

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE AKLI MHAND OULHADJE-BOUIRA



Faculté des Sciences et des Sciences Appliquées
Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'étude

Présenté par :

Mr. Moussi Amine

M^{lle}. Khobizi Chérifa

En vue de l'obtention du diplôme de **Master en :**

Filière : Génie Civil

Option : Structures

Thème :

**Etude comparative technico-environnemental des
structures « béton et bois »**

Devant le jury composé de :

Hami Brahim	MCB
Kennouche Salim	MCB
Belmihoub Hecane	MAA
Ait Ahmed Fatiha	MAA

UAMOB
UAMOB
UAMOB
UAMOB

Président
Encadreur
Examinateur
Examinatrice

Année Universitaire 2017/2018

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail

A ma mère

A mon père.

Mes frères et mes sœurs

Toute la famille **KHOBIZI**

Tous Mes proches, et surtout kahina et Ahlemet salwa et Hanane et Karima

l'exemple de la fidélité et l'amitié, et à toute sa famille

À mon binôme **MOUSSI amine**

À **Mr Saïd** pour l'aide durant le travail

À tous mes amis.

CHERIFA

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail

A mon père.

A ma mère.

A ma grand-mère

Mes frères et mes sœurs

Tous Mes proches, dont Daou, Moumou, Sidahmed, Zinedine, Ahlam, Kahina, Wissam et Imanoss, l'exemple de la fidélité et l'amitié, et à toute sa famille.

À mon binôme **KHOBIZI Chérifa**

À **Mr Saïd** pour l'aide durant le travail

À tous mes amis

AMINE

Remerciements

Nous tenons à remercier notre ALLAH, tout puissant, pour nous avoir accordé la santé, la force et la volonté de compléter ce travail.

Nous remercions très sincèrement **Mr S. Kennouche** promoteur de ce projet qui nous a fait donner de ses précieux conseils, fruits de son expérience, qui ont été la base de notre apprentissage et pour avoir dirigé ce travail avec beaucoup d'attention et de disponibilité. Ce fut un réel plaisir de bénéficier à la fois de ses connaissances Scientifiques et techniques mais aussi de ses qualités d'écoute et de pédagogie.

Nous remercions également les membres de jurys dont les enseignants **B.HAMMI**, **BENMIHOUB** et **F. AIT AHMED** pour les mis à points et les corrections qui ont été tenus lors de la soutenance.

Nos remerciements les plus sincères à tous nos enseignants qui ont assuré notre formation et toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire .

Nombreuses sont les personnes qui nous ont apporté leur aide et leur soutien, sans citer leurs noms, nous tenons à leur présenter nos remerciements les plus sincères.

Table des matières

Table des matières	1
Liste des tableaux	4
Liste des figures	7
Introduction Générale.....	12
I. Chapitre I : Le Bois – Construction en bois.....	15
I.1 Introduction	15
I.2 Historique	15
I.3 Aperçu sur la forêt Algérienne	16
I.4 Production de bois en Algérie	17
I.5 Le Bois Comme Matériau.....	18
I.5.1 Connaissance du matériau Bois :	18
I.5.2 Structure anatomique du bois	21
I.6 Classification des arbres	23
I.7 Comportement mécanique du bois	25
I.7.1 Propriétés physico-mécaniques des bois	25
I.7.2 Domaine plastique-mécanisme de rupture	30
I.8 Bois dans la construction	31
I.8.1 Historique de la construction en bois	31
I.9 Le Classement des bois de structure	32
I.10 Bois en Génie Civil.....	33
I.10.1 Les pieux en bois.....	33
I.10.2 Le bois comme matériaux de construction.....	34
I.10.3 Les différents systèmes constructifs bois modernes	35
I.11 Le marché de la construction bois	37
I.12 Les évolutions de la construction bois.....	38
I.13 Conclusion	40
II. Chapitre II : les structures en bétons armé	42
II.1 Introduction	42
II.2 Historique	42
II.3 Caractéristiques du béton.....	44
II.3.1 Résistances du béton	44
II.3.2 Comportement mécanique du béton-armé	45
II.3.3 Les bétons aux nouvelles performances (bétons innovants)	51
II.4 Conclusion	52
III. Chapitre III : Comparaison technico-environnemental des structure béton et bois	54

III.1	Introduction	54
III.2	Aspect technique.....	54
III.3	Comparaison de comportement mécanique.....	54
III.4	Structure et séisme.....	61
III.4.1	Structures en charpente métallique	61
III.4.2	Structures avec des murs en béton armé	62
III.4.3	Structures en bois	62
III.5	Aspect environnemental	69
III.5.1	Exemple d'un élément de construction :	70
III.5.2	Exemple d'une construction.....	71
III.6	Conclusion.....	72
IV.	Chapitre IV : Étude de cas structure en béton armé	74
IV.1	Présentations de l'ouvrage.....	74
IV.2	Caractéristiques géométriques de la structure	74
IV.3	Données du site.....	74
IV.4	Hypothèses de calcul	74
IV.5	Éléments de l'ouvrage	75
IV.5.1	Planchers	75
IV.5.2	Les balcons.....	77
IV.5.3	L'acrotère.....	77
IV.5.4	Les escaliers	77
IV.5.5	Les poutres	81
IV.5.6	Les voiles.....	83
IV.5.7	Les poteaux	83
IV.6	Calcul des éléments secondaires.....	93
IV.6.1	Etude de l'acrotère	93
IV.6.2	Etude de balcon	102
IV.6.3	Etude des escaliers	108
IV.6.4	Etude de la poutre palière	128
IV.6.5	Etude du plancher.....	135
IV.6.6	Etudes des dalles pleines	164
IV.6.7	Etude de la salle des machines	169
IV.7	Etude dynamique et sismique	177
IV.7.1	Etude dynamique.....	177
IV.7.2	Objectif de l'étude dynamique	177
IV.7.3	Modélisation de la structure	177
IV.7.4	Présentation du logiciel ETABS	177

IV.7.5	Présentation de la vue en plan et en 3D :	178
IV.7.6	Disposition des voiles.....	179
IV.7.7	Etude sismique	184
IV.8	Calcul des éléments structuraux	199
IV.8.1	Ferraillage des poteaux.....	199
IV.8.2	Ferraillage des poutres	212
IV.8.3	ferraillage de voile.....	228
IV.9	Etude de l'infrastructure	241
IV.9.1	Introduction	241
IV.9.2	Etude de sol	241
IV.9.3	Facteurs de choix du type de fondation.....	242
IV.9.4	Choix de type de fondations.....	242
IV.9.5	Etude du radier général	243
IV.9.6	Ferraillage de débord du radier	252
IV.9.7	Ferraillage de la nervure.....	254
IV.9.8	Voile périphérique.....	261
IV.10	Conclusion	267
IV.2	Partie comparaison expérimentale bois-béton	268
IV.2.1	Introduction.....	268
IV.2.2	Matériaux et méthodes	268
IV.2.3	Essais physiques.....	268
IV.2.3.1	Masse volumique : (NF B 51-005)	268
IV.2.4	Essais mécaniques (flexion et compression) (NF B 51-009, NF B 51-007) 1985.....	269
IV.2.5	Essais mécaniques (flexion et compression) 1985.....	269
IV.2.6	Conclusion	271
	Conclusion Générale	272
	Conclusion Générale	273
	Perspectives et recommandations.....	274
	Références bibliographiques	276
	Annexe I	281
	Annexe II.....	287
	Résumé	288

