolation\ entre\ les\ valeurs\ \lim ites\ précédentes\ si\ 3 \prec \lambda_g \prec 5 \end{cases}$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau $\left(\lambda_g = \frac{L_f}{a}\right)$

a : Dimension de la section droite du poteau.

L_f : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales f_e=400MPa (FeE40).

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

Tableau V.25: Espacements maximaux selon RPA99 :

Niveaux	Section (cm²)	Barres	$\emptyset_l$ (mm)	S_t (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
4ème ,5ème, 6ème	35x35	8T14	14	10	20
1er ,2ème, 3ème	40x40	8T16	16	10	20
RDC	45x45	8T16+4T12	16 et 12	10	20

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

TableauV. 26 : Choix des armatures transversales pour les poteaux

Niveaux	Section (cm²)	L_f	λ_g	ρ_a	T_u^{max}	Zone	S_t	A_t^{cal}	Choix	A_s^{adp}
		(m)	(%)		(KN)		(cm)	(cm²)		(cm²)
4ème....6ème e	35x35	2,14	6,11	2,50	81,57	N	10	0,145	4T8	2.01
						C	15	0,218	4T8	2.01
1ére.....3éme	40x40	2,14	6,11	2,50	73,95	N	10	0,115	4T8	2.01
						C	15	0,173	4T8	2.01
RDC	45x45	2,97	6,60	2,50	64,59	N	10	0,189	4T8	2.01
						C	15	0,134	4T8	2.01

❖ ***Longueur de recouvrement :***

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r = 40\emptyset_l$ en zone IIa.

Pour :

T16.....L_r=64 ,00cm

T14.....L_r=56 ,00cm

T12.....L_r=48,00cm

h-Ferraillage des poteaux de sous -sol :

Les poteaux du sous sol sont calculés à la compression simple, le ferraillage est donnée par :

$$A_s \geq \left(\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r f_{c28}}{0{,}9\gamma_b} \right) \frac{\gamma_s}{f_e}$$

B_r : Section réduite du poteau considéré (B_r= (a-2) (b-2)) cm^2

α: Coefficient dépendant de l'élancement.

$$\alpha = \begin{cases} \dfrac{0{,}85}{1 + 2\left(\dfrac{\lambda}{35}\right)^2} & si\ \lambda \leq 50 \\ \dfrac{0{,}6(50)^2}{\lambda} & si\ 50 \prec \lambda \prec 70 \end{cases}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i}$$

L_f : Longueur de flambement.

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

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considéré.

B : Section du poteau (B=a x b).

N_u : L'effort normal maximal au niveau des poteaux du sous sol.

La longueur de flambement L_f=0,7 l_0.

La section réduite B_r= $(a-0{,}02)^2$ $[m^2]$.

➢ ***Calcul de l'effort normal pondéré :***

Prenons le poteau le plus sollicité dont l'effort normal.

Charge permanent : N_u(S-sol) = 410.85 kN (voir chapitre 02)
Charge d'exploitation : N_{ser}= 247,72 KN

Donc:

➢ ***Calcul du ferraillage :***

- $i = \frac{a}{\sqrt{12}} = 12{,}99cm$
- $\lambda = \frac{0{,}7x3{,}06x10^2}{12{,}99} = 16{,}49 \prec 50$
- $\alpha = \frac{0{,}85}{1+0{,}2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0.820$
- $Br = (45-2)^2 = 1849cm^2$

D'où :

$$A_s \geq \left(\frac{410.85.10^3}{0{,}820} - \frac{1849.10^2}{0{,}9}.\frac{25}{1{,}5}\right)\frac{1{,}15}{400}$$

$$A_s \geq -8{,}40cm^2$$

$A_s^{\min} = 0{,}8\%B$ *(Selon le RPA99 version 2003) en Zone IIa*

$A_s = A_s^{\min} = 16{,}20cm^2$

On prend : 8T16+4T12 = 20,61cm².

Tableau V.27: Choix des armatures des poteaux de sous sol:

Niveaux	Sections (cm²)	A_s^{cal} (cm^2)	$A_s^{\min}$ (cm^2)	Choix des armatures	A_s^{adp} (cm^2)
Sous sol	45*45	8,40	16,20	8T16+4T12	20,61

➢ ***Vérification à l'ELS :***

N_{ser}= 247,72 KN.

Tableau V.28 : Vérification des contraintes des poteaux de l'infrastructure

Section (cm²)	N_{ser} (kN)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma}_b$ (MPa)	Vérification
45*45	247,72	15,90	201.63	1,1	15	OK

➢ ***Détermination des armatures transversales :***

Pour les poteaux d'infrastructure ; A_t=4T8=2.01cm².

- *Espacement en zone nodale : S_t=10cm*
- *Espacement en zone courante : S_t=15cm*

III-Ferraillage des voiles :

a-Introduction:

Le ferraillage des voiles s'effectuera selon le règlement CBA93, et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien RPA99 version(2003) sous l'action des forces horizontales (séisme) ainsi que les forces dues aux charges verticales.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- *Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.*
- *Effort normal du à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la*

Charge sismique. On a deux types de voiles dans notre structure (les voiles pleins et voiles avec ouverture). Le ferraillage des voiles est déterminé selon la combinaison des charges la plus défavorable.

b-Introduction au ferraillage des voiles :

*Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastrée à la base. La **Figure (a)** montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire, soumis à une charge verticale **N** et une charge horizontale **V** en tête.*

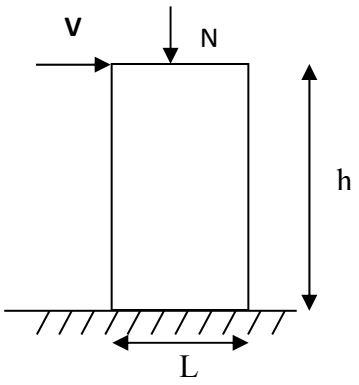


Figure V.02: les sollicitations provoquent de voiles

*Le voile est donc sollicité par un effort normal **N** et un effort tranchant **V** constant sur toute la hauteur, et un moment fléchissant qui est maximal dans la section d'encastrement.*
Le ferraillage classique du voile en béton armé est composé :

1- *D'armatures verticales concentrées aux deux extremités du voile (de pourcentage ρ_{V0}) et d'armatures verticales uniformément reparties (de pourcentage ρ_V)*
2- *D'armatures horizontales, parallèles aux faces du murs, elles aussi uniformément réparties et de pourcentage ρ_H*
3- *Les armatures transversales (epingles) (perpendiculaires aux parement du voile).*

Les armatures verticales extrêmes sont soumises à d'importantes forces de traction et de compression, créant ainsi un couple capable d'équilibrer le moment appliqué. À la base du

voile, sur une hauteur critique des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d'organiser la ductilité de ces zones.
En fin, les armatures de l'âme horizontale et verticale ont le rôle d'assurer la résistante à l'effort tranchant.
-Donne ce cas il ya deux tybe des voiles(voiles pleins et voiles avec ouverteure)

1) Les voiles pleins:

Les voiles sont soumis à l'effet de leur poids propre, ils reprennent les charges verticales repartie ou concentrées provenant des planchers et les charges horizontales dues au séisme. Ils seront calculés en flexion composée à partir des combinaisons des sollicitations dues aux charges verticales qui engendrent des efforts normaux et aux forces horizontales provoquant des efforts tranchants et des moments fléchissant.
Le ferraillage des refends se compose des trois types d'armatures suivantes :

- *Les armatures verticales.*
- *Les armatures transversales.*
- *Les armatures horizontales.*
- *Des aciers en partie courante (aciers de peau).*

❖ ***Recommandations règlementaires (RPA99version2003)***

A : Aciers verticaux [Art 7.7.4.1] :

- ❖ *Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,2%.*
- ❖ *Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,20% de la section horizontale du béton tendu.*
- ❖ *Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.*
- ❖ *Si les efforts importants de compressions agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.*
- ❖ *Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets (jonction par recouvrement).*
- ❖ *A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.*
- ❖ *L'acier choisi est de type haut adhérence FeE 400.*

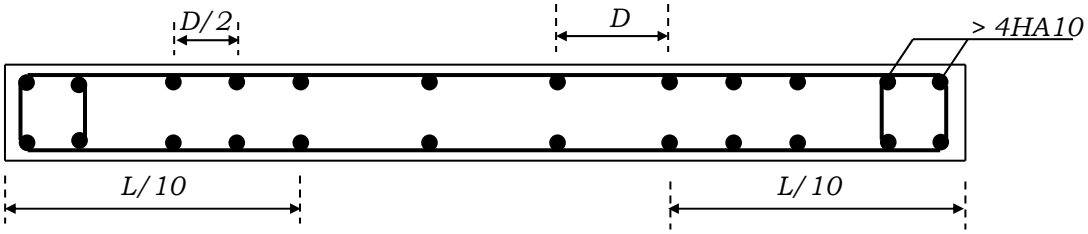


Figure V.03 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

B-Aciers horizontaux :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ. Dans le cas où il existerait des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit :

❖ ***Selon le CBA 93:***

Diamètre minimal: $\varphi_h \leq \min\left[\frac{h}{35}; \frac{a}{10}; \varphi_v\right]$

Espacement des armatures horizontales:

$$S_h \leq \min\left[0.9d \ ; 40cm\right]$$

$$S_h \leq \frac{A_h f_{eh}}{0.4\,a}$$

$$S_t \leq \frac{A_h 0.9 f_{eh}}{\gamma_s a \tau_b}$$

$\overline{\tau}_b = \min\left[0.2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5Mpa\right]$: *Fissuration peu nuisible.*

$\overline{\tau}_b = \min\left[0.15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4Mpa\right]$: *Fissuration Préjudiciable.*

- ✓ τ_b *: contrainte de cisaillement.*
- ✓ $\overline{\tau}_b$ *: contrainte de cisaillement admissible.*
- ✓ A_h*: section d'armatures horizontales.*
- ✓ *d = 0.9 h: hauteur utile.*

❖ ***Selon le RPA 99 V(2003):***

$$\varphi_h \leq \frac{1}{10}.a$$

$$S_h \leq \frac{A.h}{0.0030}$$

$$S_h \leq \min\left[1.5a; 30cm\right]$$

❖ ***Règles communes :***

- ✓ *Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :*
  - *Globalement dans la section du voile 0,15%*
  - *En zone courante 0,10%*
- ✓ *L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :* $S \leq \begin{cases} 1{,}5\ a \\ 30\ \ cm \end{cases}$
- ✓ *Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.*
- ✓ *Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.*
- ✓ *Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.*
- ✓ *Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :*
  - *40ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.*
  - *20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.*

- *Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :*

$$A = 1{,}1\frac{\overline{V}}{f_e}$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

a- les armatures verticales:

Détermination des armatures a l'ELU de résistance:

Tableau V.29 : Les données de calcul

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
$\overline{\sigma_b}$ =14,2Mpa	$\overline{\sigma_s} = 348\ Mpa$	$\overline{\sigma_b}$ =18,48 Mpa	$\overline{\sigma_s} = 400\ Mpa$

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU de résistance sont résumés dans le tableau suivant :

A) Les voiles pleins:

On obetien le cas le plues défaverable

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Sens longitudinale X et Y cas le plus défavorable: Voile (L=3,70 m ; a = 15cm, 20cm)

Tableau V.30 : Ferraillage verticale des voiles pleins

Niveau	L(m)	a (cm)	N (KN)	M (KN.m)	A_1 (cm^2)	A_2 (cm^2)	A^{min} RPA (cm^2)	Le choix	A_s adopté (cm^2)
4ème,5ème, 6ème	3,7	15,00	415,39	1036,9	15,4	15,40	8,32	2*(22T10)	17,28
1er, 2ème,3ème	3,7	15,00	-420,15	1036,9	15,4	15,40	8,32	2*(22T12)	24,88
RDC	3,7	20,00	-1039,9	1700,3	24,6	24,6	11,10	2*(22T12)	24,88

❖ ***Vérification des contraintes à l'état limite de service :***

Tableau V.31 : Ferraillage verticale du voile

Niveau	L(m)	a (cm)	N (KN)	M(KN.m)	A_1 (cm^2)	A_2 (cm^2)	σ_b	σs	$\sigma s'$	Vérification
4ème,5ème,6ème	3,70	15,00	132,20	25,68	15,40	15,40	0,3	0,0	9,90	C.V
1er, 2ème,3ème	3,70	15,00	-325,30	47,45	15,40	15,40	0,0	9,20	0,00	C.V
RDC	3,70	20,00	-411,69	41,84	24,60	24,60	0,0	8,60	0,00	C.V

❖ ***Espacement :***

D'après le RPA 99 version 2003, on à l'espacement admissible :

doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$Sv \le \begin{cases} 1{,}5\ a \\ 30\ \ cm \end{cases} \quad Sv \le \begin{cases} 1{,}5 * 15 = 22{,}50 cm \\ 30\ \ cm \end{cases}$$

Donc suivant le nombre de barres choisi, on adopte les espacements suivants:

- *S t = 15 cm .... (en zone courante).*
- *S t = 10 cm .....(en zone d'extrémité du voile)*

❖ ***Les armatures horizontales:***

Elles sont parallèles aux deux faces du refend, leur rôle principal est de reprendre l'effort tranchant. Elles sont disposées en deux nappes à l'extérieur des armatures verticales.

❖ *Contraintes limites de cisaillement dans les voiles :*

En addition aux spécifications du paragraphe 7.3 (RPA99 version 2003), la Contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2\, f_{c28} = 5MPa$$

Où: $\tau_b = \dfrac{\bar{V}}{b_0\, d}$ *avec :* $\bar{V} = 1{,}4 \times V_u$

- b_o *: épaisseur du voile.mm*
- *d : hauteur utile =0,9h.mm*
- *h : hauteur totale de la section brute.*

Tableau V. 32 : Vérification des efforts tranchants

Epaisseur (cm)	*L (m)*	*Vu (kN)*	τ_b *(MPa)*	$\bar{\tau}_b$ *(MPa)*	$\tau_b < \bar{\tau}_b$ *(MPa)*
15,00	*3,70*	*518,91*	*1,30*	*5.00*	***C.V***
20,00	*3,70*	*441,47*	*0,80*	*5.00*	***C.V***

Tableau V.33: calcul des armatures horizontales et leurs espacements

Epaisseur (cm)	τ_b *(MPa)*	S_t *(RPA)*	A_{min}*(RPA)* *(cm^2)*	A_{hois} *(cm^2)*	A_h *(cm^2)* *(cm^2)*	S_t *(cm)*
15,00	*1,30*	*22.5*	*5,98*	*18HA10*	*14,14*	*15*
20,00	*0,80*	*30*	*11,55*	*25HA12*	*28,27*	*15*

Le calcul des armatures horizontales se fait identiquement au calcul des armatures transversales des poteaux

B-Les voiles avec ouverteure :

❖ *Contraintes limites de cisaillement dans les linteaux et les trumeaux*

En addition aux spécifications du paragraphe 7.3, la contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit : $\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2\, f_{c28}$

Où: $\tau_b = \dfrac{\bar{V}}{b_0\, d}$

Avec : $\bar{V} = 1{,}4.Vcal$

b_o *: épaisseur du linteau ou du voile*

d : *hauteur utile =0,9h*

h : *hauteur totale de la section brute*

B-1 : Ferraillages des linteaux

-Premier cas : $\tau_b \leq 0{,}06\, f_{c28}$:

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)* (A_c)

❖ ***Aciers longitudinaux :***

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par la formule : $\mathbf{A_1 \geq \frac{M}{z.f_e}}$

avec : $z = h-2d'$ *où* ***h :*** *est la hauteur totale du linteau*

d' : *est la distance d'enrobage*

M: moment dû à l'effort tranchant ($\bar{V}$ *)*

❖ ***Aciers transversaux :***

Premier sous- cas *: linteaux longs (*$\lambda_g = \frac{1}{h} > 1$

$$s \leq \frac{A_t . f_e . z}{\bar{V}}$$

Avec:

S = espacement des cours d'armatures transversales.

A_t *= section d'un cours d'armatures transversales*

z = h - 2d'

$\bar{V}$ *= effort tranchant dans la section considérée*

l = portée du linteau

Deuxième sous cas *: linteaux courts* ($\lambda_g \leq 1$)

on doit avoir :

$$S \leq \frac{A_t\, fe.l}{V + A_t f_e}$$

$V = min\ (V_1, V_2)$

$V_2 = 2V_u$ *Calcul*

et

$$v_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$

avec M_{ci} *et* M_{cj} *moments « résistants ultimes »des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée* l_{ij} *et calculés par :*

$M_c = A_l\, f_e\, z$

Avec : $z = h - 2d'$ *(voir RPA figure 7.10)*

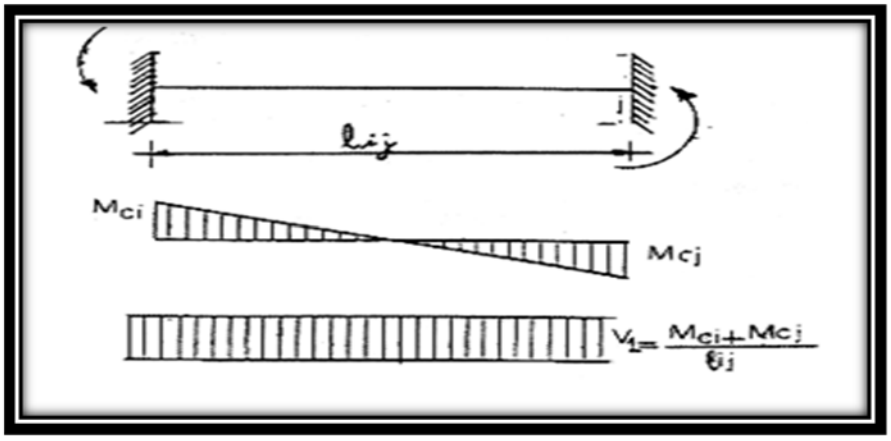


figure V.04 :le moment et effore tranche de linteux

-Deuxième cas : $\tau_b \geq 0{,}06\, f_{c28}$

Dans ce cas, il y a lieu de disposer les ferraillages longitudinaux (supérieurs et inférieurs), transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimum réglementaires.

Les efforts (M,V) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales A_D *à disposer obligatoirement (voir figure 6 ;7)*

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$$A_D = \frac{V}{2 f_e \sin \alpha}$$

Avec

$$tg\alpha = \frac{h - 2d'}{l}$$

et V = V calcul (sans majoration)

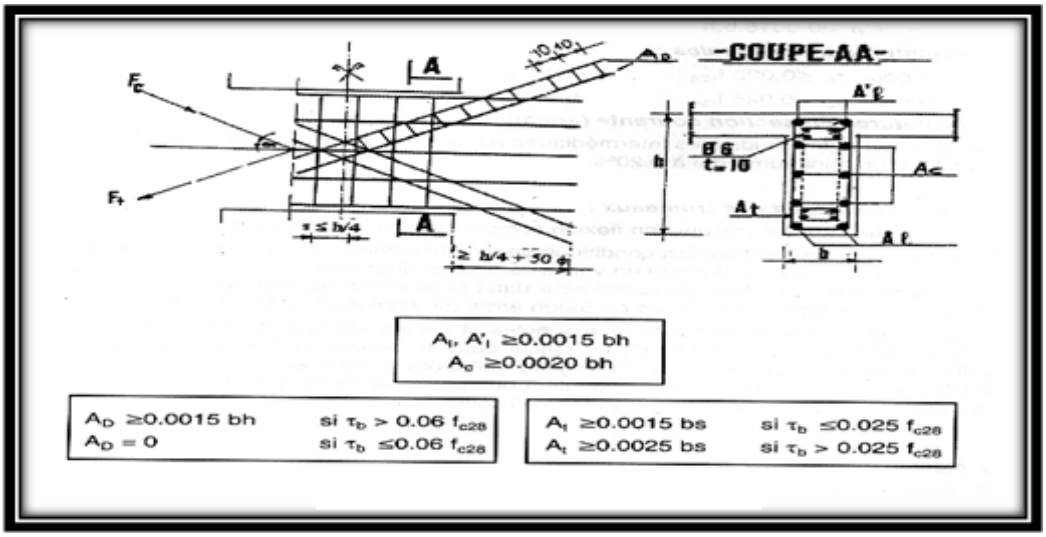


Figure V.05 : les armatures de linteaux

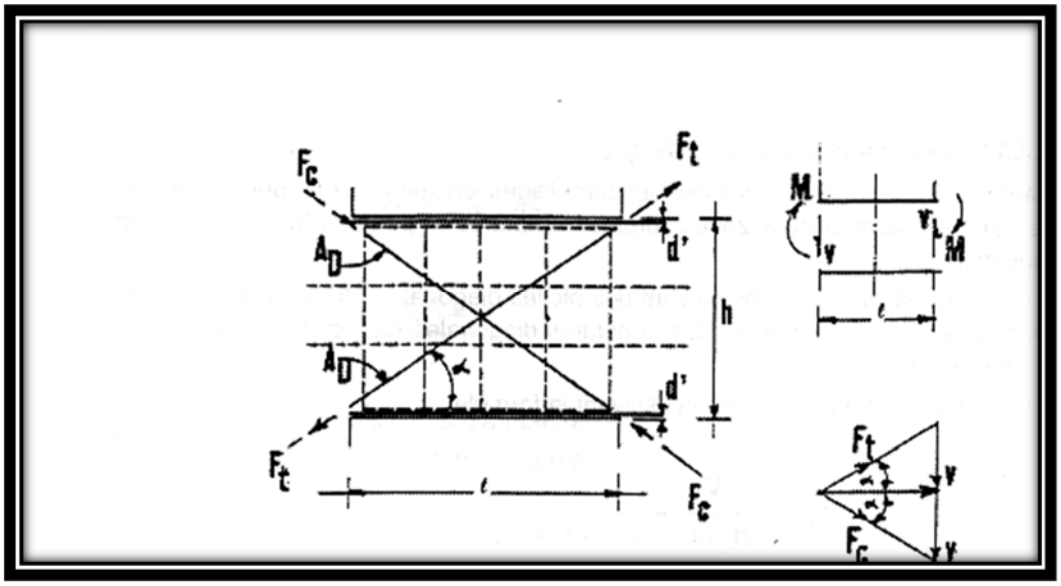


Figure V.06 : Efforts dans les bielles du linteau

❖ ***Ferraillage minimal :***

- ***Armatures longitudinales :*** $(A_l, A'_l) \geq 0{,}0015.b.h$ (0,15%)
- ***Armatures transversales :***

  - pour $\tau_b \leq 0{,}025\, f_{c28}$: $A_t \geq 0{,}0015.b.s.$ (0,15%)

  - pour $\tau_b > 0{,}025\, f_{c28}$: $A_t > 0{,}0025.b.s$ (0,25%)

- ***Armatures en section courante (armatures de peau)***

Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau A_c (2 nappes) doivent être au total d'un minimum égal à 0.20%.

- *Ferraillages des trumeaux:*

Les trumeaux seront calculés en flexion composée avec effort tranchant Moyennant la satisfaction des conditions de dimensionnement fixées en 7.7.1 et la disposition de contreventement en voiles dans deux directions orthogonales, le calcul des trumeaux se fera exclusivement dans la direction de leur plan moyen en appliquant les règles classiques de béton armé (cf. DTR-B.C.-2.41 "CBA 93").

Si la deuxième condition n'est pas respectée, il y a lieu de faire le calcul de vérification dans les deux directions; Le calcul dans la deuxième direction (direction orthogonale à la direction du plan moyen) doit alors se faire en suivant les règles du DTR-B.C. 2.42 "Règles de conception des parois et murs en béton". Le calcul se fera dans ce cas pour des bandes verticales de largeur d : $\mathbf{d \leq \min(h_e/2, 2l'/3)}$

***l'** : étant la longueur de la zone comprimée.*

$\boldsymbol{h_e}$ *: étant la hauteur entre nus de planchers du trumeau considéré.*

On devra disposer les ferraillages suivants:

- des aciers verticaux

- des aciers horizontaux $\bar{\tau}_b = 0{,}06\, f_{c28} = 1{,}50 Map$

Remarque :

Donne ce cas On adapte le même Ferraillages de voile pleine pour des trumeaux

Exemple de calcule

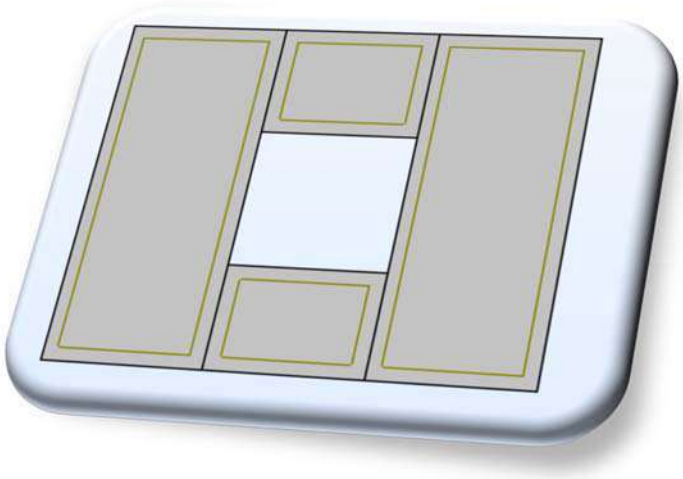


Figure V. 07: voile avec ouverture

1) Ferraillages des linteaux :

On doit vérifie :

-Premier cas : $\tau_b \leq 0{,}06\, f_{c28}$

-Deuxième cas : $\tau_b > 0{,}06\, f_{c28}$

$\tau_b = \dfrac{\overline{V}}{b_0\, d}$ avec : $\overline{V} = 1{,}4.Vcal = 178{,}99\ KN \Longmapsto \tau_b = 1{,}38\ MPa$

$\tau_b \leq \overline{\tau}_b = 0.2\, f_{c28} = 5$ **C.V**

$\tau_b \leq 0{,}06\ f_{c28} \Longmapsto 1{,}38 \leq 1{,}50$ C.V

donc nouas allons donne Premier cas les armateurs diagonale ci pas nécessaire alors :

a) Aciers longitudinaux : $A_l \geq \dfrac{M}{z\,.\,f_e}$

Talque : $M=24{,}22\ kN.m$; $b_0 = 15\ cm$; $d=86{,}4\ cm$; $h=96\ cm$; $z=92\ cm$: $Fe=400\ MPa$

donc : $A_l \geq 6{,}58\ cm^2$ on adapte : $6HA\ 12 = 6{,}79\ cm^2$

Ferraillage minimal pour armatures longitudinales :

$(A_l, A'_l) \geq 0{,}0015.b.h\ (0{,}15\%) = 2{,}70\ cm^2$ C.V

b) Aciers transversaux : On doit vérifie :

Premier sous- cas : linteaux longs ($\lambda_g = \frac{1}{h} > 1$)

Deuxième sous cas : linteaux courts ($\lambda_g \leq 1$)

On : $\frac{1}{h} < 1$ *donc c'est un linteau court*

A_t*=6HA10=4,71cm*^{2} *;*S_t*=15 cm*

Le Ferraillage minimal pour Armatures transversales :

$\tau_b \leq 0{,}025\, f_{c28}$ *:* $A_t \geq 0{,}0015.b.s.\ (0,15\%) = 2,16\,cm^2$ *C.V*

Remarque : en faire le même opération pour tous les voiles avec ouverture

Conclusion :

D ans ce chapitre on a vue le ferraillage des éléments structuraux, on a déterminé le ferraillage de tous les éléments structuraux soit les poteaux, les poutres ou les voiles, mais cette tache à était délicate vue le nombre important de chacun de ces éléments donc on afait recourt au matériel informatique qui même ce dernier prenait du temps assez important.

On pourra ainsi entamer le prochain chapitre qui traite de l'infrastructure.

Chapitre VI

Etude de l'infrastructure

1-introduction :

On appelle fondation la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise vers laquelle sont transmises toutes les charges supportées par l'ouvrage. Donc elle constitue la partie essentielle de l'ouvrage.

Un choix judicieux du système de fondation doit toujours satisfaire les exigences concernant la sécurité structurale (capacité portante) et l'aptitude au service. Ce plus, des considérations d'ordre économique, esthétiques et d'impacte sur l'environnement sont à respecter.

L'infrastructure doit constituer un ensemble rigide capable de remplir les fonctions suivant:

- *Réaliser l'encastrement de la structure dans le terrain.*
- *Assurer la liaison avec le sol et répartir les efforts.*
- *Limiter les tassements différentiels jusqu'à une valeur acceptable.*
- *Jouer un rôle d'appui.*

2-Différents types de fondations :

On distingue deux catégories de fondation : les fondations profondes et les fondations superficielles.

- ***Les fondations profondes :*** *Il arrive que la charge transmise par un ouvrage ne puisse pas être reprise par les couches superficielles du sol dans ce cas, on est amené à chercher le bon sol à une grande profondeur. On exécute, à cet effet, des puits, des pieux ou des éléments qu'on désigne par fondation profondes.*
- ***Les fondations superficielles :*** *lorsque la quantité du sol au niveau inférieur d'un ouvrage permet de transmettre les charges directement au sol, on parle de fondation superficielles, celle-ci se divisent en :*
  - *Semelles isolées.*
  - *Semelles continues ou filantes.*
  - *Radier.*

On dit qu'une fondation est superficielle lorsque sa plus petite dimension b est plus grande que la profondeur minimale d.

3-Connaissance du site et du sol :

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux, au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain de fondation.

Dans notre cas on doit justifier le type de fondation correspondant à $\sigma_{sol} = 1{,}50$ **bars** *avec un ancrage de 1,50 m sous le niveau du sous-sol (-3,06 m).*

4-Choix du type de fondation :

Le choix du 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.*
- *L'exigence économique.*
- *La facilité de réalisation.*
- *La distance entre axes des poteaux*

. Pour le choix de type de fondation, on vérifie d'abord les semelles isolées, puis les semelles filantes, si les choix ne conviennent pas on passe au radier générale.

Vue la présence des voiles et le rapprochement des poteaux, les fondations adoptées seront des semelles filantes sous voiles et poteaux et semelles filantes sous poteaux uniquement

5-Calcul de fondation :

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage nous devons prendre en considération la charge que comporte l'ouvrage

– la portance du sol

– l'ancrage et les différentes données du rapport du sol.

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

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

On doit vérifier la condition suivante : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

Avec :

σ_{sol} *: Contrainte du sol.*

N : *Effort normal appliqué sur la fondation à ELS.*

S : *Surface de la fondation.*

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicité et on adoptera une semelle homothétique,

Les résultats des efforts normaux appliqués aux fondations sont donnés dans le tableau suivant :

Poteaux	N_{ser} (kN)
A-1	436,50
A-2	526,25
A-3	585,10
A-4	633,72
A-5	582,50
B-1	849,52
B-2	850,38
B-3	923,20
B-4	972,00
B-5	674,88
B-6	638,5
C-1	883,50
C-2	1127,25
C-3	1131,93
C-4	771,50
C-5	742,20
C-6	706,25
C-7	510,00
D-1	702,60
D-2	1655,59
D-3	1837,82
D-4	1188,02
D-5	727,82
D-6	842,97
D-7	538,7
E-1	830,05
E-2	1581,72
E-3	1783,50
E-4	1266,48
E-5	1092,72
E-6	815,70
E-7	601,60

a-Semelles isolées :

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au rapport a sur b : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$

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

A est déterminé par : $S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$ *d'où* $S = \left[\frac{N}{\sigma_{sol}}\right]$

Avec :

$A = \sqrt{S}$; $\sigma_{sol} = 1{,}5$ *bars*

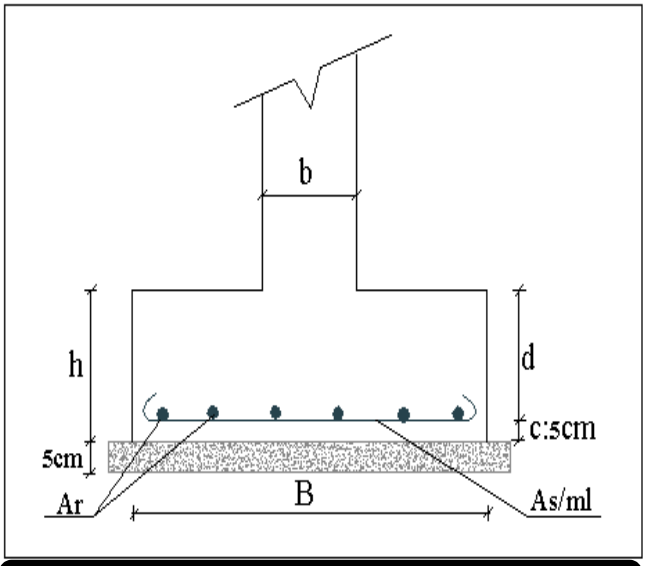


Figure VI.01: Dimension des semelles isolée

Les résultats des sections des semelles isolées sont donnés dans le tableau suivant:

Poteaux	N_{ser} (kN)	S (m²)	A(m)	$A^{choisie}$(m)	$D \geq \frac{1,5}{2}(A + A')$
A-1	436,50	2,91	1,70	1,70	C.N.V
A-2	526,25	3,50	1,87	1,90	C.N.V
A-3	585,10	3,90	1,97	2,00	C.N.V
A-4	633,72	4,22	2,02	2,00	C.N.V
A-5	582,50	3,88	1,96	2,00	C.N.V
B-1	849,52	5,66	2,37	2,40	C.N.V
B-2	850,38	5,66	2,37	2,40	C.N.V
B-3	923,20	6,15	2,47	2,50	C.N.V
B-4	972	6,48	2,54	1,60	C.N.V
B-5	674,88	4,49	2,11	2,20	C.N.V
B-6	638,5	4,25	2,06	2,10	C.N.V
C-1	883,50	5,89	2,42	2,50	C.N.V
C-2	1127,25	7,51	2,74	2,80	C.N.V
C-3	1131,93	7,54	2,74	2,80	C.N.V
C-4	771,50	5,14	2,26	2,30	C.N.V
C-5	742,20	4,94	2,10	2,10	C.N.V
C-6	706,25	4,70	2,16	2,20	C.N.V
C-7	510	3,40	1,84	1,85	C.N.V
D-1	702,60	4,68	2,16	2,20	C.N.V
D-2	1655,59	3,03	1,74	1,80	C.N.V
D-3	1837,82	12,25	3,50	3,50	C.N.V
D-4	1188,02	7,92	2,81	2,90	C.N.V
D-5	727,82	4,85	2,20	2,20	C.N.V
D-6	842,97	5,61	2,36	2,40	C.N.V
D-7	538,7	3,51	1,87	1,90	C.N.V
E-1	830,05	5,33	2,30	2,30	C.N.V
E-2	1581,72	10,54	3,24	3,30	C.N.V
E-3	1783,50	11,89	3,46	3,50	C.N.V
E-4	1266,48	8,44	2,90	2,90	C.N.V
E-5	1092,72	7,28	2,69	2,70	C.N.V
E-6	815,70	5,43	2,33	2,40	C.N.V
E-7	601,60	4,01	2,00	2,00	C.N.V

$$D \geq \frac{1,5}{2}(A + A')$$

D : *la distance entre les deux poteaux.*

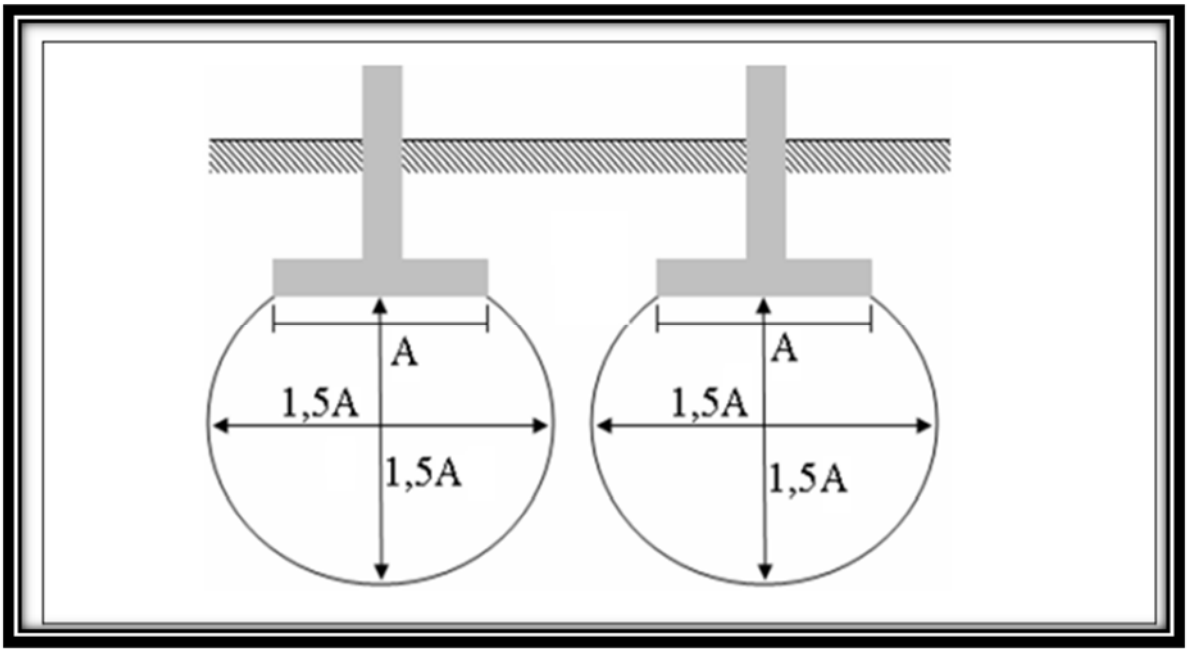


Figure VI.02 : Les bulles de pression.

Conclusion :

D'après ces résultats on remarque qu'il y a interférence des semelles isolées

(Chevauchement), donc on passe à l'étude des semelles filantes.

b-Calcul des semelles filantes :

Les dimensions des semelles sont déterminées en fonction des conditions ci-dessous :

- *Limitation des contraintes du sol et des tassements différentiels sous semelles.*
- *Transmission correcte des efforts par bielles obliques de compression du béton.*
- *Bon enrobage des armatures.*
- *Condition de non poinçonnement.*

❖ *Semelles filantes sous voiles:*

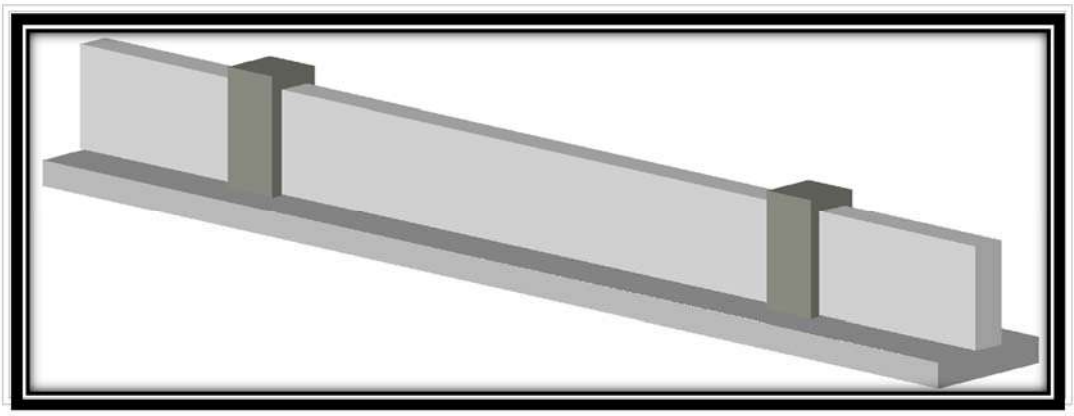
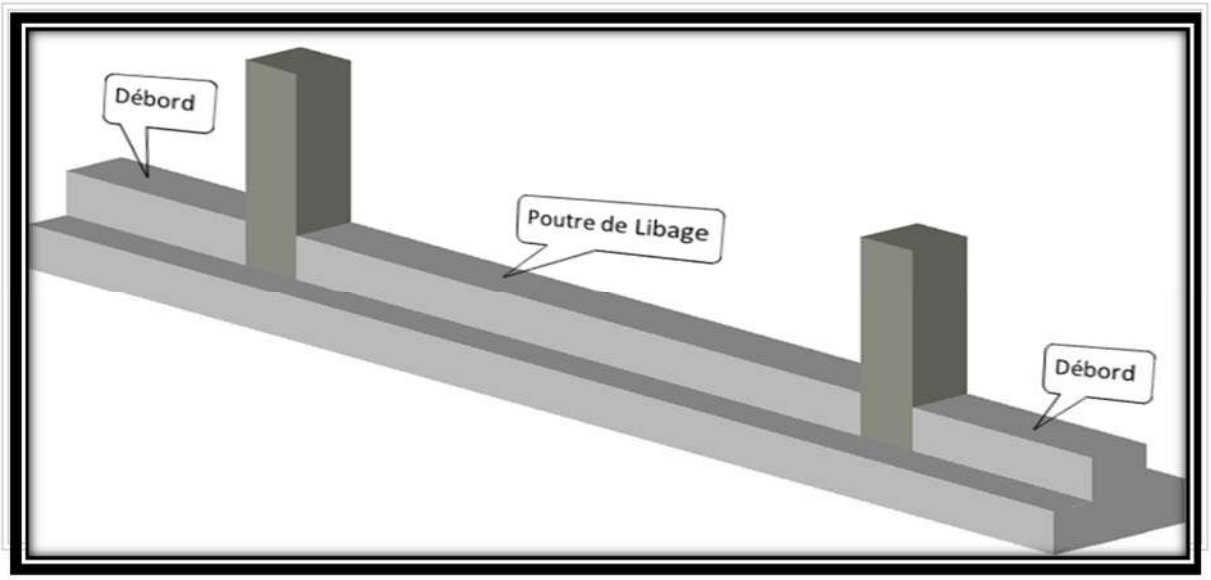


Figure VI.03: schémas d'une semelle filante sous voiles et poteaux

❖ ***Semelles filantes sous poteaux :***



FigureVI. 04 : schémas d'une semelle filante sous poteaux

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

- ***Dimensionnement :***

On a des semelles filantes sous voiles et sous poteaux, les efforts normaux répartis sont calculés comme suit :

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

Tel que:

N=$\sum N_i$ *de chaque file de poteaux.*

S=*B x L*

B: *Largeur de la semelle.*

L: *Longueur de la file considérée.*

La largeur et la hauteur de la semelle filante est calculée respectivement comme suit :

$$\left(\frac{a}{b}\right)\sigma_{sol}B^3 - NB - (3e_0N) \geq 0$$

Après la résolution de cette équation on obtient la valeur de B :

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

Les résultats sont donnés dans le tableau qui suit:

Tableau VI.03 : Sections des semelles filantes

Files	Nser (kN)	S (m²)	L(m)	$B^{choisie}$(m)	$D \geq 4/2(B + B')$
A	2764,07	19 ,24	14,80	1,30	C.N.V
B	4908,48	33,30	18,50	1,80	C.N.V
C	5872,63	39,96	22,20	1,80	C.N.V
D	7493,52	48,84	22,20	2,20	C.N.V
E	7971,77	53,28	22,20	2,40	C.N.V

Conclusion:

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles filantes, on passe alors à l'étude de troisième lieu pour un Radier général

c-Etude de Radier général :

Un radier général est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la Construction. Cette dalle peut être nervurée (le cas de notre projet) ou massive. L'effort normal Supporté par le radier est la somme des efforts normaux des poteaux et des voiles qui Les supportent :

$$\Sigma N_{ser} = 44303,93 \ (kN)$$

Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont:

L'augmentation de la surface de la semelle, minimise la forte pression apportée par la structure.