Liste des tableaux

Tableau I-1 : Principales essences forestières et leurs superficies (ha).....	17
Tableau I-2: Réparation des surfaces et des volumes [Bensaid.S,1981].....	18
Tableau I-3:Comparatif des résistances moyennes à la rupture (bois-Acier-Béton)	31
Tableau I-4: Indiquant les modules d'élasticité E (des bois) dans les trois directions.	31
Tableau I-5:Tableau indiquant la correspondance entre les classes visuelles et mécaniques.	33
Tableau II-1: caractéristiques de résistance des bétons.....	44
Tableau II. 2: diamètres des armatures selon la norme EN 10080.....	49
Tableau II. 3 : propriétés des armatures compatibles avec l'eurocode béton.	50
Tableau III-1: Comparatif des Résistances moyennes à la rupture (Bois-Acier-Béton).....	55
Tableau III-2: Comparaison des caractéristiques admissible (état limite).	56
Tableau III-3: tableau comparatif des propriétés mécanique des matériaux.....	57
Tableau III-4: Comparatif des conductivités thermiques des matériaux de construction.	58
Tableau III-5: Types de structures et coefficients de comportement.	65
Tableau III-6: Exemples de structures(à suivre)	66
Tableau III-7: comparatif entre deux ossatures, bois et béton.	68
Tableau IV-1: L'épaisseur des balcons.	77
Tableau IV-2: Evaluation des charges e des surcharges pour la paillasse de RDC.	80
Tableau IV-3: Evaluation des charges et des surcharges pour palier de RDC.....	80
Tableau IV-4: Charge permanente de la paillasse EC.....	81
Tableau IV-5: Charge permanente du palier EC.	81
Tableau IV-6: Charges du plancher corps creux terrasse inaccessible.	84
Tableau IV-7: Charges du plancher corps creux RDC et EC.....	84
Tableau IV-8:Charges du plancher E/sol.	84
Tableau IV-9: Charges permanentes de mur extérieur.....	85
Tableau IV-10: Charges permanentes de mur intérieur.	85
Tableau IV-11: Charges permanentes du balcon.	85
Tableau IV-12: Différentes combinaisons de l'acrotère a utilisé.	95
Tableau IV-13:Vérification de la contrainte de compression dans le béton de l'acrotère.	99
Tableau IV-14: Vérification de la contrainte de compression dans le béton du balcon.....	107
Tableau IV-15: Combinaison des charges de la poutrelle.....	139
Tableau IV-16: Calculs des efforts tranchants et des moments de la poutrelle type1 à l'ELU.	144
Tableau IV-17: Calculs des efforts tranchants et des moments de la poutrelle type1 à l'ELS.	145
Tableau IV-18: Calculs des efforts tranchants et des moments de la poutrelle type1 à l'ELS	148
Tableau IV-19: Calculs des efforts tranchants et des moments de la poutrelle type 3 à l'ELU.	150

Tableau IV-20: Calculs des efforts tranchants et des moments de la poutrelle type 3 à l'ELS.	151
Tableau IV-21: Calculs des efforts tranchants et des moments de la poutrelle type 4 à l'ELU.	152
Tableau IV-22: Calculs des efforts tranchants et des moments de la poutrelle type 3 à l'ELS.	154
Tableau IV-23: Calculs des efforts tranchants et des moments de la poutrelle type 5 à l'ELU.	155
Tableau IV-24: Calculs des efforts tranchants et des moments de la poutrelle type 5 à l'ELS.	157
Tableau IV-25: charge permanente de la dalle pleine.....	165
Tableau IV-26: sollicitations de calcul des dalles pleines.....	165
Tableau IV-27: centre de masse et de rigidité des différents niveaux	180
Tableau IV-28: Mode de vibration et participation massique.....	181
Tableau IV-29: Les charges reprises par les voiles et par les portiques	183
Tableau IV-30: Les charges reprises par les voiles et par les portiques	183
Tableau IV-31: Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens longitudinal (XX)	186
Tableau IV-32 : Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens transversal (YY)	186
Tableau IV-33: Combinaisons des réponses modales.....	187
Tableau IV-34: Déplacements latéraux inter-étage dans le sens XX'	192
Tableau IV-35: Déplacements latéraux inter-étage dans le sens YY'	193
Tableau IV-36: Vérification de l'effet P-Delta dans le sens XX'	194
Tableau IV-37: Vérification de l'effet P-Delta dans le sens YY'	194
Tableau IV-38: Efforts sismiques pour chaque niveau dans le sens XX'	196
Tableau IV-39: Efforts sismiques pour chaque niveau dans le sens YY'	196
Tableau IV-40: vérification du renversement	197
Tableau IV-41: vérification de l'effort normal	198
Tableau IV-42: Caractéristiques mécanique des matériaux.....	200
Tableau IV-43: Ferrailage maximale et minimale	201
Tableau IV-44: Les sollicitations obtenues par ETABS	202
Tableau IV-45: Ferrailage longitudinal.....	205
Tableau IV-46: choix des armatures	205
Tableau IV-47: Armature transversale (Zone courante)	207
Tableau IV-48 : Armature transversale (Zone nodale.....	207
Tableau IV-49: Vérification des contraintes	208
Tableau IV-50: Vérification de l'effort normal ultime	210
Tableau IV-51: caractéristiques des poutres	213
Tableau IV-52: Vérification de la contrainte de cisaillement	222
Tableau IV-53: Vérification de la section d'armatures	223
Tableau IV-54 Voile incliné (W 356)	236

Tableau IV-55 Voile XX' (W348, W365, W367, W369, W375, W383)	237
Tableau IV-56 Voile YY' (W371, W370, W380, W381)	238
Tableau IV-57 Voile incliné (W 356)	238
Tableau IV-58 Voile XX' (W348, W365, W367, W369, W375, W383)	239
Tableau IV-59 Voile YY' (W371, W370, W380, W381)	239
Tableau IV-60 La surface revenant aux semelles	243
Tableau IV-61: Vérification des contraintes	249
Tableau IV-62: Vérification de renversement ($0,8G + E$) et soulèvement ($G+Q+ E$)	250
Tableau IV-63: Les moments à L'ELU et L'ELS	252
Tableau IV-64 : Calcul des armatures à L'ELU	252
Tableau IV-65: Ferrailage du voile périphérique	264
Tableau IV-66: Vérifications des contraintes sens X-X	266
Tableau IV-67: Vérifications des contraintes sens Y-Y	266
Tableau IV-68: Eprouvettes d'essais mécaniques	268
Tableau IV-69: Résultats d'essais sur les bois et bétons	269

Liste des figures

Figure I.1 : La part des essences composant la forêt algérienne.	16
Figure I.2: Photos foret de chêne à Adekar, Bejaia, 2013.....	17
Figure I.3: le bois du Pin d'Alep.....	18
Figure I.4: Liège algérien (Blida).....	18
Figure I.5: Les différentes couches apparaissant lors de la coupe transversale d'un arbre.	20
Figure I.6: Ultra structure du bois.	20
Figure I.7: Structure du tronc dans l'arbre (bois de chêne).	23
Figure I.8: Structure microscopique de la paroi cellulaire de forme de tubes de la planche à la molécule.	24
Figure I.9: Coupe transversale d'un tronc sur laquelle on peut observer différentes zones.	24
Figure I.10: Diagramme contrainte déformation du bois en traction / compression.....	25
Figure I.11: Coupe montrant des directions d'orthotropie du bois à l'échelle du tronc.....	26
Figure I.12: Représentation de l'effet de la température dans la courbe contrainte déformation du bois[Bodig et Jayne,1982]	27
Figure I.13: Relation entre EL et la température pour deux essences du bois[Sano,1961 cité dans Bodig and Jayne,1982]......	27
Figure I.14: Variation du module d'élasticité ET en fonction de taux d'humidité [Pluvinage,1992]...	28
Figure I.15: Effet de taux d'humidité sur ER de l'épicéa à la base température [Geissen,1976cité dans Bodig et Jayne,1982]......	28
Figure I.16: Module d'Young en fonction de la densité des différences essences pour les teneurs en eau voisinent de 12%[Guitard,1987]......	30
Figure I.17: Courbe de contraint -déformation en traction et en compression limitée à la zone de comportement plastique [Guitard,1994].	30
Figure I.18: Exemple de structure en bois.....	34
Figure I.19: Extrait de construction à ossature bois. Conception et mise en œuvre- Editions CTBA, Eyrolles:2004-236p.	36
Figure I.20: Exemple de structure pont en bois.	39
Figure II.1 : La première réalisation en béton armé : Joseph, Barque de Joseph Louis Lambot 1849, Musée de Brignoles.	43
Figure II.2: Pont bi-poutre de Chazelet,1875, Monier.	43
Figure II.3: Pont du Sautet (Sud de Grenoble). Albert Caquot, 1928.	44
Figure II.4: Diagramme expérimental et diagramme de calcul du béton.....	47
Figure II.5: Déformations instantanée et différée (due au fluage).	47
Figure II.6: Dilatation du béton en fonction de la température.	47