- ✓ La réduction des tassements différentiels.
- ✓ La négligence des irrégularités ou l'hétérogénéité du sol.
- ✓ La facilité d'exécution.

✓ Surface nécessaire :

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

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

$$Pour: \begin{cases} \text{N ser} = 44303,93kN \\ \sigma_{sol} = 1,50bar \end{cases}$$

On trouve: $S \geq 295,35m^2$

La surface du bâtiment $S_b = 605,00\ m^2$

On remarque que ($S_{str} > S_{rad}$), alors on doit prévoir un débord minimum pour le radier, tel que : $L_{débord} \geq max\left(\frac{h_r}{2} ; 30\ cm\right) = max\left(\frac{25}{2} ; 30\ cm\right) = 30\ cm$

on prend un débord de 50cm, d'où la surface du radier devient :

$S_{rad}=S_{str}+S_d=690,00\ m^2$

Donc la surface totale du radier est 690,00m²

✓ ***Vérification des contraintes du sol :***

IL faut vérifier que :

$W/S<\sigma_{sol}$

Tel que :

W : poids total de la structure →W=54433,00 KN

S : surface du radier→S=690,00 m²

Avec:

$W/S=54433,00/690,00=78,88\ KN/m^2<\sigma_{sol}=150KN/m^2$

Donc le sol est capable de supporter les charges de l'ouvrage

1- Pré dimensionnement de radier :

❖ ***Détermination de l'épaisseur de la Dalle du radier:***

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

- ***Condition forfaitaire:***

$\frac{L_{max}}{25} \le h_r \le \frac{L_{max}}{20}$ *Avec:*

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

$L_{max} = 3,70m \Rightarrow 14,8cm \le h_r \le 18,5cm \rightarrow h_r = 25cm$

- ***Vérification au poinçonnement :***

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

Il faut vérifier également que : $Nu \le 0,045.\mu c.h.f_{C28}/\gamma_b$

Tel que :

N_u*: Effort normal maximum dans les poteaux.* $\Longmapsto N_u=2573,02\ KN$

μ_c*: périmètre du contour de l'aire du poteau sur lequel agit la charge dans le plan de fouillé moyen.*

h : épaisseur de la dalle.

$\mu_c=2(a+b+4h)$

Donc : $1563,10\ KN \le 0,045\mu_c.h.25/1,5 \rightarrow h \ge 0,190m$ *On prend :* ***$h_r = 25cm$***

- **Condition de résistance au cisaillement :**

L'épaisseur du radier sera déterminée en fonction de la contrainte de cisaillement du radier.

D'après le règlement CBA (article. A.5.1)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq 0;07\, f_{cj} / \gamma_b$$

Avec :

Tu : Valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis l'ELU.

b : désigne la largeur.

γ_b *=1,15 ; b=1m d=0,9h Avec :*

$$Vu = \frac{q_u x L_{max}}{2} = \frac{Nu}{S_{rad}} x \frac{L_{max}}{2}$$

L_{max} *: La plus grande portée de la dalle =3,7m*

$$\tau_u = \frac{Nu}{S_{rad}} x \frac{L_{max}}{2} x \frac{1}{bx0,9\, f_{cj}} \leq \frac{0,07\, f_{cj}}{\gamma_b}$$

$$\Rightarrow h \geq \frac{Nu.L_{max}.\gamma_b}{b.0,9.2S_{rad}\, x0,07\, f_{cj}}$$

Pour :

$$\begin{cases} Nu = 60616,99KN \\ S_{rad} = 690,00m^2 \\ L_{max} = 3,7m \\ \gamma_b = 1,5 \\ F_{cj} = 25MPA \end{cases} \Rightarrow h \geq 15,48\ cm$$

- **Conclusion :**

Les résultats donnée par les trois conditions on prend l'épaisseur maximale donc :

h_r =30cm

2-Dimensionnement de nervure :

- **Condition de coffrage:** *(largeur de la nervure)*

$$b \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{370}{10} = 37cm$$

On adopte :b=40 cm

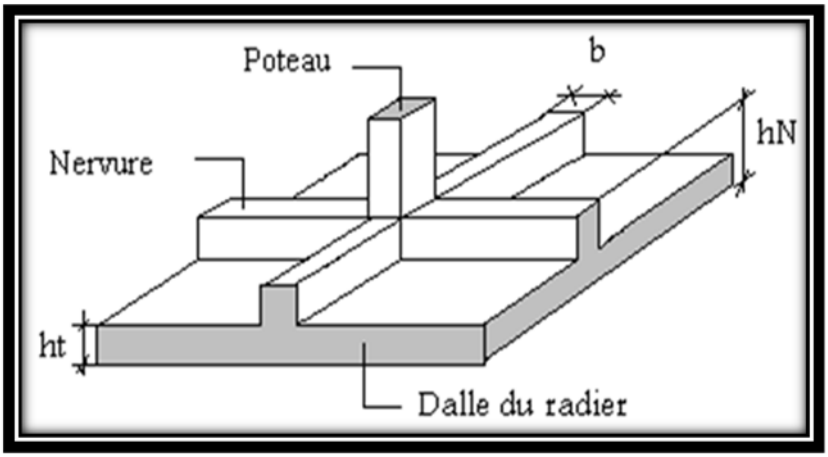
- ***Condition de la flèche:***

La hauteur des nervures se calcule par la formule qui suit:

$$\frac{L_{max}}{15} \prec h_1 \prec \frac{L_{max}}{10}$$

On a : $L_{max}=3,7\ m \Rightarrow 24,67cm \prec h_1 \prec 37cm$

On prend: $h_{n1}=40cm.$



FigureVI.05 : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux

- ***Condition de rigidité :***

On ne pourra pas apprécier si la répartition uniforme des contraintes peut être adoptée que grâce au calcul de la longueur élastique.

L'expression de la longueur élastique est donnée par :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4.K.I}{K.b}}$$

I : inertie du radier on prenant une bande de 1 m.

b : largeur (1m).

K : coefficient de raideur du sol.

$$0,5 \le K \le 12\left[Kg/cm^2\right]$$

K=4Kg/cm² → Pour un sol de densité moyenne.

E=2,1 x10⁵MPA

$$h \ge \sqrt[3]{\frac{3K.(2L)^4}{E.(\pi)^4}} = \sqrt[3]{\frac{3.4.10.(2.370)^4}{32164,19.10^2(\pi)^4}} \Rightarrow h_2 \ge 48,64cm$$

On adopter : $h_{n2}=55cm.$

La dimension des nervures est :b x h = 40x55cm²

❋ ***Résumé :***

Epaisseur de la dalle du radier h=40cm

Les dimensions de la nervure: $\begin{cases} h_N = 55cm \\ b = 40cm \end{cases}$

3-Caractéristiques géométriques du radier

a. Position du centre de gravité:

$$X_G = 14,81\ m$$

$$Y_G = 10,24\ m$$

b. Moments d'inertie:

$$I_{xx} = 45404,67\ m^4$$

$$I_{yy} = 64547,17\ m^4$$

❖ ***Vérification de la stabilité du radier :***

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage qui est dû aux efforts horizontaux.

Le rapport $\frac{M_s}{M_R}$ *doit être supérieur au coefficient de sécurité 1,5* $\left(\frac{M_s}{M_R} > 1,5\right)$

Avec :

M_s *= Moment stabilisant sous l'effet du poids propre.*

M_R *= Moment de renversement dû aux forces sismique*

Avec:

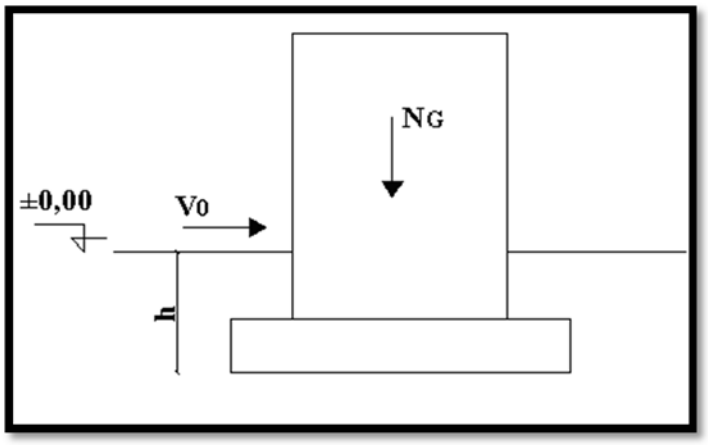
$M_R = \sum M_0 + V_0 h$

M_0: *Moment à la base de la structure.*

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

h*: Profondeur de l'ouvrage de la structure.*

h $= h_{SOUS\text{-}SOL} + h_{RADIER} = 3,46m$



FigureVI. 06: Schéma statique du bâtiment

Sens x-x:

- ***Moment de renversement M_{rev}***

M_0=74496,90kN.m ; V_0=367,67 kN ; h=3,4 6 m

Donc: M_R=75769, 03 kN.m

- ***Moment stabilisant M_s***

$N_G=N_{G1}+N_{G2}+N_{G3}$

Avec:

N_{G1}: Poids propre de la superstructure.

N_{G2}: Poids propre de l'infrastructure.

N_{G3}: Poids propre du radier.

On a:

$N_{G1}+N_{G2}$=54433, 01 KN

$N_{G3}=\rho_b.S.h=25\times 690\times 0,30=5175,0$ KN

Donc: N_G=59608, 01 KN

$M_s=N_G.X_G$=882794, 62kN.m

$$\frac{M_s}{M_R}=11,65>1,5\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\text{Vérifiée}$$

Sens y-y:

❖ ***Moment de renversement M_{rev}***

M_0=71110, 41 kN.m; V_0=276, 37 KN; h=3, 46 m

Donc: M_R=72066, 65 kN.m

❖ ***Moment stabilisant M_s***

$M_s = N.\ Y_G = 610386{,}02$ KN.m

$$\frac{M_s}{M_R} = 8{,}46 > 1{,}5 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{Vérifiée}$$

Conclusion :

Le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieur à 1,5; donc notre structure est stable dans les deux sens.

4-Calcul des contraintes :

Les contraintes du sol sont données par $N_{SER} = 44303{,}93$ (kN)

❖ ***Sollicitation du premier genre :***

À l'ELS $\sigma_{ser} = \dfrac{N_{ser}}{S_{rad}} = \dfrac{44303{,}93}{690{,}00} = 64{,}20 \text{kN/m}^2$

$\sigma_{ser} = 64{,}20 \text{kN/m}^2 < \sigma_{sol} = 150 \text{kN/m}^2 \ldots\ldots\ldots\ldots$Vérifiée

❖ ***Sollicitation du second genre :***

On doit vérifier les contraintes sous le radier (σ_1 ; σ_2)

Avec :

$$\sigma_{1.2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_{rev}}{I_{YY}} X_G$$

$$\sigma_{1.2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_{rev}}{I_{XX}} Y_G$$

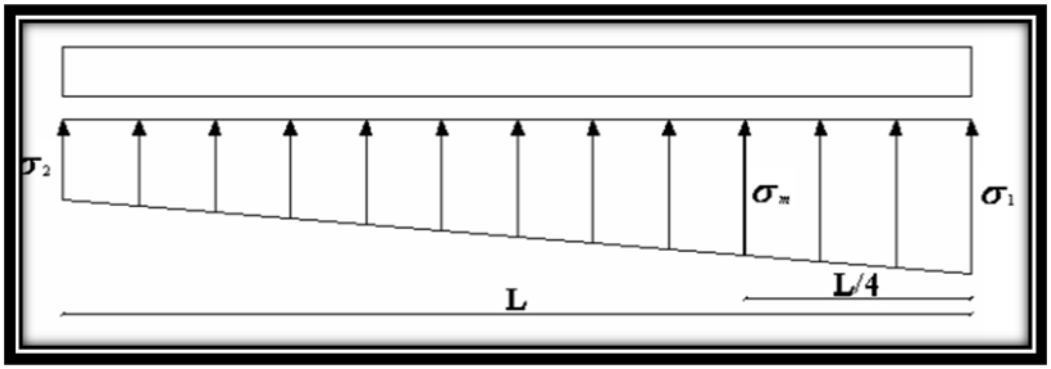


Figure VI.07:Contraintes sous le radier

On vérifier que

- σ_1 *Ne doit pas dépasser* $1{,}5\sigma_{sol}$
- σ_2 *Reste toujours positive pour éviter des tractions sous le radier.*
- $\sigma\left(\frac{L}{4}\right)=\frac{3\sigma_1+\sigma_2}{4}$ *Reste toujours inférieur à* $1{,}33\ \sigma_{sol}$.

ELS :

$N_{ser} = 44303{,}93$ *(kN)*

M est le moment de renversement.

$\sigma_{sol}=150kN$

TableauVI. 04: Contraintes sous le radier à l'ELS

	σ_1 (kN/m²)	σ_2 (kN/m²)	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right)$ (kN/m²)
Sens x-x	76,13	52,29	70,17
Sens y-y	88,71	39,71	76,46
Vérification	$\sigma_1^{max} < 1{,}5\ \sigma_{sol} = 225$	$\sigma_2^{min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) \prec 1{,}33\sigma_{sol} = 199{,}5$

- ***ELU :***

$N_u = 60616{,}99\ kN$

M est le moment de renversement.

$\sigma_{sol}=150kN/m^2$

TableauVI.05: Contraintes sous le radier à l'ELU

	σ_1(kN/m²)	σ_2(kN/m²)	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right)$ (kN/m²)
Sens x-x	100,39	76,55	94,43
Sens y-y	112,97	63,67	100,72
Vérification	$\sigma_1^{max} < 1{,}5\ \sigma_{sol} = 225$	$\sigma_2^{min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) \prec 1{,}33\sigma_{sol} = 199{,}5$

Conclusion

Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens, donc pas de risque de soulèvement

❖ *Détermination des sollicitations les plus défavorables :*

Le radier se calcul sous l'effet des sollicitations suivantes

- ***ELU :*** $\sigma_u = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 100{,}72kN/m^2$
- ***ELS :*** $\sigma_{ser} = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 76{,}46kN/m^2$

5-Ferraillage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé, dont les appuis sont les poteaux.

Etant donné que les panneaux n'ont pas les mêmes dimensions, on adoptera le même ferraillage pour tous les panneaux du radier on considérant les sollicitations maximales du panneau le plus sollicité.

Le panneau sera calculé comme simplement appuyé sur ses quatre cote est sur une bande de 1m de largeur, la fissuration est considérer comme préjudiciable, puis on procédera à la vérification des moments isostatique en travées et sur appuis.

Le radier se calcule comme un plancher renversé, donc le ferraillage de la dalle du radier se fait de la même manière que celui du plancher.

La fissuration est considérée très préjudiciable.

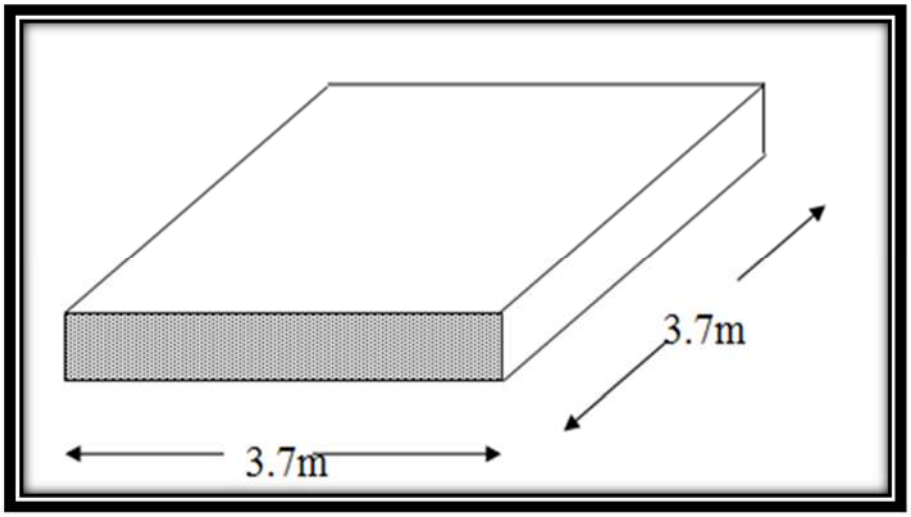


Figure VI.08:Schéma de panneau le plus sollicité

a. Ferraillage de la dalle du radier :

❖ ***Détermination des efforts :***

1) $0{,}4 < \frac{L_x}{L_y} < 1{,}0 \Rightarrow$ *La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de la dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit*

$M_x = \mu_x q_u L_x^2$ *.....sens de la petite portée.*

$M_y = \mu_y M_x$ *.....sens de la grande portée.*

Pour le calcul, on suppose que les panneaux soient encastrés aux niveaux des appuis, d'ou on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

- ***Panneau de rive :***

Moment en travée $M_{tx} = 0,85\ M_x$

$M_{ty} = 0,85\ M_y$

Moment sur appuis $M_{ax} = M_{ay} = 0,3\ M_x$ *(appuis de rive)*

$M_{ax} = M_{ay} = 0,5\ M_x$ *(autres appuis)*

- ***Panneau intermédiaire :***

Moment en travée $M_{tx} = 0,75\ M_x$

$M_{ty} = 0,75\ M_y$

Moment sur appuis $M_{ax} = M_{ay} = 0,5\ M_x$

1) Si $\frac{L_x}{L_y} < 0,4 \Rightarrow$ *La dalle travaille dans un seul sens.*

Moment en travée $M_t = 0,85\ M_0$

Moment sur appuis $M_a = 0,5\ M_0$

Avec : $M_0 = \frac{ql^2}{8}$.

b-Valeur de la pression sous radier :

- ***ELU :*** $q_u = \sigma_m^u .1m = 100,72kN/m$
- ***ELS :*** $q_{ser} = \sigma_m^{ser} .1m = 76,46kN/m$

❖ ***Moment en travée et sur appuis à l'ELU (ν = 0) :***

On a le rapport des panneaux $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 \Rightarrow$ *la dalle travaille dans les deux sens.*

On applique le calcul pour le panneau le plus sollicité ayant des dimensions plus grandes que les autres panneaux.

- ***Calcul des moments :***

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaire

$$\rho = 1 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0368 \\ \mu_y = 1 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 50,74kNm \\ M_y = \mu_y M_x = 50,74kNm \end{cases}$$

- ***Moments en travées*** *: (panneau de rive)*

$M_{tx} = 0, 85M_x = 43, 13$ KN.m

$M_{ty} = 0, 85\ M_y = 43, 13$ KN.m

- ***Moments sur appuis :***

$M_{ax} = 0,5\ M_x = 25,37$ kN.m (appui intermédiaire)

$M_{ay} = 0,3\ M_y = 15,22$ kN.m (appui de rive)

❖ ***Moment en travée et sur appuis à l'ELS (ν=0,2) :***

$$\frac{L_x}{L_y}=1\Rightarrow\begin{cases}\mu_x=0{,}0441\\ \mu_y=1\end{cases}$$

$$\begin{cases}M_x=\mu_x q_{ser}L_x^2=46{,}16\text{kNm}\\ M_y=\mu_y M_x=46{,}16\text{kNm}\end{cases}\rightarrow\begin{cases}M_{tx}=0{,}85M_x=39{,}24\text{kNm}\\ Max=0{,}5M_x=23{,}08\text{kNm}\\ Mty=0{,}85My=39{,}24\text{kNm}\\ M_{ay}=0{,}3M_y=13{,}84\text{kNm}\end{cases}$$

Tableau VI.06 : Récapitulatifs des moments max. dans les panneaux

	E.L.U	E.L.S
M_{tx}(KN.m)	43,13	39,24
M_{ty}(KN.m)	43,13	39,24
M_{ax}(KN.m)	25,37	23,08
M_{ay}(KN.m)	15,22	13,84

6-Calcul du ferraillage :

Le ferraillage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis.

On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple (organigramme I, voir annexe).

$f_{c28}=25$ MPa ; $f_{t28}=2{,}1$ MPa ; $\sigma_{bc}=14{,}17$ MPa ; $f_e=400$ MPa ; $\sigma_s=348$ MPa
$b=100$ m ; $h=30$cm ; $d=0{,}9h=27$cm.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI.07: Ferraillage des panneaux du radier :

	Sens	M_u(kN.m)	μ	α	Z(cm)	A_s^{cal}(cm²)	Choix	A_s^{adp}(cm²)	S_t(cm)
Travée	x-x	43,13	0,0289	0,0366	27,00	4,60	6T12	6,79	15
	y-y	43,13	0,0289	0,0366	27,00	4,60	6T12	6,79	15
Appui	x-x	25,37	0,0176	0,0222	27,00	3,20	5T12	5,65	20
	y-y	15,22	0,0105	0,0131	27,00	3,20	5T12	5,65	20

❖ ***Espacement :***

$$\text{Esp}\le\text{Min}\left(3h;33\text{cm}\right)\Rightarrow S_t\le\text{Min}\left(108\text{cm};33\text{cm}\right)=33\text{cm}$$

- ***Travée :***

-Sens x-x : $S_t = \frac{100}{6} = 15\text{cm} < 33\text{cm}$ *On prend S_t = 15 cm.*

-Sens y-y : $S_t = \frac{100}{6} = 15\text{cm} < 33\text{cm}$ *On prend S_t =15 cm.*

- ***Appui :***

-Sens x-x : $S_t = \frac{100}{5} = 20\text{cm} < 33\text{cm}$ *On prend S_t = 20 cm.*

-Sens y-y : $S_t = \frac{100}{5} = 20\text{cm} < 33\text{cm}$ *On prend S_t =20 cm*

❖ ***Vérifications nécessaires :***

- ***Condition de non fragilité :***

$$A_s^{min} = 0{,}23bd\frac{f_{t28}}{f_e} = 3{,}26\text{cm}^2 < 6{,}79\text{cm}^2$$

Donc la condition est vérifiée.

- ***Vérification des contraintes à l'ELS :***

Béton :

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

Acier :

$$\sigma_S = \eta\frac{M_{ser}}{I}(d-y) \le \bar{\sigma}_S$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\bar{\sigma}_S = Min(2.f_e/3, \max(0{,}5\, f_e; 110\sqrt{\eta.f_{t28}} = 201{,}63MPa$$

Avec :

$\eta = 1{,}6$ pour HA ; $f_e = 400\text{MPa}$

- ***Détermination de la valeur de « y » :***

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A_S'(d-c') - \eta A_S(d-y) = 0 \ldots\ldots\ldots\ldots Avec : \eta = 15$$

- ***Moment d'inertie :***

$$I = \frac{by^3}{3} + \eta A_S'(d-c')^2 + \eta A_S(d-y)^2$$

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 08: Vérification des contraintes :

	Sens	M_{ser} (kN.m)	A_s (cm^2)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	39,24	6,79	4,70	15	201,6	201,63	OK
	y-y	39,24	6,79	4,70		201,6		OK
Appui	x-x	23,08	5,65	1,40	15	0,00	201,63	OK
	y-y	13,84	5,65	0,90		0,00		OK

7-Ferraillage des nervures :

le l'axe neutre passe par la table de compression, donc le calcul se fait pour une section rectangulaire (b×h).

Pour les nervures on à un seul type :

L=3,7m ; bxh= (40x55) cm^2

a-Calcul des efforts :

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire **(BAEL91 modifier 99)**

On a $M_0 = \frac{PL^2}{8}$

En travée : $M_t = 0,85\ M_0$

Sur appuis : $M_a = 0,50\ M_0$

❖ **Calcul des armatures :**

b = 40 cm ; h =55 cm ; d =49,5cm

L = 3,7m ; P =100,72 kN/ml → M_0 = 172,35 kN/ml

Tableau VI.09: Ferraillage des nervures

	M_u(kN.m)	μ	α	Z (cm)	A_s^{cal}(cm^2)	Choix	A_s^{adp}(cm^2)
Travée	146,50	0,105	0,181	45,90	9,20	6T14	9,24
Appuis	86,18	0,062	0,102	47,46	5,40	3T12+3T14	8,01

b-Vérifications nécessaires :

❖ **Condition de non fragilité :**

$A_s^{min} = 0,23bd\frac{f_{t28}}{f_e} = 2,39m^2 < A_S$ .....Vérifiée

❖ ***Vérification des contraintes à l'ELS :***

TableauVI.10 : Vérification des contraintes

	Sens	M_{ser} (kN.m)	A_s (cm^2)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ MPa	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	65,00	9,24	4,30	15	149,10	201,63	OK
Appuis	x-x	38,23	8,01	1,60		0,00		OK

❖ ***Vérification de la contrainte tangentielle du béton :***

On doit vérifier que $\tau_u < \overline{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28};4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$\text{avec} \quad T_u = \frac{P_u L}{2} = \frac{100,72x3,7}{2} = 186,33\text{kN}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{186,33.10^3}{400x495} = 0,941\text{MPa} < \overline{\tau}_u = 2,5\text{MPa}..\text{Vérifier}$$

❖ ***Armatures transversales :***

➢ ***BAEL 91 modifié 99 :***

$$* \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e} \qquad (K = 1 \, pas \, de \, reprise \, de \, bétonnage)$$

$$* S_t \leq Min(0,9d;40cm) = 40cm$$

$$* \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq Max\left(\frac{\tau_u}{2};0,4MPa\right) = 0,40MPa$$

➢ *RPA99 version 2003 [2] :*

$$* A_t \geq 0,003 b_0 S_t$$

$$* S_t \leq Min\left(\frac{h}{4};12\phi_l\right) = 13,75cm.....Zone\,nodale$$

$$* S_t \leq \frac{h}{2} = 27,5cm.....Zone\,courante$$

Avec :

$$\phi_t \leq Min\left(\frac{h}{35};\phi_l;\frac{b}{10}\right) = 1,57cm \quad et \quad \phi_t \geq \frac{1}{3}\phi \ \max = 4,66mm$$

Avec :

***Øl :** diamètre minimum des armatures longitudinales.*

***Øt:** diamètre minimum des armatures transversales*

f_e *=400MPa ;* τ_u*=0,941 MPa ;* f_{t28}*=2,1Mpa ; b=40cm ; d=49,5cm*

❖ ***Espacement des armatures transversales :***

Tableau VI.11: Espacement des armatures transversales :

	Section [cm²]	Zone	S_t RPA99 [cm]	S_t BAEL91 [cm]	S_t choisit [cm]
Nervure	40× 55	Courante	27,50	40	15
		Nodale	13,75		10

Tableau VI. 12: Choix des armatures transversales :

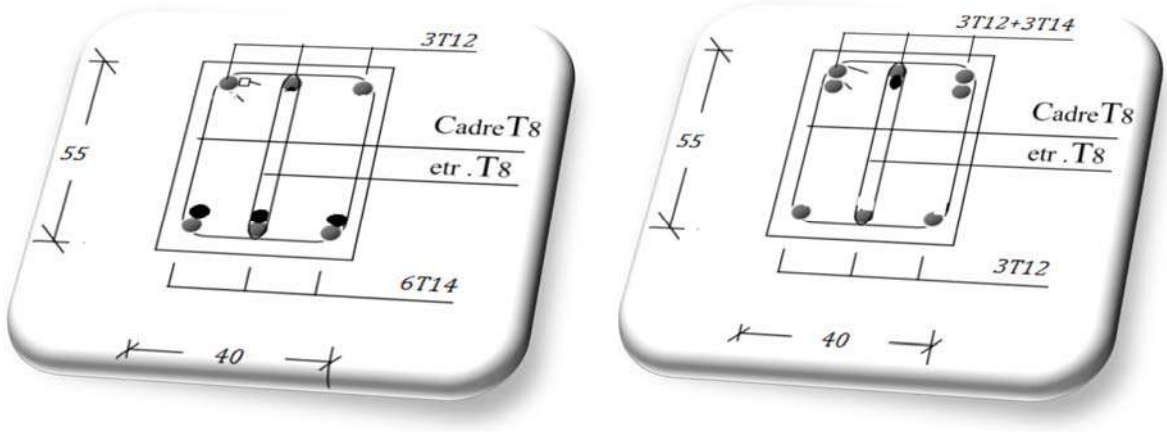
	Section [cm²]	Zone	S_t [cm]	$Ø_t$	A_t calculée [cm²]	A_t choisit [cm²]	Choix des barres
Nervure	40× 55	Courante	15	8	1,80	2,01	4T8
		Nodale	10		1,2	2,01	4T8

c-Justification des armatures transversales :

$$\frac{A_t.f_e}{b.S_t} \geq \min\{\tau_u;0,4MPa\} = 0,941\ MPa$$

-Zone courante 1,34 MPa > 0,941MPa ..... Vérifié.

- Zone nodale 2,01 MPa > 0,941MPa ..... Vérifié.



Appui *Travée*

Figure VI. 09 : Ferraillage des nervures :

8-Ferraillage des débords

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur L = 0,50m, le calcul du ferraillage sera fait pour une bande de 1m à l'ELU.

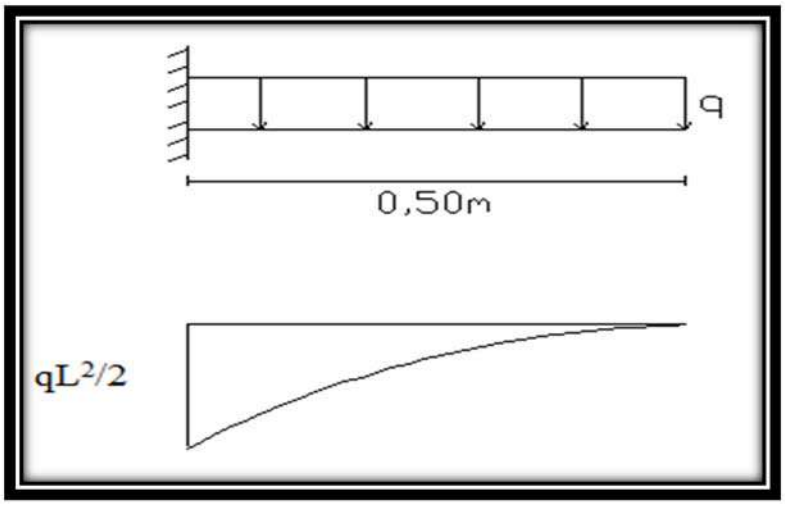


Figure VI. 10: Diagramme de moment fléchissant

a- Calcul de ferraillage

q_u =100,72 kN/ml; b = 100cm; h = 30 cm; d = 27cm; f_{c28} = 25MPa; σ_{bc} = 14,17MPa.

D'après l'organigramme de flexion simple (annexe)

Tableau VI. 13: Ferraillage des débords

M_u(kN.m)	μ	α	Z(cm)	A_s^{cal}(cm²)	$A_s^{choisit}$
12,60	0,012	0,0106	26,87	1,38	6T12

b- Condition de non fragilité

$$A_s^{min} = 0{,}23bd\frac{f_{t28}}{f_e} = 3{,}26cm^2 > 1{,}38cm^2$$

Donc on prend $A_s = A_{s\,min} = 3{,}26\ cm^2$.

Armatures longitudinales : $A_s^{choisit} = 6T12 = 6{,}79cm^2$, esp = 15cm.

Armatures transversales : $A_r = A_s/4 = 1{,}69cm^2 \rightarrow A_r = 4T10 = 3{,}14cm^2$, esp = 15cm.

Remarque :

Le ferraillage de débord sera la continuité du ferraillage du radier

9-Étude du voile périphérique :

a-Introduction :

Notre structure comporte un voile périphérique qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de sous –sol . (niveau0, 00).

il forme par sa grande rigidité qu'il crée à la base un caisson rigide et indéformable avec les planchers du RDC, le sous sol et les fondations.

b-Pré dimensionnement :

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

Les ossatures au dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base

- *Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :*
- ✓ *Epaisseur e≥15cm*
- ✓ *Les armatures sont constituées de deux nappes.*
- ✓ *Le pourcentage minimum des armatures est de* ***0,1%B*** *dans les deux sens (horizontal et vertical).*
- ✓ *Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.*
- ✓ *La longueur de recouvrement est de 40Ø avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles. Avec :* ***B*** *=Section du voile.*

c-Évaluation des charges :

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

- L_x*=3,06 m*
- L_y*=3,70 m*
- *e =20cm.*

Les charges prises uniformément répartie sur une bande de 1 m se situent à la base du voile (cas le plus défavorable).

Selon ***BAEL91 modifier 99****, la charge de poussées des terres est données par :*

$Q=A.\gamma.H$

Avec :

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

A : Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.

γ: Poids spécifique des terres (γ_h=20,30kN/m³).

H : Profondeur du sol (H=3.06m).

$$\varphi = 13° \Rightarrow A = f(\varphi) = tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0{,}6327$$

Donc : $Q = A.\gamma.H = 39{,}302kN/ml \Rightarrow Q_u = 1{,}35Q = 53{,}057kN/ml$.

❖ ***Effort dans la dalle :***

$\frac{L_x}{L_y} = 0{,}827 \succ 0{,}4 \Rightarrow$ *La dalle travaille dans les deux sens.*

μ_x*=0,0539 ;* μ_y*=0,6313*

$$M_x = \mu_x Q_u L_x^2 = 26{,}777kNm$$
$$M_y = \mu_y M_x = 16{,}904kNm$$

- ***Moment en travée :***

M_{tx}*=0,85*M_x*=22,760 kN.m*
M_{ty}*=0,85*M_y*=14,368 kN.m*

- ***Moment sur appuis :***

M_{ax}*=*M_{ay}*= 0,5*M_x*=13, 388 kN.m.*

d- ***Calcul du ferraillage:***

b=100cm ; h=20cm ; d=18cm ; σ_{bc}*=14,17MPa*

Les résultats du ferraillage sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI.14: Ferraillage du voile périphérique

	Sens	M_u (kN.m)	μ	A_s' (cm²)	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm²)	Choix	A_s^{adp} (cm²)	Esp (cm)
Travée	x-x	22,760	0,0495	0	0.0634	17.543	3,73	6T12	6,79	15
	y-y	14,368	0.0313	0	0.0397	17.713	2,33	6T10	4,71	15
Appuis	x-x y-y	13,388	0.0291	0	0.0369	17.733	2,17	6T10	4,71	15

❖ ***Condition de non fragilité :***

Pour les dalles travaillant dans les deux sens et dont l'épaisseur est compté entre 12 et 30cm (12≤e≤30)

$$\begin{cases} A_x \geq A_x^{\min} ; \quad A_x^{\min} = \rho_0\left[3 - \frac{L_x}{L_y}\right]\frac{bh}{2} \\ A_y \geq A_y^{\min} ; \quad A_y^{\min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

ρ_0*=0,0008 pour les barres de FeE400*

$$A_x^{min} = 0,0008\left(3 - \frac{3,06}{3,70}\right)\frac{100.20}{2} = 1,74cm^2$$

$$A_y^{min} = 0,0008x100x20 = 1,6cm^2$$

- ***En travée :***

$$\begin{cases} A_x = 6,79cm^2 \succ A_x^{min} = 1,74cm^2 \\ A_y = 4,71cm^2 \succ A_y^{min} = 1,6cm^2 \end{cases}$$

- ***Sur appuis :***

$$\begin{cases} A_x = 4,71cm^2 \succ A_x^{min} = 1,74cm^2 \\ A_y = 4,71cm^2 \succ A_y^{min} = 1,6cm^2 \end{cases}$$

e-Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0,05\, f_{c28} = 1,25MPa$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 61,172kN$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 54,118kN$$

$$T_u^{max} = Max\left(T_x ; T_y\right) = 61,172kN$$

$$\tau_u = \frac{61,118.10^3}{1000x180} = 0,339MPa \prec 1,25MPa \text{.....Vérifier}$$

f- Vérification à l'ELS

- ***Evaluation des sollicitations à l'ELS :***

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,463 \succ 0,4 \Rightarrow Q_{ser} = 39,302kN/ml$$

$$\mu_x = 0,0607$$

$$\mu_y = 0,7381$$

$$M_x = \mu_x Q_{ser} L_x^2 = 22,338kNm$$

$$M_y = \mu_y M_x = 16;487kNm$$

- ***Moment en travée :***

$M_{tx}=0,85\ M_x=18,987kNm$

$M_{ty}=0,85\ M_y=14,014kNm$

- ***Moment sur appuis :***

$M_{ax}=M_{ay}=0,5M_x=9,493kNm$

g-Vérification des contraintes:

il faut vérifier que: $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6\, f_{c28} = 15MPa$

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s = 201.63\ Mpa$$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableau VI.15: Vérification des contraintes à l'ELS

	Sens	M_{ser} (kN.m)	A_s (cm²)	Y (cm)	I (cm⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	18,987	6,79	5,122	21370,266	4,80	15	176,80	201.63	OK
	y-y	14,014	4,71	4,055	13686,144	4,00	15	185,30	201.63	OK
Appuis	x-x y-y	9,493	4,71	4,055	13686,144	1,40	15	14,60	201.63	OK

h-Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément :

$$\begin{cases} \dfrac{h}{L_x} \geq \dfrac{M_t}{20M_x} \\ \dfrac{h}{L_x} \geq \dfrac{1}{27} \text{ à } \dfrac{1}{35} \\ \dfrac{A_s}{bd} \leq \dfrac{2}{f_e} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0{,}065 \succ 0{,}0425 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots Vérifiée \\ 0{,}071 \succ 0{,}028 à 0{,}037 \ldots\ldots\ldots Vérifiée \\ 3{,}772.10^{-3} \prec 5.10^{-3} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots Vérifiée \end{cases}$$

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

10-Les longrines :

a-Introduction :

Les longrines sont des poutres longitudinales reposant sur le sol, elles sont situées juste au-dessus des semelles. Elles servent à solidariser les points d'appuis d'un même bloc, tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appuis dans le plan horizontal. Elles transforment l'effort normal provenant par les charges et surcharges en un effort de traction.

b-Pré dimensionnement :

Pour un sol de fondation de catégorie "S2", les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont : 25 x 30cm².
On adopte une section de 30 x 40.

❖ ***Sollicitations :***

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force " F " égale à :

$$Fu = \frac{Nu}{\alpha} = \frac{2162,17}{15} = 144,14\ kN$$

$$F_{ser} = \frac{N_{ser}}{\alpha} = \frac{1837,82}{15} = 122,52 kN$$

Avec :

- ✓ *N: effort à la base du poteau le plus sollicité.*
- ✓ *α=15: coefficient de site en fonction de la zone sismique. (Voir RPA99 Tableau10.1)*
- ✓ ***c-Calcul du Ferraillage :***

Étant donné que le béton tendu est négligé, il en résulte que les armatures longitudinales doivent pouvoir équilibrer la force de traction F

❖ ***A l'état limite ultime :***

Les armatures longitudinales sont données par: $A_u = \frac{Fu}{\sigma_s}$

Où : Fu = 144,14 kN

Alors: $A_u = \frac{144,14 * 10^3}{348} = 4,14 cm^2$

❖ ***Condition de non fragilité :***

On doit aussi respecter la condition de non fragilité de la section de béton armé donnée par le CBA 93 :

$$A \geq \frac{B f_{t28}}{f_e}$$

Alors: $A \geq \frac{(30 * 40) * 2.1}{400} \Rightarrow A \geq 6.3 cm^2$

Donc on adopte A=6HA14=9.23cm²

d-Vérification des contraintes à l'ELS :

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$F_{ser} = 122,52\ kN$

Alors:

$$\sigma s = \frac{F_{ser}}{A} = \frac{122,52 * 10^3}{923} = 132,74 MPa \leq \overline{\sigma}_s = 202\ MPa \quad (Condition\ vérifié)$$

Le ferraillage minimum doit être de 0,6 % de la section B :

$$A_{min} = \frac{0,6 b.h}{100} = \frac{0,6 * 30 * 40}{100} = 7.2 cm^2$$

Donc on adopte A=6HA14=9.23 cm²

❖ ***Armatures transversales :***

Les armatures transversales ne jouent aucun rôle dans la résistance de la pièce, ce sont de simples cadres de montage destinés à maintenir les aciers dans leurs positions, leur espacement est défini par le RPA qui doit être inférieur au Min (20 cm ; 15Φl).

❖ ***section :***

$$\varphi_t \geq \frac{\varphi_l}{3} = \frac{14}{3} = 4.66\text{mm}$$

On adopte: $\varphi_t = 8\,\text{mm}$

At = 4ϕ8 = 201 mm²

❖ ***Espacement:***

$$S_t = \min\left[20\text{cm}; 15\varphi_l\right] = \min\left[20\text{cm}; 21\text{cm}\right]$$

On adopte St = 15 cm

.