Figure II.7: Variation des limites supérieure et inférieure de conductivité thermique pour les bétons normaux (BN) en fonction de la température.....	48
Figure II.8: Diagrammes contraintes – déformations.....	49
Figure II.9: Diagramme expérimental contraintes – déformations en traction simple et diagramme conventionnel de calcul.	50
Figure II.10: Dilatation thermique de l'acier EC3.	50
Figure II.11: Conductivité thermique de l'acier au carbone en fonction de la température EC3.	51
Figure III.1: Résistances moyennes à la rupture (Bois-Acier-Béton).	55
Figure III.2 :Résistances moyennes à la rupture (entre les types de bois).	55
Figure III.3:Légèreté	58
Figure III.4: Comparatif des résultats des deux structures bois-béton en matière d'isolation thermique.....	59
Figure III.5: Tenue au feu comparée du bois et de l'acier.	60
Figure III.6: Réaction d'une poutre bois au feu.	61
Figure III.7: Ossature en béton armé.....	63
Figure III.8: Ossature en charpente métallique.	64
Figure III.9: Ossature en bois.....	64
Figure III.10: présentation du cycle de vie des matériaux de construction.....	69
Figure III.11: Potentiel de réchauffement climatique d'une poutre de 7,3 m supportant une charge de 14,4 kN/m.....	70
Figure III.12: Données comparatives du cycle de vie d'une poutre de bois.	71
Figure III.13: Émissions de gaz à effet de serre liées à la construction d'un restaurant	71
Figure IV.1 : Plancher en corps creux.....	75
Figure IV.2: Dalle pleine.....	76
Figure IV.3: Acrotère	77
Figure IV.4: Schéma d'un escalier.....	78
Figure IV.5: Schéma de la volée et du palier du EC.	79
Figure IV.6Schéma de la volée et du palier du RDC.	80
Figure IV.7: Dimensionnement de la poutre.	81
Figure IV.8:Surface d'influence du poteau central	87
Figure IV.9: surface d'influence du poteau de rive.....	88
Figure IV.10: surface d'influence du poteau d'angle.....	90
Figure IV.11: Coupe verticale de l'acrotère.	94
Figure IV.12: Diagramme des efforts retenus dans l'acrotère.	95
Figure IV.13: Schémas de ferrailage de l'acrotère.....	101

Figure IV.14:Schémas statique de balcon	102
Figure IV.15: Schéma statique pour le calcul du balcon à l'ELU et l'ELS	102
Figure IV.16: Diagramme du moment fléchissant à l'ELU	103
Figure IV.17: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU	104
Figure IV.18: Diagramme du moment fléchissant à l'ELS.....	104
Figure IV.19: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS	104
Figure IV.20:Diagramme des moments	120
Figure IV.21:Diagramme des efforts tranchants	120
Figure IV.22:: diagramme des moments	121
Figure IV.23:: diagramme des efforts tranchants.....	121
Figure IV.24:: schéma de ferrailage Escalier étage courante et RDC.....	127
Figure IV.25: schéma statique de la poutre palière	128
Figure IV.26: Diagramme des moments et des efforts tranchants	130
Figure IV.27:Ferrailage de la poutre palière	135
Figure IV.28:Treillis soudés (20x20)	136
Figure IV.29:La nervure.....	138
Figure IV.30: La section en T de la poutrelle	140
Figure IV.31: Diagramme des efforts tranchants à L'ELU.....	144
Figure IV.32: Diagramme des moments à L'ELU	144
Figure IV.33: Diagramme des efforts tranchants à L'ELS.	145
Figure IV.34: Diagramme des moments à L'ELS.....	146
Figure IV.36: Diagramme des efforts tranchants à L'ELU.....	147
Figure IV.35: Diagramme des moments à L'ELU	147
Figure IV.37: Diagramme des efforts tranchants à L'ELS.	148
Figure IV.38: Diagramme des moments à L'ELS.....	149
Figure IV.39: Diagramme des efforts tranchants à L'ELU.....	150
Figure IV.40: Diagramme des moments à L'ELU	150
Figure IV.41: Diagramme des efforts tranchants à L'ELS.	151
Figure IV.42: Diagramme des moments à L'ELS.....	151
Figure IV.43: Diagramme des efforts tranchants à L'ELU.....	153
Figure IV.44: Diagramme des moments à L'ELU	153
Figure IV.45: Diagramme des efforts tranchants à L'ELS.	154
Figure IV.46: Diagramme des moments à L'ELS.....	154
Figure IV.47: Diagramme des efforts tranchants à L'ELU.....	156
Figure IV.48: Diagramme des moments à L'ELU	156

Figure IV.49: Diagramme des efforts tranchants à L'ELS	157
Figure IV.50: Diagramme des moments à L'ELS.....	157
Figure IV.51: Coupe de Section Rectangulaire et Section en T.....	158
Figure IV.52: Ferrailage du plancher	164
Figure IV.53: schéma montrant la géométrie des dalles	164
Figure IV.54. Schéma de ferrailage de la dalle pleines.....	169
Figure IV.55: Répartition de la charge localisée sur la dalle	169
Figure IV.56: Diagrammes des moments à L'ELU	173
Figure IV.57: Diagrammes des moments à L'ELS.	173
Figure IV.58: Ferrailage de la dalle du local machine	176
Figure IV.59: Vue en 3D	178
Figure IV.60: Vue en plan.....	178
Figure IV.61: Disposition des voiles (vue en plan).....	179
Figure IV.62: Spectre de réponse	185
Figure IV.63: La position des poteaux dans le plan de la structure.	199
Figure IV.64: Schéma de ferrailage des poteaux	211
Figure IV.65: Schéma de ferrailage des poutres principales.....	226
Figure IV.66 : Schéma de ferrailage des poutres secondaire	227
Figure IV.67: Sollicitations des voiles	228
Figure IV.68S : schéma de ferrailage du voile V15	240
Figure IV.69 :Schéma d'un radier.	244
Figure IV.70Schéma de transmission des charges	247
Figure IV.71Le panneau le plus sollicité	251
Figure IV.72: Schéma statique du débord.....	253
Figure IV.73: Schéma de ferrailage du radier	254
Figure IV.74: Dimensions de la nervure	257
Figure IV.75: Schéma de ferrailage de la nervure	261
Figure IV.76Le voile périphérique.....	261
Figure IV.77:Répartition des contraintes sur le voile.....	263
Figure IV.78: Ferrailage du voile périphérique.....	267
Figure IV.79: Essai de masse volumique des éprouvettes de bois.	268
Figure IV.80: Essai mécaniques sur les éprouvettes de bois.....	269
Figure IV.81: Essai mécaniques sur les éprouvettes de béton.	269
Figure IV.82: Comparaison des résultats d'essais physiques et mécaniques.	270
Figure IV.83: Rupture des éprouvettes bois et béton.	271

Introduction générale

Introduction Générale

Le mémoire de fin d'Etudes constitue la dernière étape de la formation d'ingénieur en génie civil dispensé à l'université de BOUIRA. Ce mémoire traite de la comparaison structurelle bois-béton.

Afin qui est cerner notre étude, nous avons choisi d'effectuer ce mémoire en questionnant tous les individus qui ont relation avec ce sujet car cette voie est nous semble-t-il, mieux adaptée pour approfondir notre projet. De plus, nous avons toujours souhaité participer à un développement plus éco-respectueux de la construction c'est donc naturellement que nous avons choisi d'apparaître et apporter la culture de la construction des bâtiments à ossatures bois qui est presque indisponible en ALGERIE.

N'ayant jamais travaillé dans ce domaine, nous avons voulu découvrir une nouvelle façon de construire les bâtiments et nous nous sommes donc tournés vers tous les experts de ce domaine pour y apprendre le déroulement de ces constructions.

Par nos expériences vécues, nous avons constaté que la vision des acteurs de la maîtrise d'ouvrage et de la maîtrise d'œuvre a sensiblement évolué à l'échelle internationale en particulier les pays ayant cette culture.

En effet, celles-ci utilisent d'avantage du bois dans la construction.

Cette transition s'est opérée grâce aux actions qui ont été menées par les organismes et les acteurs de la filière bois.

Alors que le bois fut utilisé des siècles durant, L'avènement de la révolution industrielle, l'essor des structures en acier et l'apparition du béton ont totalement modifié la construction.

Bien qu'évident, force est de constater que depuis quelques années, des innovations dans les techniques d'assemblage et la préservation des ouvrages font appel à nouveaux au bois ou à des produits dérivés du bois.

Ainsi, l'utilisation du bois dans la construction retrouve une place notable. Ce dernier est de plus en plus présent aussi bien dans la plupart des structures que dans les ouvrages de génie civil, avec des performances techniques évidentes, des avantages économiques et écologiques certains.

L'objectif de notre travail est de montrer les avantages du matériau bois et les diverses possibilités qu'il offre pour la création d'une architecture contemporaine et aussi de faire une comparaison sur ses performances structurelles dans la construction par rapport au béton.

Notre démarche se fait en quatre étapes :

- Une première étape sera consacrée à quelques généralités sur le bois et de son évolution dans la construction et sa place en ALGERIE.
- Une seconde étape, où nous mettrons en évidence l'utilisation du bois avec des données techniques sur des constructions réalisées ailleurs afin de comparer ses performances technico-environnementale par rapport au béton, d'en élucider le bien fondé, et d'en développer concrètement ce qui aura été vu de manière théorique.
- la troisième est l'étude de cas « structures béton », avec une partie pratique réaliser au niveau du laboratoire, axée sur les essais physiques et mécaniques sur des éprouvettes en béton et bois, dont on va présenter les résultats d'essais.
- Enfin, on termine notre travail avec une conclusion et des perspectives.