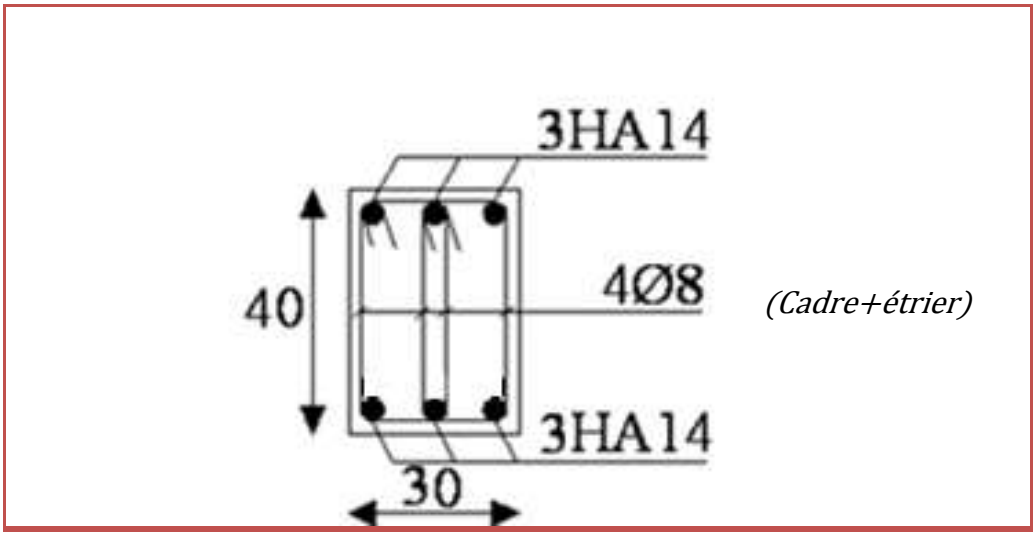


Figure VI.11 : Ferraillage de la longrine

Conclusion générale

Dans ce projet, on a essayé d'établir une note de calcul technique complète conformément aux règles en vigueur CBA 93 et RPA 99 version 2003.

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.

Pour la structure étudiée, une ossature mixte (voiles + portiques) a été choisie conformément au règlement parasismique algérien. Cette ossature, soumise aux charges de service et sismique montre bien qu'elle est tout à fait fiable dans la mesure où les sollicitations résultantes sont reprises en toutes sécurité, en respectant les règles de bonne construction. Parallèlement, on a fait valoir, autant que possible les principaux critères admis, à savoir : la fonction, l'économie et l'esthétique.

-Notons qu'enfin ce projet qui constitue pour nous une première expérience, nous a était très bénéfique puisque l'utilisation de l'outil informatique nous a permis d'économiser beaucoup de temps. Cependant, la maîtrise du logiciel reste une étape très importante qui demande les connaissances de certaines notions de base des sciences de l'ingénierie

Nous espérons que ce travail sera un point de départ pour d'autres projets dans notre vie professionnelle.

Bibliographie

Documents réglementaires :

- *Règles parasismiques Algérienne R.P.A99 ver 2003.*
- *(Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48).*
- *Règle de conception et de calcul de structures CBA93.*
- *(Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.41).*
- *Charges permanentes et surcharges d'exploitations D.T.R -B.C.22.*

Manuels techniques :

- *Victor Davidovici « Formulaire en béton armé : Volume 1 ; Eléments de calcul » Le Moniteur 1996*
- *Victor Davidovici « Formulaire en béton armé : Volume 2 ; Constructions » Le Moniteur 1995.*
- *Conception et calcul des structure de bâtiment ; par Henry Thonier, tome3*
- *La construction en zone sismique, par Victoire Davidovici, Moniteur 1999.*
  Three Dimensional Static and Dynamic Finite Element A analysis of Structures, Aphisical Approach with Emphasis on Earthquake Engineering, by Edward L. Wilson, Computers and Structures ,Inc. Berkley, California, USA, April 2000

Bibliothèque de :

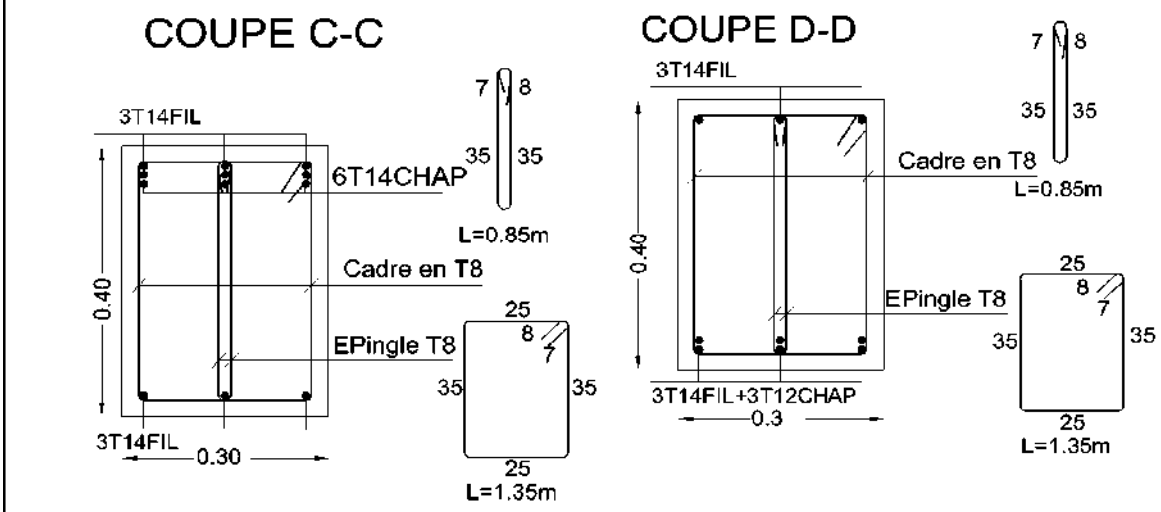
- *Médéa*
- *Blida*
- *Ecole Nationale des Travaux Publics – Kouba. Alger –*
- *Ecole Nationale polytechnique-harnache .Alger-*

Les logiciels et les applications:

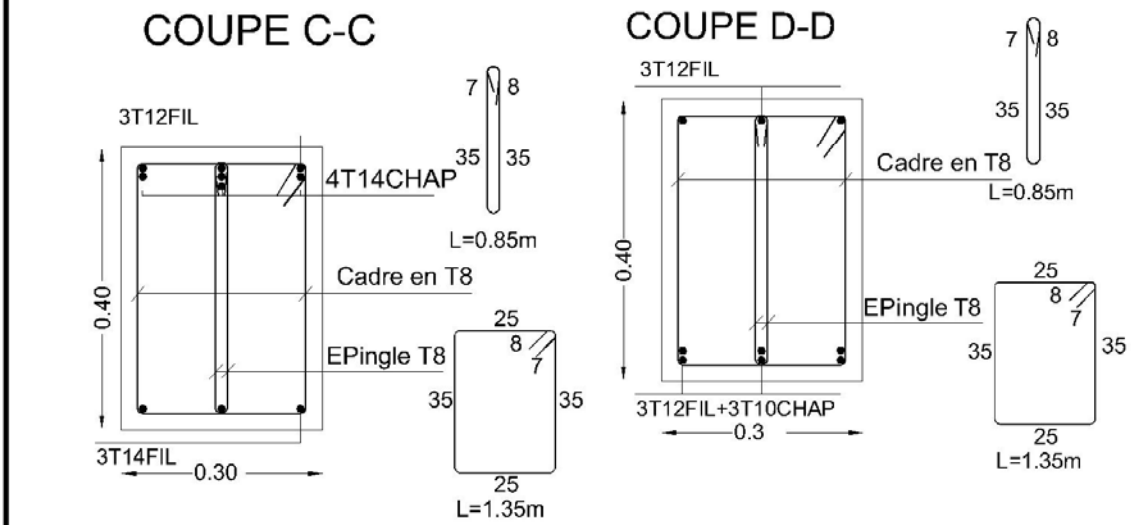
- *ROBOT 2010 version 23.*
- *Expert BA*
- *RDM6*
- *AUTO CAD 2012.*
- *Microsoft Office Excel 2007*
- *Mémoires des années précédentes.*

- *Cour et TD des années de spécialité.*

R.D.C et 1ere étage

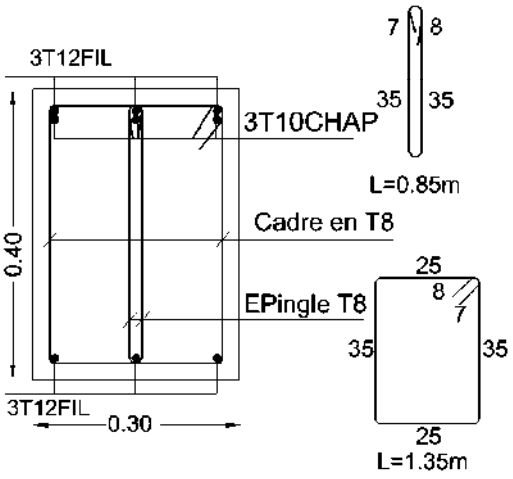


2,3,4,5eme étage

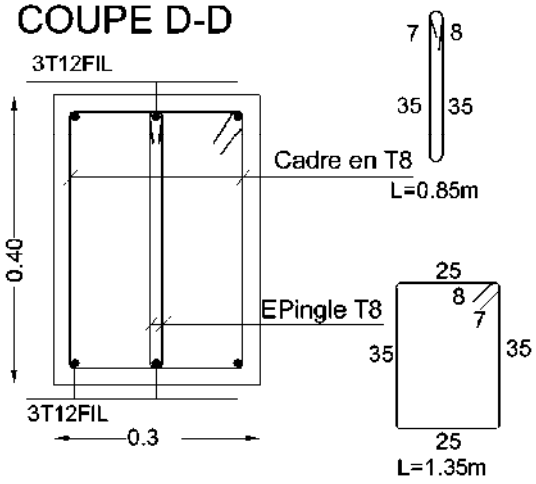


Plancher Terrasse

COUPE C-C

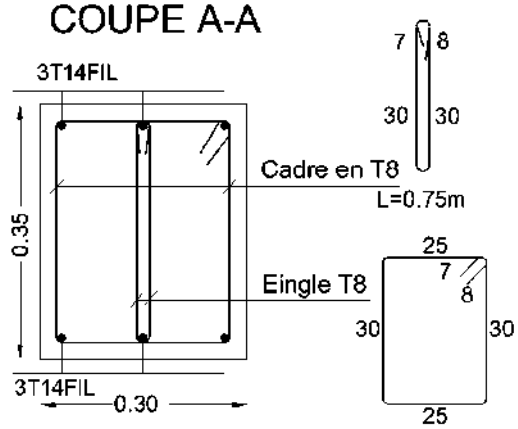


COUPE D-D

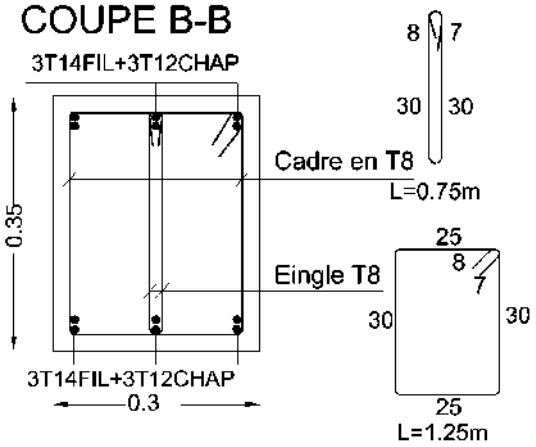


R.D.C et 1ere étage

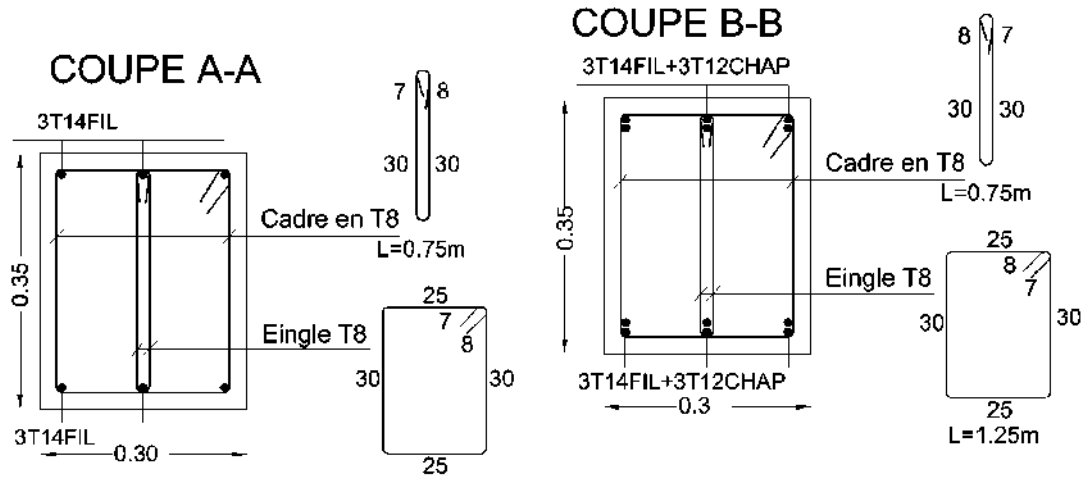
COUPE A-A



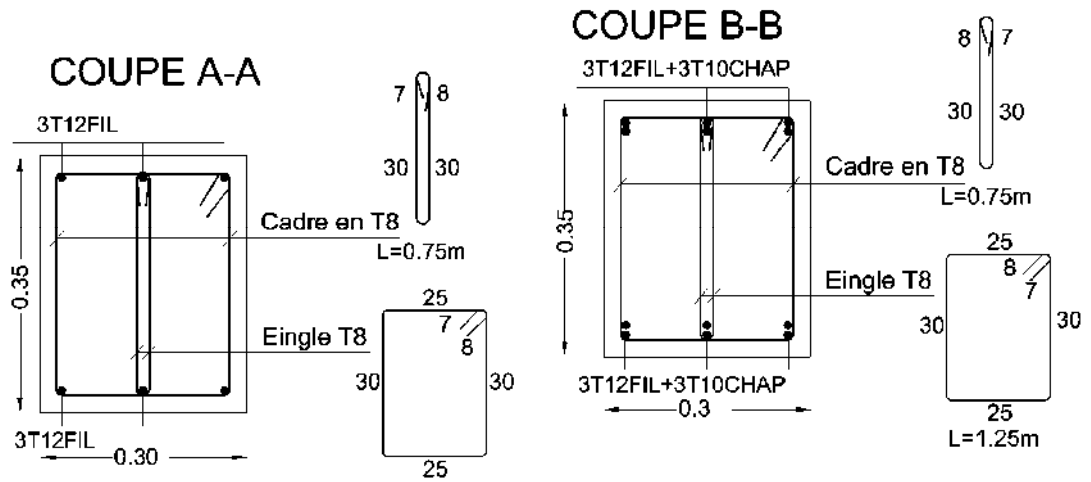
COUPE B-B



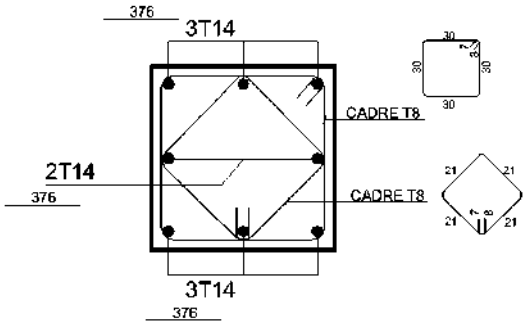
2,3,4,5eme étage



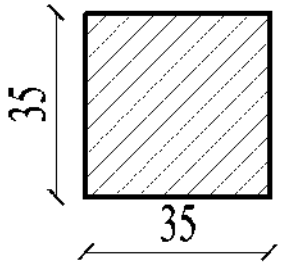
Plancher Terrasse



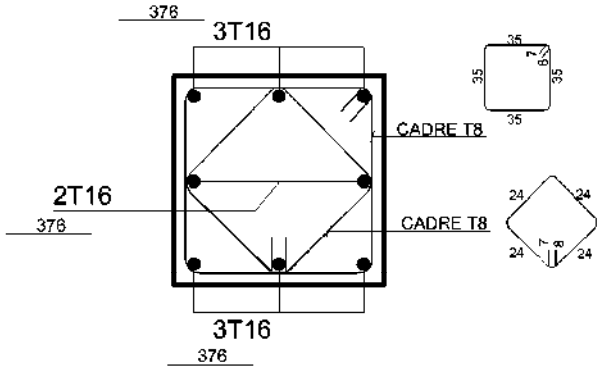
COUPE 4-4



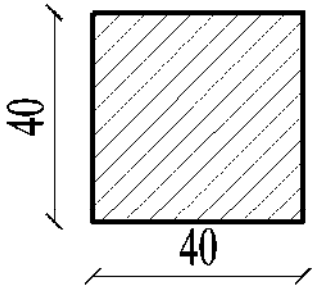
COUPE 4-4

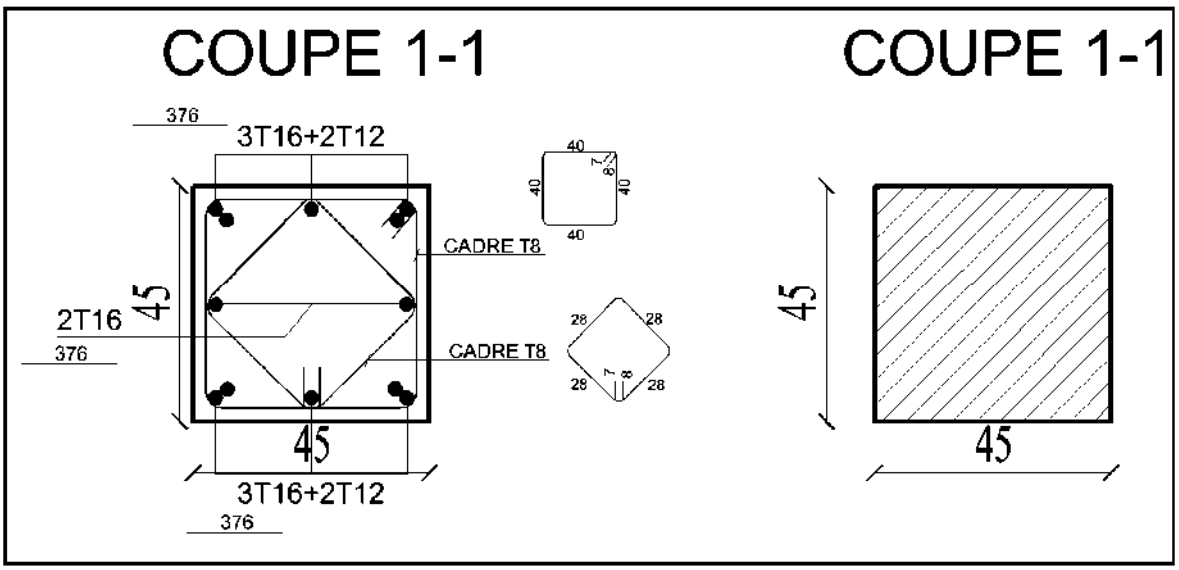


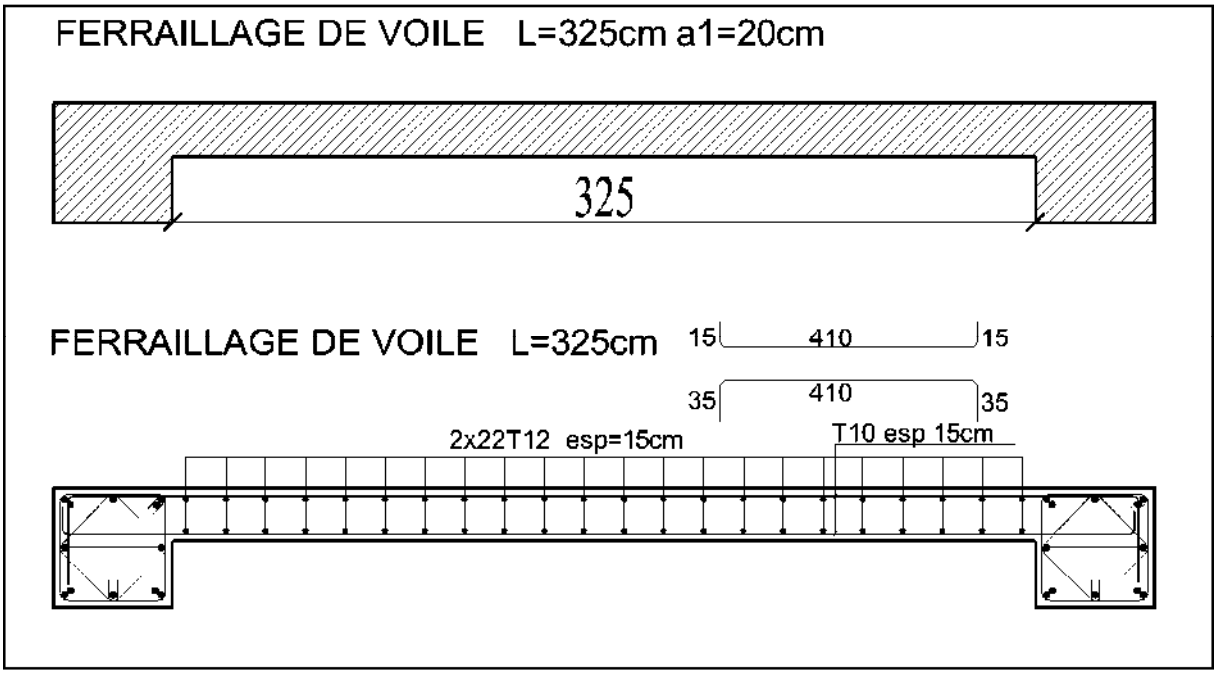
COUPE 3-3



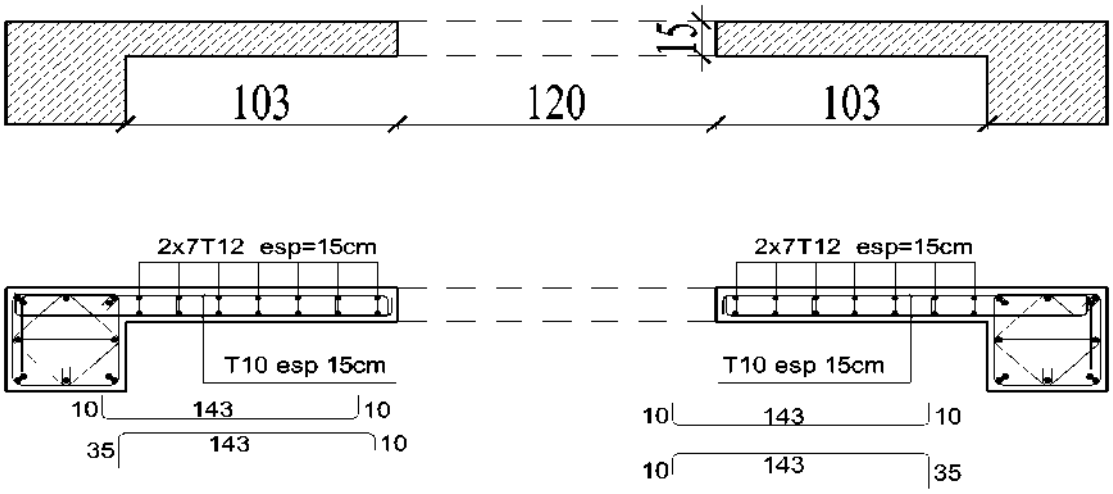
COUPE 3-3



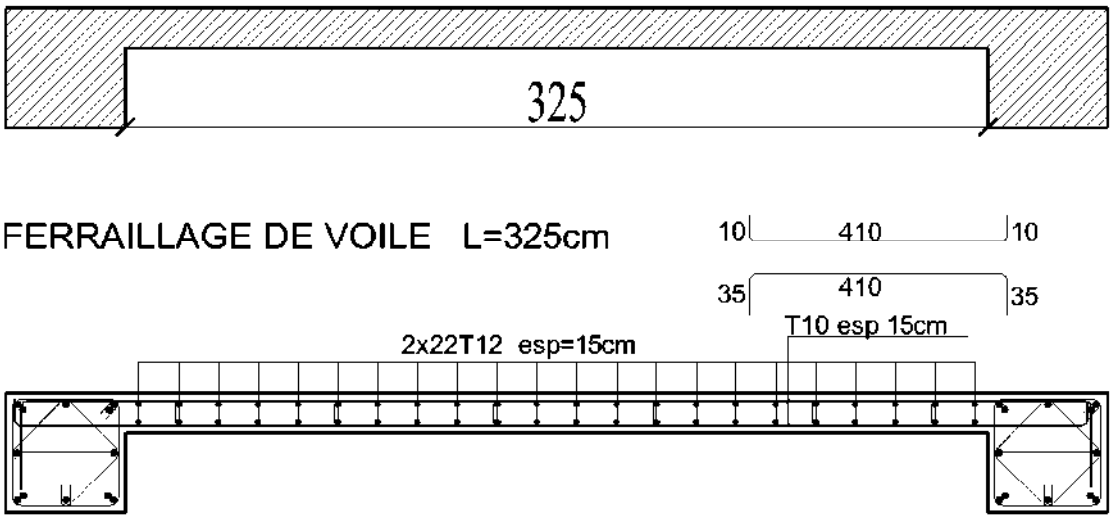

COUPE 1-1
COUPE 1-1
376
3T16+2T12
40
40
40
40
8
7
CADRE T8
2T16
45
376
CADRE T8
28
28
28
28
7
8
45
3T16+2T12
376
45
45


FERRAILLAGE DE VOILE L=325cm a1=20cm
325
FERRAILLAGE DE VOILE L=325cm
15
410
15
35
410
35
2x22T12 esp=15cm
T10 esp 15cm

FERRAILLAGE DE VOILE AVEC OUVERTEURE L=325cm a1=15cm

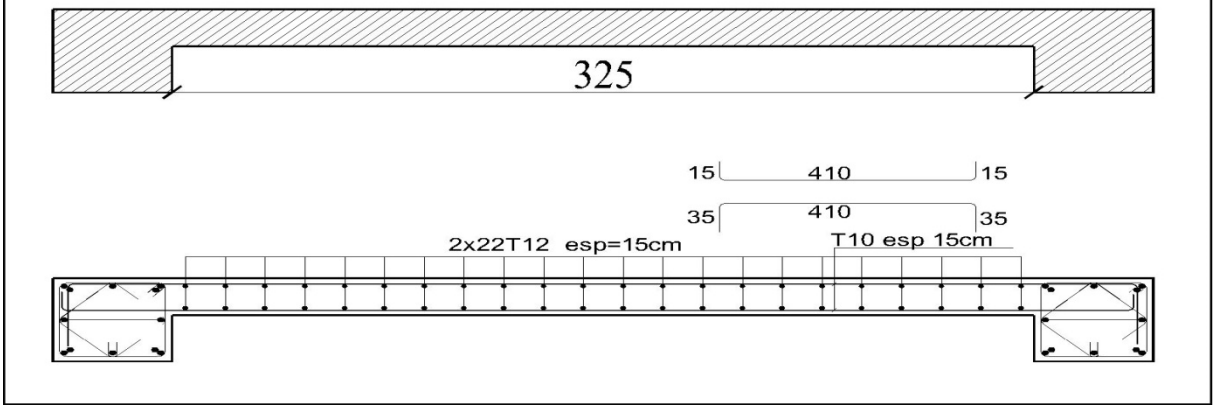


FERRAILLAGE DE VOILE L=325cm a1=15cm

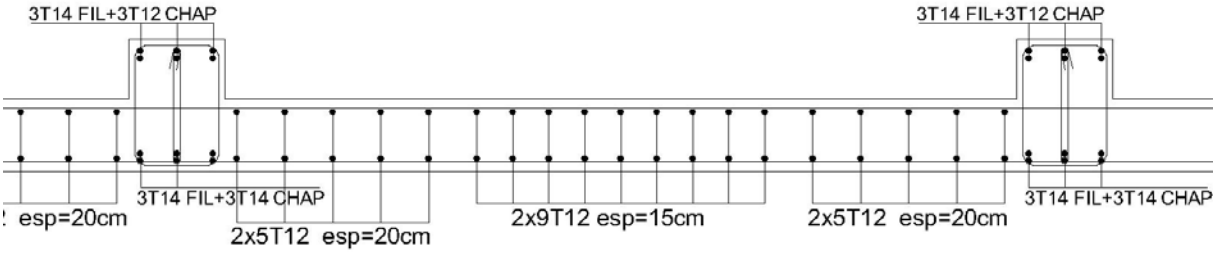


FERRAILLAGE DE VOILE L=325cm

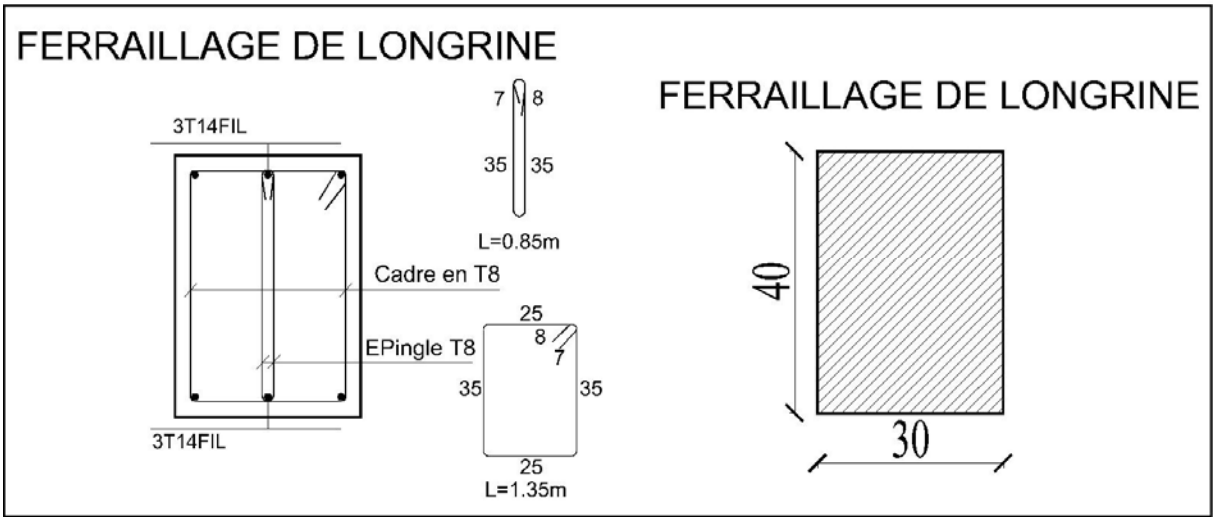
FERRAILLAGE DE VOILE PERIPHERIQUE L=325cm a=20cm



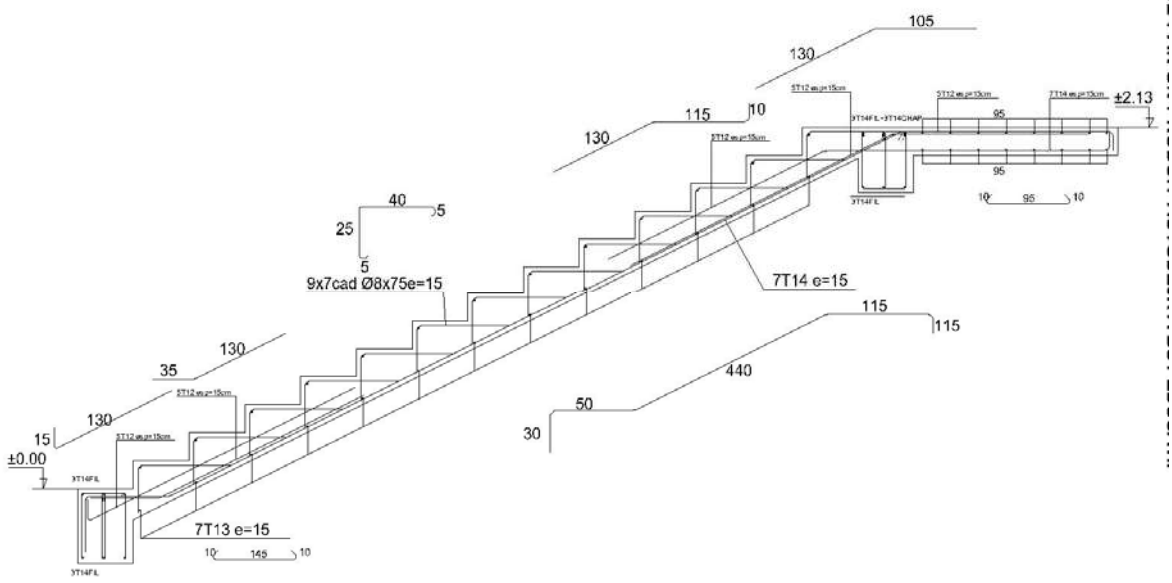
FERRAILLAGE DE RADIE

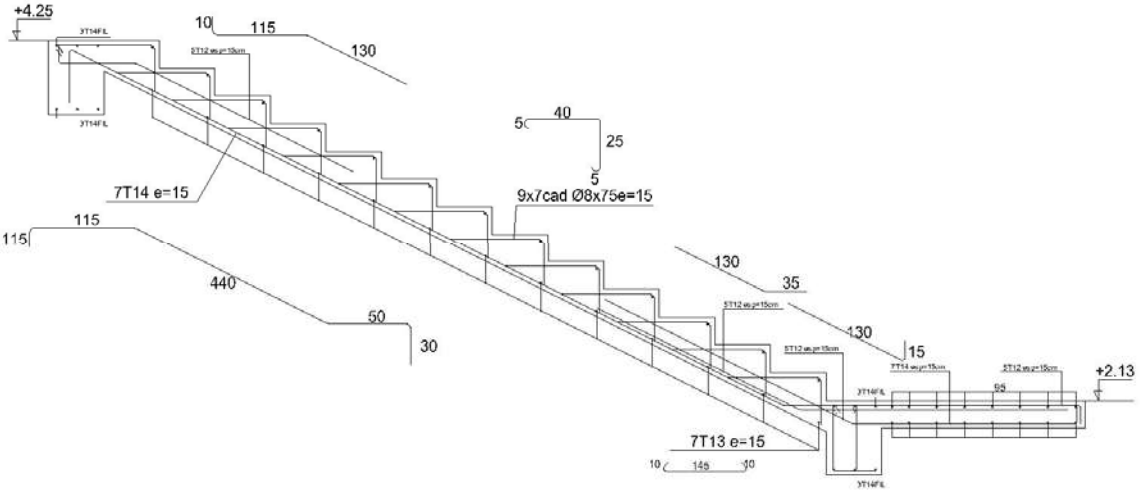


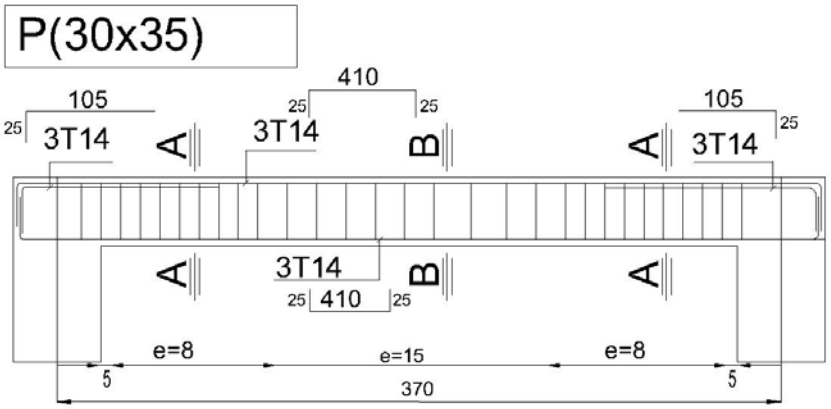
FERRAILLAGE DE LONGRINE

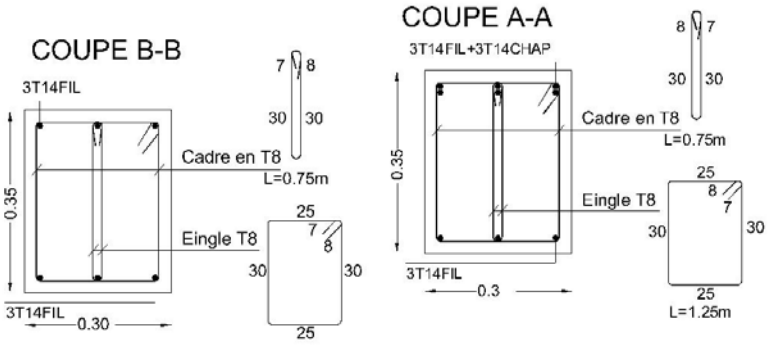


FERRAILLAGE DE LONGRINE


105
130
115
10
130
±2.13
95
95
10
95
10
40
5
25
5
9x7cad Ø8x75e=15
7T14 e=15
115
115
440
50
30
130
35
130
15
±0.00
7T13 e=15
10
145
10


+4.25
10
115
130
40
5
25
5
9x7cad Ø8x75e=15
7T14 e=15
115
115
440
50
30
130
35
130
15
+2.13
7T13 e=15
10
145
10


P(30x35)
105
25
3T14
A
410
25
3T14
25
B
105
25
3T14
A
A
3T14
25
410
25
B
A
e=8
e=15
e=8
5
370
5


COUPE B-B
3T14FIL
7
8
30
30
Cadre en T8
L=0.75m
0.35
Eingle T8
25
7
8
30
30
25
3T14FIL
0.30
COUPE A-A
3T14FIL+3T14CHAP
8
7
30
30
Cadre en T8
L=0.75m
0.35
25
8
7
Eingle T8
30
30
3T14FIL
0.3
25
L=1.25m

Annexe

ORGANIGRAMME -I-

section rectangulaire a l'ELU en flexion simple

Cas générale

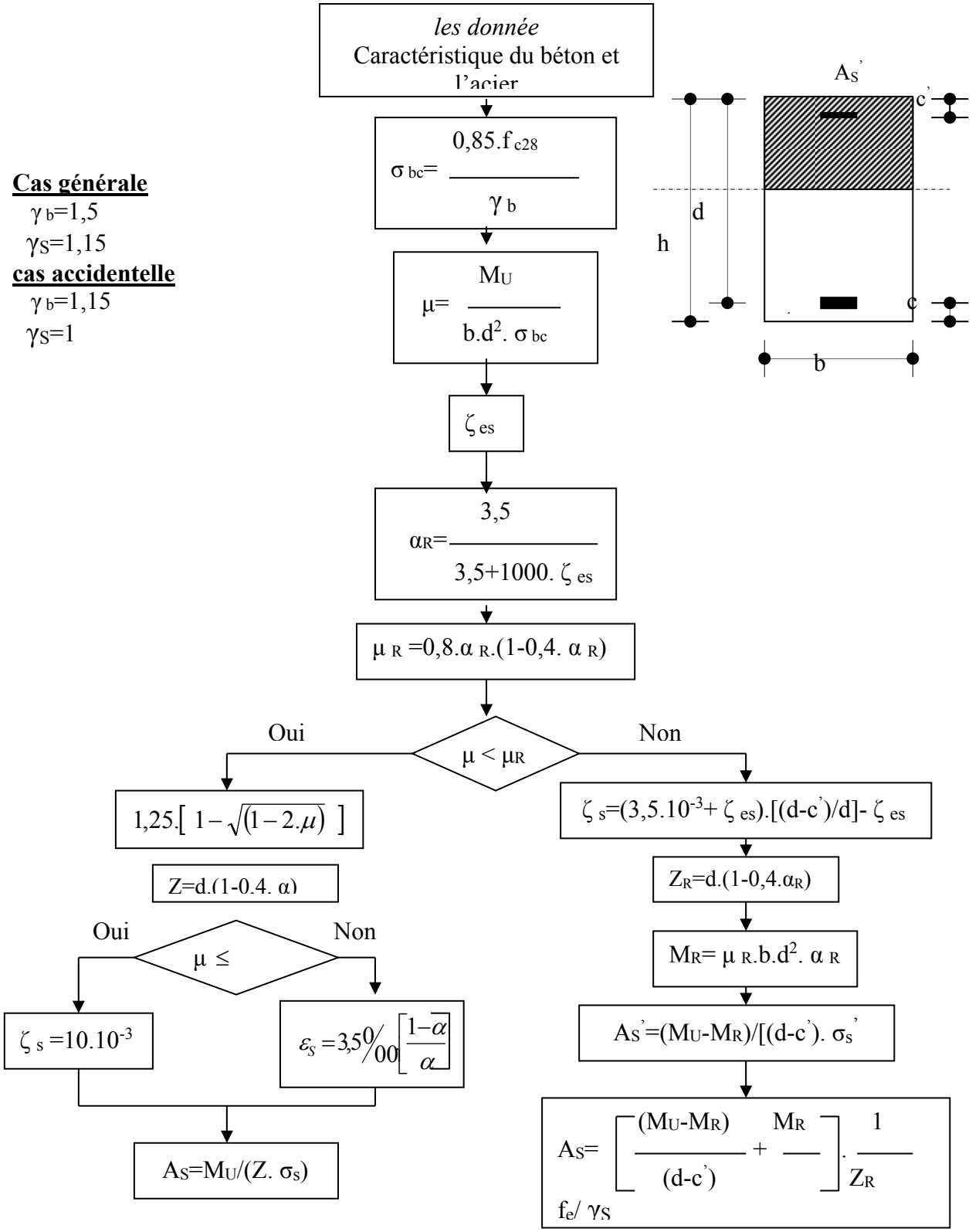
γ_b=1,5

γ_S=1,15

cas accidentelle

γ_b=1,15

γ_S=1



ORGANIGRAMME -II-

Calcul d'une section en -te- a l'ELU en flexion simple

$M_t = b.h_0.f_{bc}\left[d - (h_0/2)\right]$

$M_U \le M_t$

Oui N dans la table

Section bxh$_0$ (moment(M_U)