CHAPITRE I

Le Bois – Construction en bois

Chapitre I : Le Bois – Construction en bois

I.1 Introduction

Le monde actuel fait face à plusieurs problématiques notamment d'ordre environnemental, malgré la multiplication des rencontres diplomatiques des pays du monde tel le sommet de paris en 2016 dont l'Algérie a pris part, des accords ratifiés sur l'environnement, avec objectif de réduire l'impact environnemental des activités humaines sur l'environnement.

L'impact environnemental des matériaux et produits de construction devient progressivement un critère de choix au même titre que le prix, la qualité, les caractéristiques, dans la prise de conscience générale pour la préservation de notre planète. L'activité humaine engendre la combustion d'énergies fossiles qui produit annuellement dans l'atmosphère 5,5 milliards de tonnes de gaz carbonique (CO₂). Pour cela, ces dernières années, l'emploi du bois seul matériau de construction renouvelable et biologiquement dégradable a été encouragé par la reconnaissance au niveau international de la nécessité de protéger les ressources naturelles de la planète. Pour favoriser le maintien des équilibres écologiques et lutter contre l'effet de serre et le réchauffement global de la terre.

Le secteur de la construction en Algérie est en croissance continue, vu l'envergure des projets de construction lancé dans l'ensemble du territoire national, qui consomment une quantité importante de matériau, notamment le béton, considéré comme le matériau le plus utilisé au monde, qui nécessite une énergie importante pour sa fabrication et sa mise en œuvre dans les chantiers.

Le matériau bois en Algérie est limité en utilisation d'ameublement, coffrage et emballage, et les cabines sahariennes au niveau des chantiers pétroliers au sud de l'Algérie...etc., le bois peut avoir une place en construction dans certains cas tels les campings, les constructions rurales, les complexes touristiques.

I.2 Historique

Les premières maisons en bois datent d'il y a environ 3 000 ans. En effet, on peut retrouver des vestiges dans les pays de l'Europe du Nord notamment en Pologne, mais également en Finlande et en Suède, où les forêts omniprésentes permettaient de faire du bois un matériau de construction important. Ces premières maisons en bois étaient faites de rondins de bois empilés.

Le bois était également utilisé en Egypte pour les sépultures afin de faire des sarcophages.

En France, C'est dans le Jura que l'on retrouve les plus vieux vestiges de construction en bois. Jusqu'au XVIII^{ème} siècle, le bois était le matériau principal dans les maisons populaires. Les maisons étaient alors construites en colombages et en pierres. Cependant, il a été mis de côté après la seconde guerre mondiale, quand il a fallu reconstruire en masse pour reloger les personnes.

Aujourd'hui, les préoccupations environnementales ont changé et le « tout béton » disparaît progressivement pour faire place à des habitats plus sains et plus respectueux de l'environnement. C'est le cas de la maison en ossature bois qui a le vent en poupe actuellement.

Dans les pays Scandinaves, 60 % des maisons construites aujourd'hui sont en ossature bois, ce chiffre est de 30 % en Allemagne. Aux Etats Unis, ce sont 90 % des nouvelles constructions qui sont faites en ossature bois. Cette technique est la plus développée actuellement concernant les constructions bois.

Un projet est en train d'être étudié pour les Etats Unis et le Japon qui sont sans cesse confrontés à des tremblements de terre. Cette recherche s'appelle le projet Capstone NEESWood et les premiers essais ont conclu aux résultats suivants : un immeuble de 6 étages en ossature bois confronté à un tremblement de terre de magnitude 7,5 sur l'échelle de Richter n'aura aucune séquelle, hormis quelques fissures dans le placo.

La maison en ossature bois n'a donc pas fini d'évoluer et de démontrer de nouvelles qualités

[web, kamibois].

I.3 Aperçu sur la forêt Algérienne

On distingue trois principales zones forestières données par [Hafiza, 2012] :

- Le littoral et les chaînes côtières et sub-côtières de l'Est du pays (massifs de Petite Kabylie, de l'Edough, d'El Tarf, Guelma, Souk Ahras), régions bien arrosées, couvertes par les forêts les plus denses et les plus belles de chêne-liège et de chêne zeen ;
- Les reliefs de l'atlas Tellien, régions moins arrosées, comprenant les grands massifs forestiers de pin d'Alep et de chêne vert (Monts de Tlemcen, Sidi Bel Abbès, Saida, Tiaret...) ainsi que de cèdre de l'Atlas, sur les plus hauts sommets des Babors, Atlas blidéen, Djurdjura, Ouarsenis ;
- L'Atlas saharien portant les grands massifs de pin d'Alep des Aurès Nemencha, Hodna, Ouled Nail et Djebel Amour, ainsi que la majeure partie de la cédraie algérienne, en altitude, au-dessus de 1200 m.

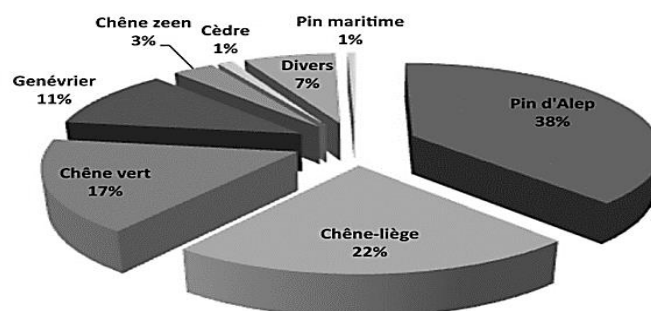


Figure I.1 : La part des essences composant la forêt algérienne.

Le taux de couverture de ces forêts varie de 50 % à peu près pour la Kabylie, région centre et Est, à 2 % pour la zone Sud, avec une moyenne nationale de 11%. Elles se composent comme suit :

- forêts naturelles : 1 329 400 ha,
- reboisements : 972 800 ha,
- maquis : 1 844 800 ha,
- pelouses : 2 800 ha.

Les essences principales composant ces formations forestières sont à 50% constituées de résineux, représentés principalement par le pin d'Alep, les genévriers, le thuya et 50% de feuillus, essentiellement le chêne-liège, le chêne vert et un peu le chêne zéen (Figure I.1)

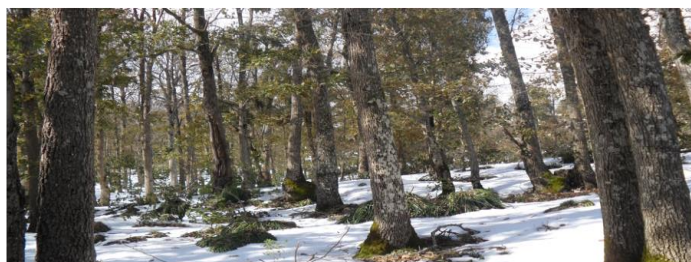


Figure I.2: Photos forêt de chêne à Adekar, Bejaia, 2013.

Les superficies des principales essences forestières données par [Khalifi & al, 1994] sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau I-1 : Principales essences forestières et leurs superficies (ha).

Essences forestières	1955 (Boudy)	1985 (Seigue)	1997 (Ghazi et Lahouati)	2000 (RNE)	2005 (DGF)
Pin d'Alep	852 000	855 000	800 000	881 000	881 000
Chêne liège	426 000	440 000	463 000	229 000	230 000
Chêne vert	679 000	680 000	354 000	219 000	108 000
Chênes zéen et afares	-	67 000	65 000	48 000	48 000
Genévriers	279 000	-	217 000	-	-
Cèdre de l'Atlas	45 000	30 000	12 000	16 000	16 000

I.4 Production de bois en Algérie

La production de bois provient de forêts aménagées et non aménagées dont les débouchés des bois locaux sont :

- **Le bois du Pin d'Alep** : de loin le plus répandu, est de qualité moyenne. Ses principaux débouchés sont la menuiserie, la charpente et le coffrage. Les bois d'eucalyptus, qui est exploité généralement à courte rotation (10 ans), est destiné à la trituration. Le bois de chêne zéen, vu son importante densité et sa dureté, est essentiellement utilisé pour la confection de traverses de chemin de fer. Le bois de pin maritime, de meilleure qualité est surtout utilisé en menuiserie, le bois de cèdre est quant à lui utilisé en ébénisterie.

Tableau I-2: Réparation des surfaces et des volumes [Bensaid.S,1981].

Essences bois	Surface (ha)	Volume (m ³)
Pin d'Alep	881 300	856 000
Eucalyptus	40 264	147 000
Chêne zéen et Chêne afares	48 000	127 000
Cèdre de l'Atlas	19 400	67 300
Chêne vert	108 000	52 300
Pin maritime	31 500	28 500

**Figure I.3: le bois du Pin d'Alep.**

- **Le liège :** De loin, le plus valorisé des produits forestiers, le liège constitue une ressource stratégique du fait de ses multiples usages (bouchonnière, parquet, isolation thermique). Les potentialités nationales sont estimées à plus de 200 000 qx/an. Avec une production relativement faible ces dernières années (100 000 à 150 000 qx/an), l'Algérie occupe le troisième rang des producteurs de liège (7% de la production mondiale), mais loin derrière le Portugal (57 %) et l'Espagne (23 %). Cependant, avec une meilleure gestion et une exploitation plus rationnelle des peuplements, la production nationale de liège peut connaître une sensible augmentation à court terme.

**Figure I.4: Liège algérien (Blida).**

I.5 Le Bois Comme Matériau

I.5.1 Connaissance du matériau Bois :

Le terme « bois » est défini par la norme [NF B 50-003, 1985] : « Ensemble de tissus résistants secondaires (de soutien, de conduction et de mise en réserve) qui forment les troncs, branches et

racines des plantes ligneuses. Issu du fonctionnement du cambium périphérique, il est situé entre celui-ci et la moelle. ». Quelques informations supplémentaires permettent de mieux comprendre cette définition qui peut sembler hermétique au premier abord. Comme la plupart des matériaux, le bois apparaît complètement différemment suivant l'échelle d'observation. Une démarche de description des plus didactiques consiste en une augmentation progressive de la résolution. Nous débuterons par l'arbre pour nous arrêter aux cellules.

Le bois est un matériau aux caractéristiques variables à cause de son origine naturelle. On distingue deux grandes familles : la famille des conifères (résineux) et celle des feuillus.

Il existe une vingtaine de milliers d'espèces d'arbres susceptibles de fournir du bois en dimensions et en quantité pouvant permettre un emploi industriel ou artisanal.

La différence fondamentale du bois, comparé aux autres matériaux de construction, provient de sa structure orientée et fibreuse selon les axes de croissance de l'arbre, entraînant une structure naturelle orthotrope. Il en résulte un comportement différent selon le mode de sollicitation et l'orientation des fibres par rapport aux efforts appliqués. Le matériau bois présente trois directions privilégiées, distinctes et perpendiculaires entre elles (Figure I.5). Dans ce repère ainsi choisi, l'orthotropie repose sur : la direction longitudinale, notée L dans le sens des fibres, la direction radiale, notée R et correspondant à la direction de croissance diamétrale, enfin la direction tangentielle notée T et tangente aux cernes annuels. Dans ce repère, l'orthotropie génère trois plans de symétrie (LT, LR, TR). Cette orthotropie a un impact direct sur les propriétés physico-mécaniques du bois.

Les parois cellulaires (Figure 5) du bois sont formées par des bio-polymères soit la cellulose (40 - 50 %), les hémicelluloses (5 - 20 %) et la lignine (20 - 30 %), et par les extractibles (plus de 2 %), ces pourcentages pouvant changer selon l'espèce, les conditions climatiques, l'âge de l'arbre, etc.

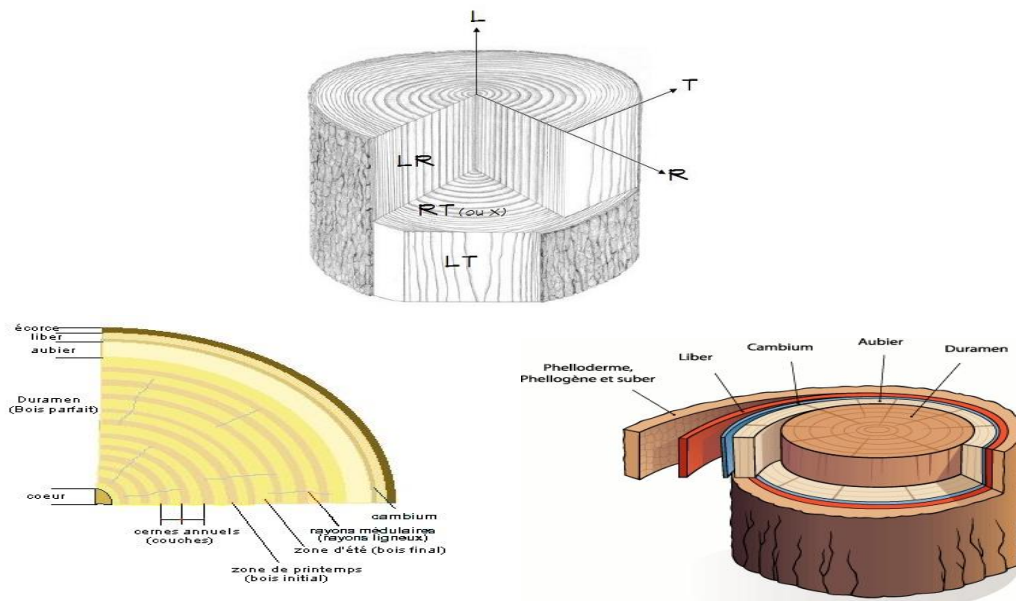


Figure I.5: Les différentes couches apparaissant lors de la coupe transversale d'un arbre.

Ces polymères sont responsables des principales propriétés physiques et mécaniques du bois [Rowell, 1988 et Saka, 2001]. La cellulose est un polymère avec un grand nombre de résidus anhydro-glucose linéairement combinés avec des liens β -1,4 et partiellement formée de cristaux, ce qui donne au bois la majeure partie de sa résistance mécanique. Sa partie cristalline présente un diamètre de 50 à 100 Å et sa partie non cristalline est appelée région amorphe [Kollmann et Côté, 1968].

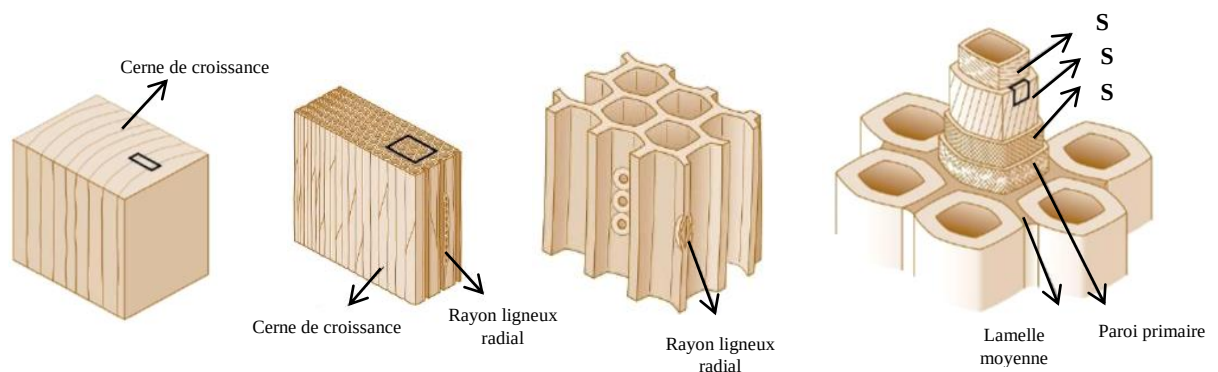


Figure I.6: Ultra structure du bois.

La résistance mécanique des fibres de bois dépend de la géométrie de chaque type de cellulose [Bledzki et Gassan, 1999]. Les hémicelluloses sont des composés de plusieurs sucres différents incluant les hexoses et les pentoses et leur composition diffère dépendant de l'espèce de bois ; elle constitue la matrice amorphe dans laquelle on retrouve la cellulose.

Le bois est un matériau complexe, présentant une structure composite multi échelles. Il présente, en particulier dans la direction du fil, un excellent rapport propriétés mécaniques/masse volumique. Cette caractéristique provient de sa structure anatomique à la fois composite et hautement hiérarchisée.

Plus que tout autre, le matériau bois évoque le temps et l'âge : le temps parce que sa production est assurée par la croissance des arbres qui deviennent récoltables après une période assez longue, variable selon l'espèce et la station ; l'âge, parce qu'il est, dans l'histoire, celui qui est utilisé par l'homme depuis le plus longtemps. C'est sans doute parce que la dépense d'énergie nécessaire à sa transformation est particulièrement faible (il suffit de rompre les branches, de couper, de scier...), par comparaison avec l'élaboration des métaux ou l'exploitation des minéraux, qu'il a été mis en œuvre très tôt par l'homme, que ce soit pour se défendre, pour chasser ou s'abriter [marie all, 2012].