ORGANIGRAMME -I-

$A_S = M_U/(Z.\sigma_S)$

Non

$M_d = [(b - b_0)/b.M_t$

$\mu = \dfrac{M_U. - M_d}{b_0.d^2.f_{bc}}$

ζ_{es}

$\alpha_R = 3{,}5/(3{,}5 + \zeta_{es}\,‰)$

$\mu_R = 0{,}8.\alpha_R.(1 - 0{,}4.\alpha_R)$

A

h

≡

b

$\mu \le \mu_R$

Non $A_S' = 0$

oui domaine 2b

$Z_R = d(1 - 0{,}4\alpha_R)$

Domaine 1 ou 2

Section bxh –moment (M_U-

$\alpha = (1 - \sqrt{1 - 2\mu})/0{,}8$

$Z = d(1 - 0{,}4\alpha)$

$A_S = (M_U - M_d)/Z.\sigma_S$

$A_{S0} = \dfrac{M_d}{(d - 0{,}5h_0).\sigma_S}$

$A_S = A_{S0} + A_{S1}$

Oui

$Z_R \le d - 0{,}5\alpha_R$

Non

Section b$_0$xh Moment(M_U

$\zeta_{es}^4 = (3{,}5.10^{-3} + \zeta_{es})(d - c^4)/d - \zeta_{es}$

$M_R = \mu.d^2.b.f_{bc}$

$A_S^4 = (M_U - M_d - M_R)/(d - c^4).\sigma_s^4$

$A_{S0} = M_d/(d - 0{,}5h_0).(\gamma_s/f_e)$

$A_{S1} = [(M_U - M_d - M_R)/(d - c^4) + (M_R/Z_R)].\gamma_S/f_e$

$A_S = A_{S0} + A_{S1}$

Section bxh

$\zeta_{es}^4 = (3{,}5.10^{-3} + \zeta_{es})(d - c^4)/d - \zeta_{es}$

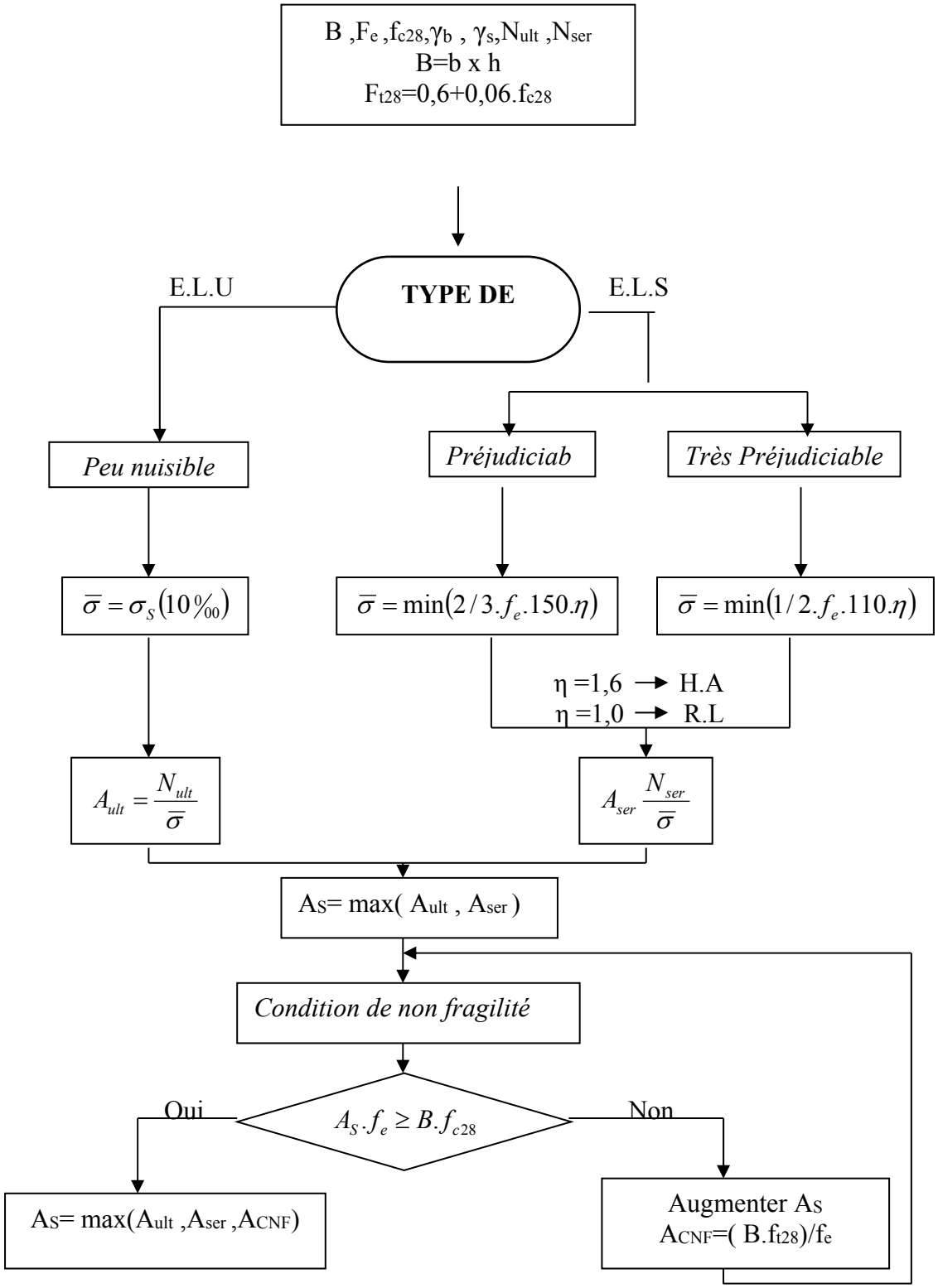
$M_R = \mu.d^2.b.f_{bc}$

$A_{es}^4 = (M_U - M_R)/(d - c^4).\sigma_{bc}^4$

$A_S = [\dfrac{M_U - M_R}{d - c^4} + \dfrac{M_R}{Z_R}.]\dfrac{\gamma_S}{f_e}$

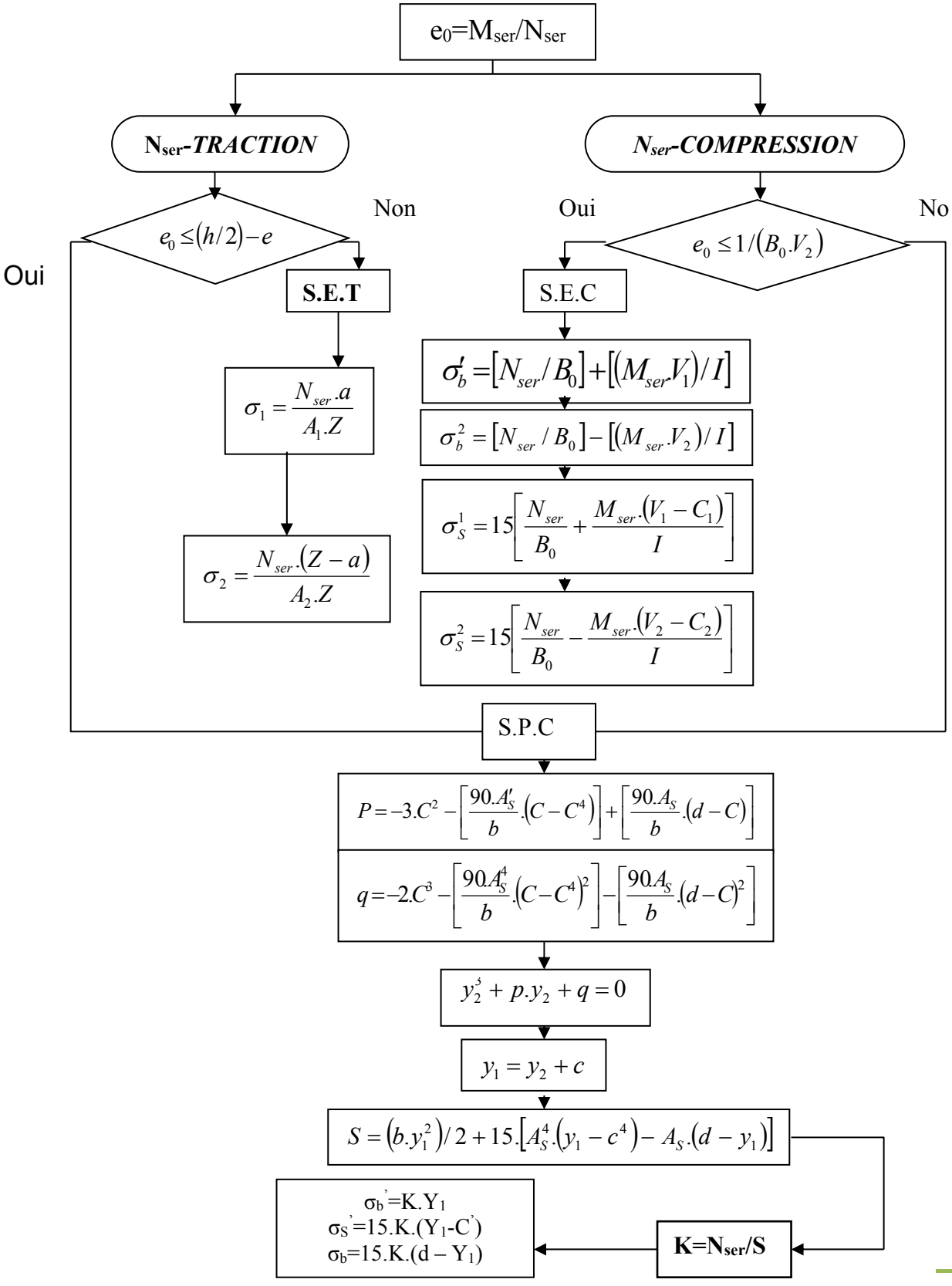
ORGANIGRAMME -III-

traction simple



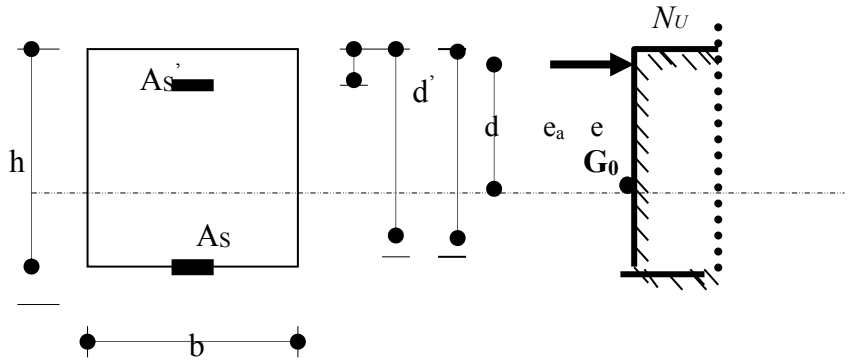
ORGANIGRAMME-VI-

flexion composee a ELS



ORGANIGRAMME -V-

calcul d'une section rectangulaire a l'ELU en flexion composee



les donnees

$B, h, d, \sigma_{bc}, e, N_U, M_U$

$N_U = M_U / e$

$$\psi_1 = \frac{N_U}{b.h.\sigma_{bc}}$$

$\psi_1 \leq 0{,}81$?

OUI

Calcule

$e \leq e_{NC}$?

OUI

*Section entièrement comprimée **E .L .U** Non atteint % minimal d'armatures **A=4** cm²/ml de parement* ***0,2%≤A/B≤5%***

NON

*Section partiellement comprimée **E .L .U** Pouvant ne pas être atteint si passage …*

OUI

NON

$$\chi = \frac{0{,}5\left(\frac{d^4}{h}\right) - \left[\frac{(d-d').N_U - M_U}{b.h^2.\sigma_{bc}}\right]}{\left(\frac{6}{7}\right) - \left(\frac{d'}{h}\right)}$$

$\chi \leq 0{,}19$?

OUI

*Section entièrement comprimée **PIVOT C***

Oui **Non**

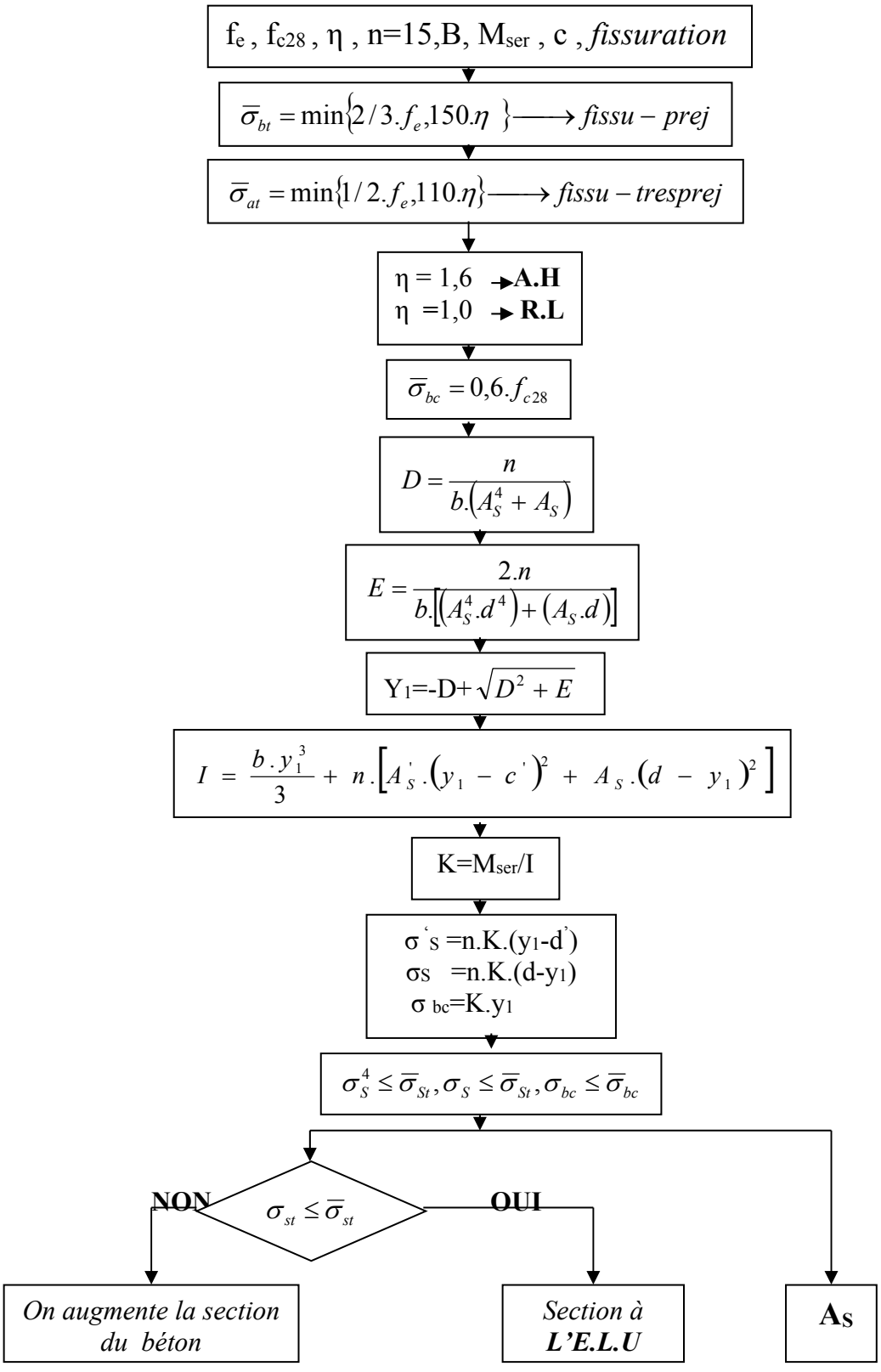
X > 0 ?

As=0
As'=0

As≠0
As'≠0

ORGANIGRAMME -IV-

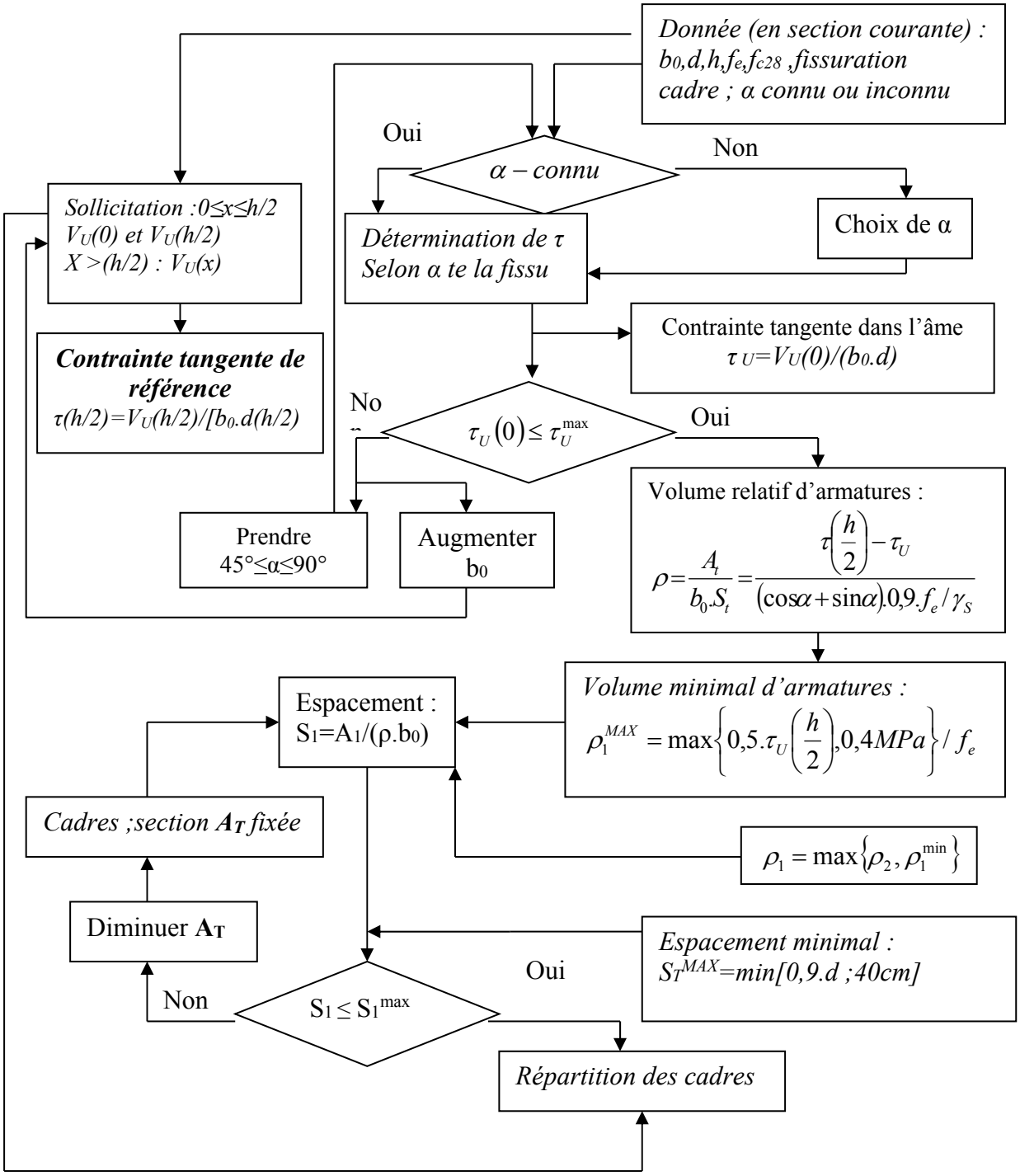
verification d'une section rectangulaire a –L'E LU-



ORGANIGRAMME -VII-

calcul des armatures d' une poutre soumise

a l'effort tranchant



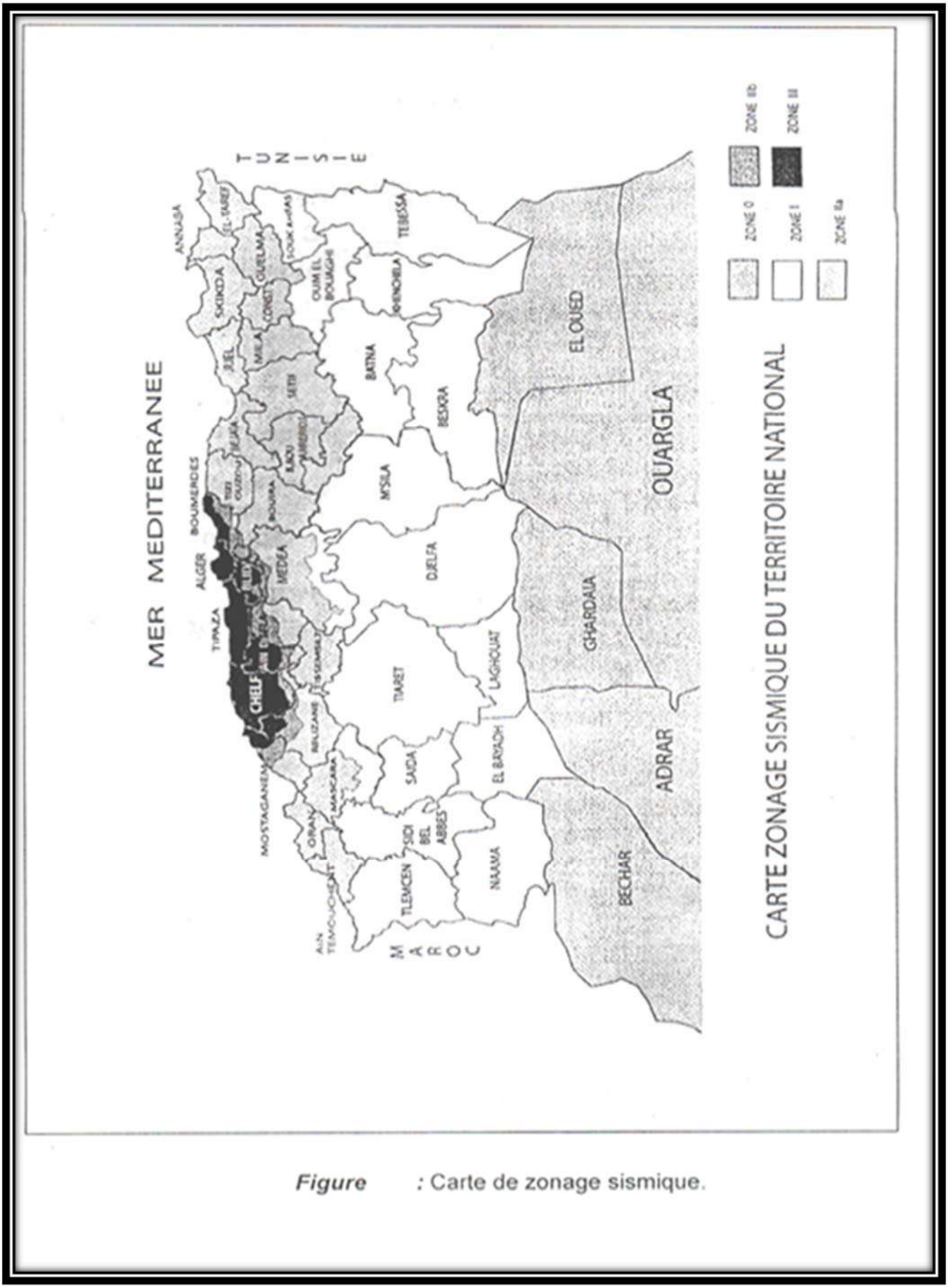


Figure : Carte de zonage sismique.

❖ Introduction :

La construction d'un bâtiment est, comme tout processus de production, une combinaison de facteurs, parmi ces facteurs figure le sol. Ce dernier a des propriétés diverses qui influent directement sur les caractéristiques de l'ouvrage, donc il est nécessaire de définir chaque construction en fonction du sol sur lequel, elle est implantée.
La reconnaissance des sols fait appel à plusieurs techniques de sondage et d'essais sur site (in situ) et au laboratoire en vue de connaître l'état et les caractéristiques (physiques, mécaniques) des différentes couches du massif du sol étudié appelé à supporter les fondations.

❖ Caractéristiques du site :

a) Situation :

le terrain se trouve dans le territoire de la commune de Médéa.

b) contexte géologique :

Projet ce terrain fait partie de la pleine de Médéa.qui est constituée essentiellement de formation quaternaires représentées par des alluvions anciennes du niveau inférieur.

c) travaux effectués :

Additionnellement aux informations recueillies des études de sol des terrains limitrophes réalisées par notre organisme, nous avons effectué une campagne de reconnaissance in-situ et une campagne d'essais de laboratoire.

❖ Campagne d'investigation :

Dans le cadre de l'étude et pour tester le sol, plusieurs travaux ont été effectués :
-Une campagne d'investigation in situ qui a porté sur l'exécution des sondages carottés (deux sondages carottés) et huit essais de pénétration dynamique en vue de situer la couche consolidée.
-Une campagne d'essais et d'analyse au laboratoire sur la base des échantillons récupérés des sondages carottés pour déterminer les propriétés (physiques et mécaniques) du sol.

❖ Reconnaissance in-situ :

Notre investigation sur site a porté sur réalisation de sept (07) sondages carottés et de onze (11) essais au pénétromètre dynamique.

a)Sondages carottés :

sept (7) sondages carottés de quinze mètres de profondeur chacun ont été réalisés afin de connaître la nature géologique des formations constituant le sol de fondations et une prise d'échantillons pour des essais de laboratoire.

La description visuelle des échantillons prélevés de chaque sondage, nous a permis d'établir les coupes lithologiques suivantes:

Sondages SC1 :

0,00-0,60m : Remblai
0,60-3,00m : Limon marno-graveleux, peu plastique, avec des passages de galets .
3,00-6,00 m : Sable limono-graveleux
6,00-9,00 m : Marne limono-graveleuse, plastique, bigarrée.
9,00-15 ,00m: Marne peu plastique, légèrement graveleuse, coquillée, beige.

Sondage SC2 :

0 ,00-1,30 m : Remblai
1, 30-5 ,50m : Limon sablo-graveleux, plastique, beige
5,50-10,00m : Marne limoneuse, peu graveleuse, coquillée, beige.
10 ,00-11,50m : Marne sablo-graveleuse, plastique
11,50-15,00m : Marne très graveleuse, peu plastique, bigarrée.

Sondage SC3 :

0,00-1 ,20m : Remblai
1,20-5,00m : Marne limoneuse, plastique
5,00-12,00m : Marne sablo-gravleuse, plastique
12,20-15,00m : Marne légèrement graveleuse, beige.

Sondage SC4 :

0,00-1,00m : Remblai
1,00-6,00m : Limon marneux, sablo-graveleux.
6,00-8,50m : Sable limoneux, légèrement graveleux
8,50-15,00m : Marne peu graveleuse, imprégnée de vase.

Sondage SC5 :

0,00-1,50m : Remblai
1,50-3,50m : Limon marneux, sablo-graveleux.
3,50-9,00m : Marne très sableuse avec présence de galets sombres.
9,00-11 ,00m : Marne grise, légèrement imprégnée de vase.
11 ,00-13,00m : Sable et gravier enrobés dans une matrice marneuse.
13,50-15,00m : Marne grise, peu vaseuse.

Sondage SC6 :

0 ,00-3,00m : Gravier, sable et galets avec des limons marneux couleur sombre.
3 ,00-7,50m : Limon sableux, très graveleux, beige.
7,50-12,00M : Marne limoneuse graveleuse, couleur sombre.
12,00-15,00m : Marne légèrement graveleuse, imprégnée de vase.

Sondage SC7 :

0,00-3,00m : Remblai
3,00-6,40m : limon marneux, sablo-graveleux, beige.
6,40-14,00m : Sable marneux, graveleux, avec quelques galets.
14,00-15,00m : Marne imprégnée de vase, couleur noirâtre.

Ces coupes de sondages montrent que le terrain est assez homogène dans son ensemble et généralement constitué de marne limoneuse avec des passages de sables et graviers, recouverte par une couche de remblai d'épaisseur variable pouvant atteindre 3 mètres par endroit.

- ***ESSAIS AU PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD :***

Onze(11) essais au pénétromètre dynamique, répartis sur le terrain comme le montre le schéma d'implantation annexé à cette étude ont été effectués dans le but de déterminer la résistance à la pénétration du sol, de vérifier le degré d'homogénéité du terrain et de localiser une profondeur potentielle d'assise des fondations.
Les résultats traduits sous formes de diagramme donnant la résistance en pointe du sol en fonction de la profondeur en annexe.
L'allure de ces pénétrogrammes est assez semblable ; ce qui confirme l'homogénéité du terrain constatée par les sondages mécaniques.
Au niveau de chaque essai, on remarque certains passages de faible résistance jusqu'à la profondeur de 3,60m. L'épaisseur de ces derniers varie de 1 à 3 mètre d'un point à un autre du terrain.
Les fortes résistances enregistrées en surface n'entraînent pas systématiquement la présence d'horizon porteur mais peuvent être seulement dues à l'existence de gros blocs et graviers.
Au-delà de 3,60m de profondeur, la résistance en pointe est assez bonne pour tous les essais et dépasse 30 bars. Celle-ci croite ensuite progressivement jusqu'au refus qui est généralement atteint entre 6,60 et 10,00m.

- **Principe de l'essai :**

L'essai de pénétromètre dynamique lourd consiste à faire pénétrer dans le sol par battage un train de tubes lisses, muni à son extrémité d'une pointe, à l'aide d'un mouton tombant d'une hauteur donnée.
On compte le nombre de coups N correspondant à chaque enfoncement de 20 cm du tube dans le sol. Dans le cas général, plus s'enfonce en profondeur, plus ce nombre de coups ne devient plus élevé.
On dit que le refus est atteint lorsque le nombre de coups N, pour une pénétration inférieure ou égale à 20 cm, devient très élevé.
Les résultats des essais sont représentés par des diagrammes donnant, en fonction de la profondeur atteint par l'extrémité inférieure, la résistance en pointe au battage Rp déduite de la formule des Hollandais. Celle-ci est donnée par :

$$R_p = \frac{M^2 \cdot H \cdot g}{\cdot e \cdot (M + M').A}$$

Avec :

A: section droite de la pointe ;
e : pénétration moyenne par coup ;
g : accélération de la pesanteur ;
H : hauteur de chute ;
M : masse du mouton ;
M': somme des masses du train de tiges, de l'enclume et de la tige guide.

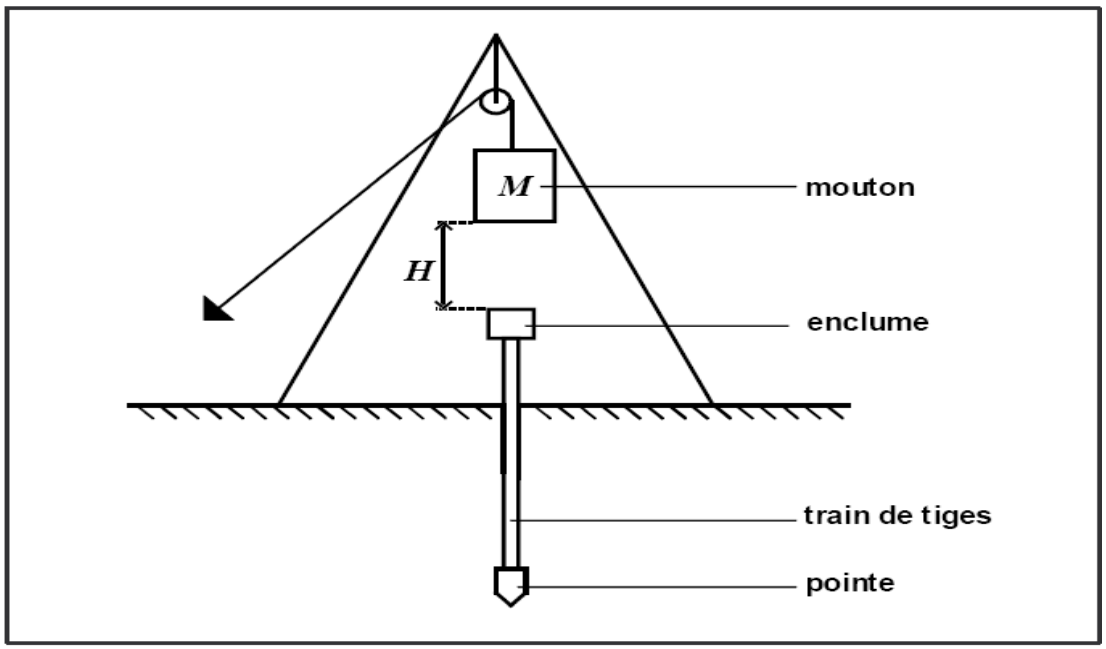


Schéma du pénétromètre dynamique

Essais de laboratoire :

Sur la base des échantillons intacts à semi-remaniés prélevés des sondages, nous avons procédé à une campagne d'essais au laboratoire servant à l'identification physique des sols et à l'étude de leurs propriétés mécaniques et chimiques.

Leur objectif est d'identifier les sols et à cet effet, de déterminer :

- *La masse volumique de l'échantillon.*
- *Détermination des teneurs en eau.*
- *Les limites d'Atterberg.*
- *Analyse granulométrique et sédimentométrique.*
- *Essais de caillement rectiligne à la boite de Casagrande (non consolidé, non drainé).*
- *Essai de compressibilité à l'odomètre.*

a)Choix du type d'essai de laboratoire :

Les essais de laboratoire, Nous récapitulons dans le tableau suivants, pour les Deux sondage carottés 1,et 2. à partir desquels des carottes d'échantillons de sol sont extraites. Ces échantillons de sol soit remaniés, destinés à certains type d'essais (densité, granulométrie, etc.), soit conservés intacts en les enveloppant dans de la paraffine, destinés pour d'autres essais (compressibilité ou cisaillement etc.)

Pour que nos essais de laboratoire soient plus représentatifs, nous avons réalisé pour chaque sondage

un ensemble d'essais d'identification (physique et mécanique) à des profondeurs différentes. Pour chaque sondage.

b) Résultats des essais de laboratoire :

1-Densité :

Le poids volumique d'un sol est le rapport du poids total d'une certaine quantité de sol, au volume de cette même quantité.

On la note $\gamma = \frac{P}{V}$ *et on l'exprime généralement en KN /m³.*

2-Teneur en eau naturelle :

C'est le rapport du poids d'eau, qu'un échantillon de sol contient, au poids des éléments secs de ce même échantillon. Ces deux quantités sont obtenues en pesant l'échantillon dans son état naturel humide puis dans son état sec après dessiccation à l'étuve à 105°C.

La teneur en eau est notée $\omega = \frac{P_\omega}{P_s} x100$ *et est exprimée en pourcentage (%).*

Les résultats de la teneur en eau et du poids volumique sont récapitulé dans le tableau suivant :

3-Analyse granulométrique :

L'analyse granulométrique permet de mesurer la distribution dimensionnelle en poids des éléments d'un matériau. Selon la taille des grains, cette analyse comprend deux opérations : le tamisage et La sédimentométrie.

Tableau récapitulatif des résultats de laboratoire :

Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol homogène sont représentées dans les tableau suivant

a)Identification physique :

Sondage/puits		S1	S1		S1	S2	S2	S2
Profondeur(m)		5,80-6,10	6,20-6,50		9,6-10,1	6,4-6,7	6 ,4-6 ,7	7-7,5
Densité séche	γd		1 ,76	1 ,66	1 ,76	1,73	1,80	1,73
Densité humide	γh		2,13	2,07	2,08	2,12	2,16	2,12
Teneur en eau W % Naturelle :W	W		20,9	25,1	24,7	22,0	20,3	22,8
Degré de saturation	Sr%		100	100	100	100	100	100
Granulométrie %	>2mm	23			3		6	235
	2-0,02mm	43			22		22	4336
Densimétrie	0,02mm 2µ	20			37		35	2057
	2µ	14			38		37	142
Résultats oedométriques	Pc		2,100					2,70
	Ct		0,168					0,143
	Cg		0,039					0 ,086
Cisaillement rectiligne ou trixial	W % F		22,0/25 ,4			21,9/24,3		
	C		0 ,550			0 ,450		
	Φ		23^0			13^0		
	type							

Densité sèche : 1,47 ≤Ϋd≤2T/m3
Teneur en eau : 11≤W≤31,30%
Degré de saturation : 33≤SR≤100%.
L'analyse de ces résultats montre que ce sol est de qualité moyenne avec une teneur en eau assez élevée .Il est de compacité moyenne. le le degré de saturation est plus souvent égal à l'unité.
les analyses granulométriques complétées par les sédimentomètries effectuées sur des échantillons prélevés des sondages à différentes profondeurs montrent que ces sols sont généralement constitués de plus de 50% d'éléments fins (argile, limon) dont le diamètre est inférieur à 0,02mm.

b) Propriétés mécaniques :

Afin de connaître la cohésion et l'angle de frottement interne du sol, nous avons réalisé des essais de cisaillement rectiligne de type «CU» ou essais consolidés non drainés.

L'angle de frottement interne ϕ oscille entre 10 et 26°, tandis que la cohésion varie de 0,150 à 0,900 bar.

Par ailleurs, pour appréhender le comportement du sol vis-à-vis des déformations verticales, nous avons effectué des essais de compréhensibilité à l'odomètre qui ont montré que les échantillons testés sont sur consolidés sauf, pour ceux prélevés à des profondeurs dépassant 13 mètres. La contrainte de consolidation (Pc) est inférieure à la contrainte effective (Sous-consolidés) après 13m. Ces sols sont moyennement à assez fortement compressibles et non gonflants.

Nous récapitulons dans le tableau suivant les résultats de ces essais :

N⁰ Sondage	Profondeur (m)	Pression de consolidation (Pc)	Pression effective (Po) bar	Type	Contrainte de tassement (Ct)	Contraite gonflement (Cg)
SC 1	6,20-6,50	2,100	1,37	Sur consolidé	0,168	0,039
	9,60-10,10	2,600	2,05	Sur consolidé	0,161	0,077
SC2	10,00-10,50	2,700	2,17	Sur consolidé	0,143	0,086

- **Capacité portante :**

La capacité portante du sol a été évaluée à partir des résultats des essais pénétromètriques et de laboratoire.
En tenant compte de l'ensemble des résultats de pénétration dynamique, le taux de travail admissible estimé selon la formule de sanglérat : $q_{adm} = \frac{R_P}{F}$ serait 1,50 bar pour une profondeur d'ancrage D≥3,60.m

La contrainte admissible calculée selon la formule de Terzagui pour le cas d'une semelle filante de 1 m de largeur, ancrée à 3,60m de profondeur et pour des valeurs de cisaillement suivant :

$$q_{adm} = \frac{R_P}{F}$$

Avec :Rp: La résistance dynamique en pointe.
F : Coefficient de sécurité.
Alors on aura :

$\phi = 13°$
$C = 0,15$ bar
Serait de **Qadm**$=1,87$bar

Le sol étant moyennement à assez fortement compressible, on opte donc pour un taux de travail ***1,50 bar*** *afin de limiter les tassements.*

- **Calcul des tassements :**

La consolidation d'un sol est l'ensemble des phénomènes de dissipation surpressions interstitielles par évacuation de l'eau et diminution du volume des vides.
Nous avons étudié au laboratoire cette déformation sur des échantillons intacts par l'essai œnométrique qui nous permet l'évaluation des tassements.
Les tassements absolus seront déterminés d'après la formule suivante :

$$\Delta H = \frac{(e_0 - e_1).H}{1 + e_1}$$

Où e_0 *et* e_1 *sont les indices des vides initial et t final déduits du graphe œnométrique et H, l'épaisseur de la couche considérée sous fondation.*

Nous avons fait un calcul de tassement au niveau du sondage SC1 pour le cas d'une semelle filante de 1m de largeur, ancrée à 3,60m de profondeur et soumise à une charge de 1,50bar.laprofondeur Z est prise en compte en à partir de la sous face de la fondation.

N° couche	*Profondeur Z(m)*	*Z/B*	*Γ/q*	*Γ*	P_0	P_1	e_0	e_1	*ΔH/H*	*ΔH (cm)*
01	*0,50*	*0,50*	*0,818*	*0,227*	*O,106*	*1,333*	*0 ,669*	*0,644*	*0,015*	*0,75*
02	*1,50*	*1,50*	*0,395*	*0,593*	*0,319*	*0,912*	*O,666*	*0,653*	*0,0078*	*0,78*
03	*2,50*	*2,50*	*0,249*	*0,374*	*0,532*	*0,906*	*0,662*	*0 ,654*	*0,0048*	*0,48*
04	*3 ,50*	*3,50*	*0,179*	*0,269*	*0,745*	*1,014*	*0,657*	*0,65*	*0 ,0042*	*0,42*
05	*4,50*	*4,50*	*0,414*	*0,212*	*0 ,958*	*1,17*	*0,652*	*0,647*	*0,003*	*0 , 3*
06	*5,50*	*5,50*	*0 ,117*	*0,176*	*0 ,145*	*1, 32*	*0,681*	*0,678*	*0,0018*	*0,18*
								Total		*2,91cm*

Les tassements obtenus sont de l'ordre de ***ΔH=2,91cm***

❖ CONCLUSION DU SOL

Le terrain réservé au projet de la promotion immobilière E .P.T.P à Médéa est constitué de formation alluvionnaire représentée Par des marnes limoneuses avec des passages de sable et graviers. Elles sont recouvertes d'une couche de remblai d'épaisseur variable pouvant atteindre 3métres en certains points.

Les essais pénétromètrique mettent en évidence certains horizons à faible résistance en pointe jusqu'à la profondeur de 3 ,60m .L'épaisseur de ces derniers varie de 1à3m d'un point à un autre du terrain.

Le sol en place est de compacité moyenne, moyennement à assez fortement compressible et non gonflant.

Nous suggérons, l'emploi de fondation de type semelles filantes.

La sous face de la fondation serait à 3,60 m de profondeur afin de dépasser la couche de remblai et d'éviter les horizons de faible résistance.

Le taux de travail à adopter pour le calcul des fondations serait de ***1,50 bar****.les tassements en résultant sont admissible. Ils sont de l'ordre de* ***2,91cm***

Ne pas laisser les fonds de fouilles ouverts assez longtemps sous l'effet des intempéries.

Eviter toute stagnation d'eau au voisinage immédiat des fondations.

PEF 2015 BOUGUERRA MFD

Le mois	Le travaille	Vérifications
25 -31 janvier	Chapitre01	OK
01-28 Février	Chapitre 02+ chapitres 03	OK
28-30 Février	Révisons (promoteur)	OK
01-29 Marc	Chapitre 04	OK
30-31 Marc	Révisons (promoteur)	OK
01-15 Avril	Chapitre 05	OK
16-30 Avril	chapitre 06	OK
01 -03 Mai	Révisons (promoteur)	OK
04-20 Mai	spaths +les plans	OK
20 -25 Mai	Révisons général (promoteur)	OK
Le 01 Join	Pose le PEF	OK
Le 20 Joins 9 :30h	Soutenues	Très bien $\frac{17}{20}$