I.5.2 Structure anatomique du bois

Les tissus végétaux sont formés à partir de tissus spécialisés dans la division cellulaire, les méristèmes, composés de cellules indifférenciées :

- Les méristèmes primaires situés à l'extrémité des tiges et des racines assurent la croissance en longueur des plantes en formant des massifs de cellules ne présentant pas d'arrangement ordonné ;
- Les méristèmes secondaires, qui apparaissent dans le végétal à partir de la deuxième année, se présentent sous forme de couches continues de cellules, appelées assises, et assurent la croissance en diamètre en produisant des cellules alignées dans le prolongement de la cellule méristématique qui leur a donné naissance.

Le bois, ou xylème secondaire, est un tissu issu du fonctionnement vers l'intérieur de l'assise génératrice libéro-ligneuse, appelée également cambium, située sous l'écorce. Dans les régions tempérées, le cambium ne fonctionne que pendant la saison de végétation au printemps et en été. Il produit chaque année une couche de bois, appelée cerne annuel, dans laquelle on peut

Parfois distinguer le bois formé au printemps (bois initial) et le bois formé en été (bois final).

Le bois est un tissu conducteur à l'intérieur duquel circule la sève brute, ou sève ascendante. Composée d'eau et de sels minéraux elle est puisée dans le sol par les racines et monte jusqu'aux feuilles. Le principal moteur de la montée de sève est la transpiration. Le bois contient des éléments conducteurs qui se prolongent dans les racines et dans les feuilles et forment autant de petites colonnes d'eau. Celles-ci présentent une telle cohésion qu'un départ d'eau par transpiration au niveau des feuilles est compensé par une entrée d'eau au niveau des racines.

Les cellules de bois sont caractérisées par la lignification des parois cellulaires. Elle a lieu à la fin de la différenciation des cellules et entraîne leur mort pour la grande majorité d'entre elles en limitant les possibilités d'échanges intercellulaires. Les seules cellules vivantes du bois sont les cellules de parenchyme qui doivent assurer un rôle de stockage et de déstockage des réserves (généralement de l'amidon) et d'élaboration de substances. Les rôles de conduction et de soutien mécanique sont remplis par des cellules mortes, vidées de leur contenu et dont ne subsistent plus que les parois.

La lignine rigidifie les parois des cellules ligneuses. Grâce à la lignification des parois de ces cellules, le bois est rigide, relativement hydrophobe et résistant à la biodégradation par rapport aux autres tissus végétaux.

Ainsi les couches de bois formées au cours de la vie de l'arbre sont conservées et forment un cylindre sur lequel vient s'appliquer chaque année un nouveau cerne de diamètre supérieur. L'arbre se dote ainsi chaque année d'une quantité d'éléments conducteurs nouveaux qui croît en même temps que ses besoins en sève brute. Les couches de bois les plus profondes ne sont plus fonctionnelles ; elles forment le bois parfait et ne contiennent plus que des cellules mortes. Le bois fonctionnel, correspondant aux dernières couches formées, est appelé aubier. Chez certaines essences, dites : Essence à aubier différencié, le bois parfait est coloré et nettement distinct de la couronne d'aubier périphérique : il a subi une transformation que l'on appelle la duraminisation et il est alors appelé duramen, ce terme devant donc être strictement réservé aux bois parfaits ayant effectivement subi une duraminisation. La duraminisation est provoquée et contrôlée par les seules cellules vivantes présentes dans l'aubier, les cellules de parenchyme. On note par exemple l'élaboration de substances qui vont imprégner le bois et lui conférer sa couleur et une certaine résistance naturelle vis-à-vis des champignons ou des insectes ravageurs. Les voies de circulation de la sève sont fermées (fermeture des ponctuations aréolées des trachéides de résineux) ou bouchées (bouchage des vaisseaux de feuillus par des expansions membranaires appelées thylles ou par des substances obstruantes), ce qui a pour effet de rendre le bois

Parfait duraminisé imperméable. La duraminisation explique en grande partie certaines caractéristiques essentielles des essences, à savoir la durabilité naturelle et l'imprégnabilité. La zone vitale de l'arbre est donc une couche périphérique dans laquelle se trouvent les assises génératrices, les tissus conducteurs (l'aubier et le liber, partie interne de l'écorce dans laquelle circule la sève élaborée, contenant les sucres produits par photosynthèse) et protecteur (liège). La partie centrale du tronc n'est pas vitale pour l'arbre, elle peut même manquer suite à une dégradation biologique dans le cas des arbres creux. Il est intéressant de noter que dans l'arbre sur pied, l'aubier, grâce à son parenchyme vivant et réactif, est moins souvent attaqué que le bois parfait, bois mort et inerte, même lorsque celui-ci est duraminisé. Par contre, dans le cas d'un arbre abattu ou du bois mis en œuvre, l'aubier résiste nettement moins bien que le duramen car ce dernier contient des substances protectrices élaborées au moment de la duraminisation, notamment des tannins. La figure 7 illustre cette structure du tronc des arbres [Mouhssine, 2014].

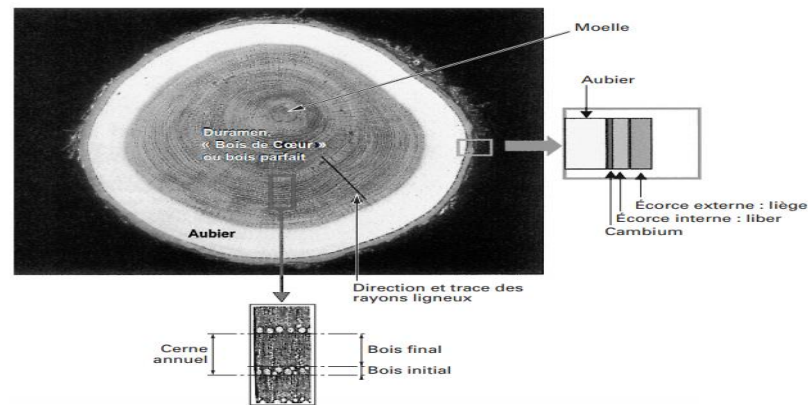


Figure I.7: Structure du tronc dans l'arbre (bois de chêne).

I.6 Classification des arbres

On peut distinguer les deux grandes classes d'arbres que sont les résineux (ou les gymnospermes) et les feuillus (ou les angiospermes), chacune des classes développent une structure particulière. Les résineux, plus anciens, développent une solution simple et uniforme, constitués de deux types de cellules :

Les trachéides cellules longitudinales assurent une double fonction de conduction et de soutien. Les cellules parenchymes assurent le stockage par l'intermédiaire des cellules radiales et axiales. Le bois des feuillus présente dans sa structure une diversité beaucoup plus grande que les résineux et possède différents types de cellules (vaisseaux, trachéides et cellules parenchymes). Dans le bois des feuillus, il existe des vaisseaux spécialisés pour transporter la sève brute et des fibres assurant la résistance mécanique et de soutien. La réserve de substance nutritive est assurée comme chez les résineux par les parenchymes longitudinaux et radiaux.

A l'échelle la plus fine d'investigation du matériau, au niveau microscopique, les cellules de bois se présentent sous la forme de tubes, dont la paroi est composée de multicouche successives tressées tout autour d'un trou central « le lumen » qui sert de circulation de la sève ascendante. La figure ci-dessous présente la structure du bois de la planche à la molécule, avec l'organisation de la paroi cellulaire.

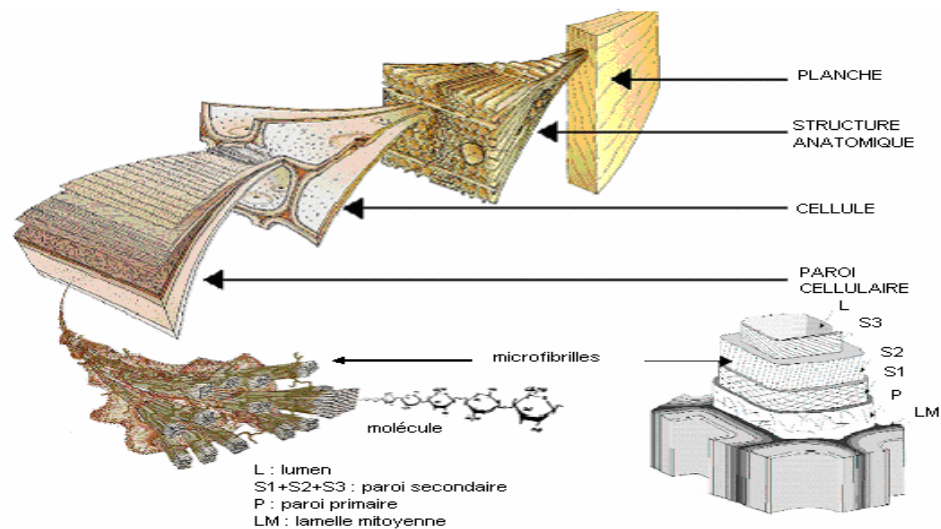


Figure I.8: Structure microscopique de la paroi cellulaire de forme de tubes de la planche à la molécule.

Détaillons brièvement les différentes parties qui composent le tronc de l'arbre. Pour mieux visualiser à quoi correspondent les directions longitudinale, radiale, tangentielle. Le bois est composé de l'aubier et du duramen (= bois de cœur). Ecorce, cambium, moelle ne sont pas considérés comme du bois.

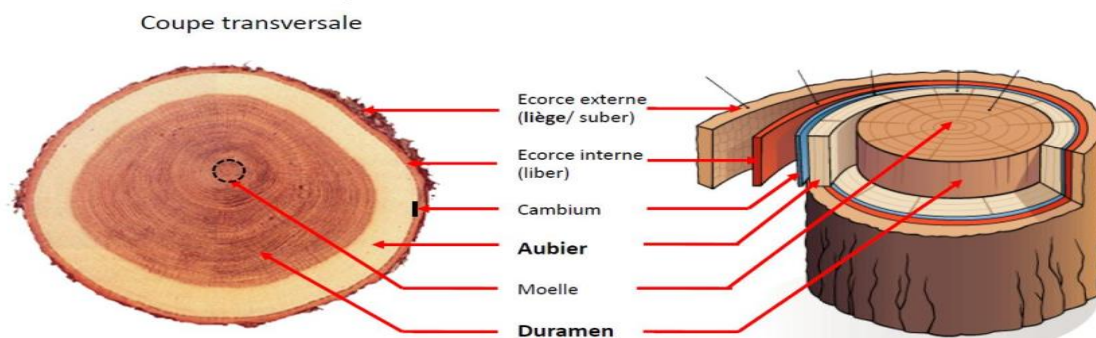


Figure I.9: Coupe transversale d'un tronc sur laquelle on peut observer différentes zones.

Le cambium est la couche la plus importante car c'est elle qui assure l'accroissement du diamètre de l'arbre. Elle est située juste sous l'écorce interne (ou liber). Ses cellules vivantes se divisent et se multiplient pour former de nouvelles cellules. Celles formées vers l'intérieur sont nombreuses et donneront le bois ; et celles formées vers l'extérieur renforcent l'écorce qui a vu son diamètre grandir aussi. **L'écorce** sert juste de couche protectrice pour le tronc. **L'aubier** est une partie partiellement vivante qui assure la canalisation de la sève (brute et élaborée) dans les deux sens. Son épaisseur est fonction de l'essence. Au fur et à mesure de l'augmentation du diamètre du tronc, le cambium s'écarte des cellules d'aubier situé plus près de la moelle. Celles-ci finissent par devenir inactives, elles cessent de transporter la sève et meurent. Les vaisseaux finiront par se boucher à cause du tanin, de la résine, de graisses et gommes. On remarque que la couleur du bois change et que ses cellules meurent petit

à petit. Ce processus crée le **duramen**. Les **cernes** sont des couches de bois particuliers qui apparaissent lorsqu'il y a interruption du cycle de croissance.

Le bois est un matériau hétérogène, elle repose sur la multiplicité de facteurs naturels influençant ses conditions de croissance ou de composition, avec pour résultat des singularités physiques tel que, l'irrégularité des cernes de croissances, la présence de nœuds de fentes etc [FAO, 2011].

I.7 Comportement mécanique du bois

I.7.1 Propriétés physico-mécaniques des bois

Les propriétés mécaniques du bois caractérisent la rigidité et la résistance du bois face aux forces qui tendent à le déformer. En effet, le bois est un solide déformable qui réagit à l'application des charges en se déformant sous leurs effets.

I.7.1.1 Comportement élastique

L'élasticité est la propriété qu'ont certains matériaux comme le bois de reprendre leur forme ou leurs dimensions initiales lorsque la charge causant la déformation est enlevée. Ceci a lieu lorsque qu'on est en dessous de la limite proportionnelle ou élastique.

Autrement, une partie de la déformation sera permanent, même après enlèvement de la charge.

La limite proportionnelle est un paramètre indispensable pour distinguer le comportement élastique du comportement plastique.

La courbe contrainte déformation du bois en traction/compression dans le sens longitudinal. (Figure ci-après) permet de définir le module d'élasticité E ou module d'Young. Celui-ci n'est valable que jusqu'à la limite proportionnelle.

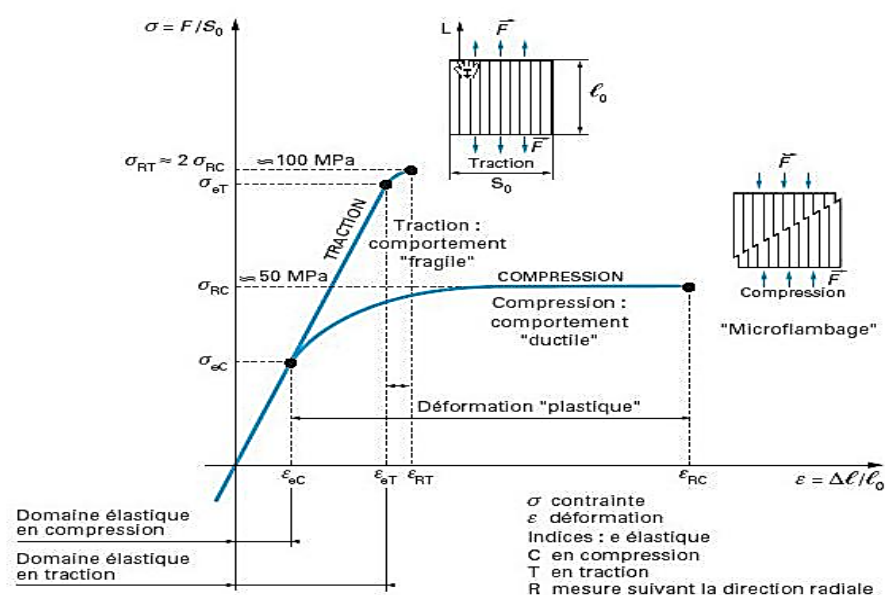


Figure I.10: Diagramme contrainte déformation du bois en traction / compression.

L'influence de l'anisotropie du bois est due particulièrement au fait qu'environ 90% des fibres sont dans le sens longitudinales et les autres 10 % sont radiales et tangentiels. C'est pourquoi l'arbre est plus renforcé verticalement et que son module $E_L \gg E_R > E_T$. Le bois est un matériau anisotrope, l'ensemble des caractéristiques et propriétés mécaniques physiques et Technologiques changent suivant la direction choisie. La description de la structure anatomique du bois nécessite une observation sur trois plans (direction) : ce sont les trois plans (ou coupes) perpendiculaires montrés en Figure ci-dessous.

Le plan transversal perpendiculaire à l'axe de la tige où l'on peut observer les cernes annuels, le plan radial passant au centre de la tige et le plan tangentiel un plan excentré, parallèle à l'axe de la tige et tangent aux cernes annuels. Les trois directions sont :

La direction longitudinale ou axiale, notée (L) sur la figure, dans la direction des fibres et parallèle à l'axe du tronc.

La direction radiale, notée (R) sur la figure, perpendiculaire à la première et correspondant à la direction de croissance en diamètre. La direction tangentielle, notée (T) sur la figure, perpendiculaire à la direction radiale et prise tangentiellement aux cernes son annuels.

Les directions (L - R - T) sont les directions d'anisotropie du bois.

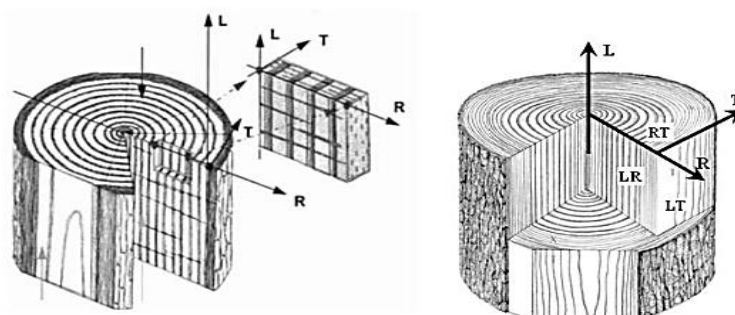


Figure I.11: Coupe montrant des directions d'orthotropie du bois à l'échelle du tronc.

Le repère R - L - T, montrant des directions d'orthotropie génère trois plans de symétrie (LT, LR, TR) correspondant chacun à une coupe des pièces de bois.

La loi de Hooke est une relation linéaire reliant la déformation à la contrainte pour la modélisation du comportement d'un solide élastique parfait. Étant donné l'anisotropie du bois, la loi de Hooke généralisée passe par une détermination d'une équation matricielle couramment utilisée, faisant apparaître un tenseur d'ordre 4, appelé tenseur des complaisances élastiques [Kollmann et Côté 1968, Guitard 1987].

$\epsilon_R, \epsilon_L, \epsilon_T$: les déformations axiales suivant les directions R, T et L

$\sigma_R, \sigma_L, \sigma_T$: les contraintes normales suivant les directions R, T et L

$\gamma_R, \gamma_L, \gamma_T$ les déformations angulaires par rapport à R, T et L

$\tau_{TL}, \tau_{RL}, \tau_{RT}$ les contraintes de cisaillement dans les plans TL, RL ou RT

Dans le domaine élastique du bois, le module d'élasticité (module d'Young E) est un paramètre important pour déterminer son comportement mécanique. Des facteurs influent le module d'Young, notamment la température, la teneur en eau (humidité) et la densité.

- **Influence de la température :** L'influence de la température sur les propriétés mécaniques du bois est toujours déterminée par le changement des paramètres élastiques, des dilatations, des relaxations des contraintes ou bien des quelques combinaisons entre ceux-ci [Bodig et Jayne, 1982]. En générale, quand la température augmente, on obtient une contrainte plus faible à la même valeur de déformation (le matériau bois est moins dur quand la température augmente). Cette relation est présentée dans la Figure 12.

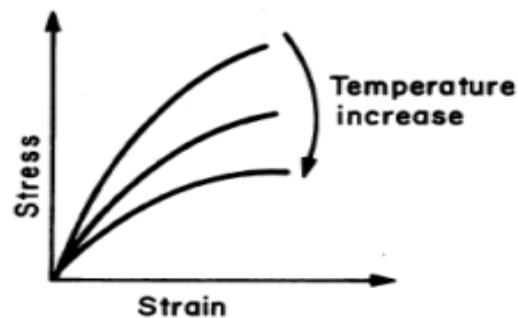


Figure I.12: Représentation de l'effet de la température dans la courbe contrainte déformation du bois [Bodig et Jayne, 1982].

Un exemple de l'effet de température influe sur le module d'élasticité, appliqué sur 2 essences du bois, est montré dans la Figure 13.

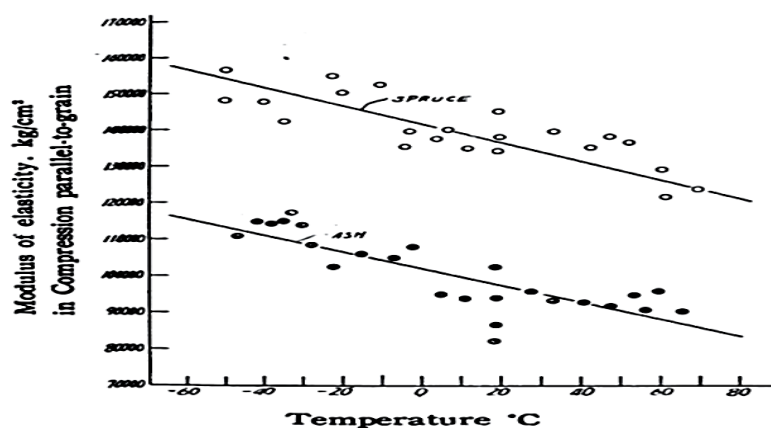


Figure I.13: Relation entre EL et la température pour deux essences du bois [Sano, 1961 cité dans Bodig and Jayne, 1982].

- **Influence de l'humidité :** Généralement, le changement de l'humidité affecte profondément l'équilibre des constants élastiques du bois, surtout quand le taux d'humidité est dans le domaine hygroscopique. La limite supérieure de ce domaine (ou le point de saturation des fibres, dite PSF) varie selon l'espèce et la température. Pourtant, elle est toujours proche de 30% à 20°C [Perré, 1994]. Notons qu'au point de saturation des fibres, tous les pores d'un

diamètre inférieur à environ $0.1 \mu\text{m}$ sont saturés [Perré, 1987]. D'après [Guitard, 1987], la variation dimensionnelle, retrait ou gonflement, se réalise quand le taux d'humidité est en dessous de PSF. De plus, [Pluvinage, 1992] a montré que le PSF influe également sur la variation de module d'Young en fonction de l'humidité. Cette variation est très forte quand l'humidité est moins de 30% et presque constante quand l'humidité est plus de 30%. Son travail est réalisé sur le bois de chêne, bouleau et pin, présenté à la Figure 14.

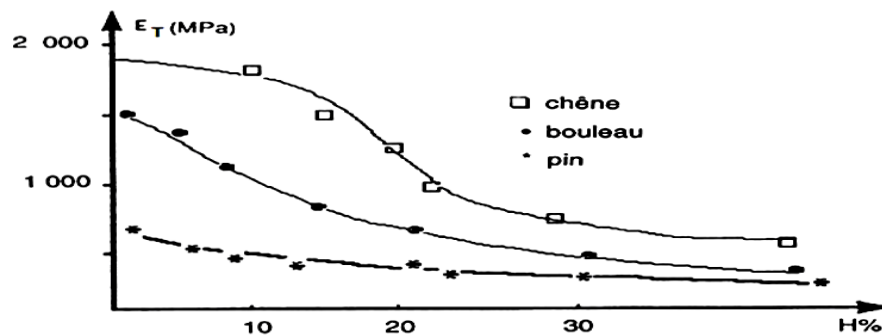


Figure I.14: Variation du module d'élasticité E_T en fonction de taux d'humidité [Pluvinage,1992].

Le module d'Young est varié en fonction du changement de l'humidité et de la température. Cette conclusion est reconfirmée par le travail de [Bodig et Jayne, 1982], ils ont montré une courbe qui représente l'effet de l'humidité sur le module d'élasticité de l'épicéa à basse température (Figure 15).

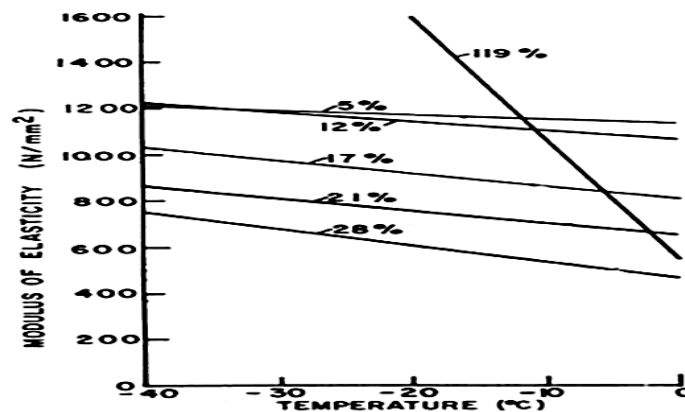


Figure I.15: Effet de taux d'humidité sur ER de l'épicéa à la base température [Geissen,1976 cité dans Bodig et Jayne,1982].

- Influence de la densité :** Pour mesurer la densité réelle on réduit le bois en poudre impalpable. On constate alors que la densité de la matière ligneuse est sensiblement la même quelle que soit l'espèce considérée. Elle est comprise entre 1,40 et 1,53. C'est la densité dont on approche en réduisant à néant par compression, la porosité du bois. Mais il ne s'agit là que d'une curiosité scientifique (sauf pour les utilisateurs du bois en poudre).

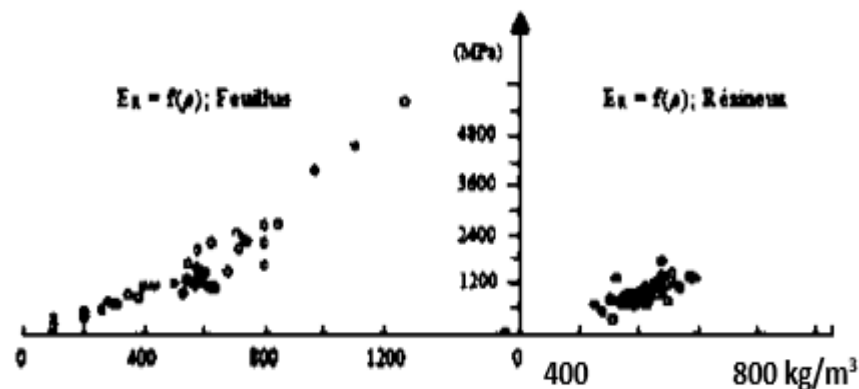
La densité qui intéresse le fabricant est la densité apparente détermine la porosité du matériau et varie en fonction du taux d'humidité.

La densité (D) est une fonction de la masse (M) et du volume (V) de l'échantillon à l'humidité (H) : $DH = MH / VH$

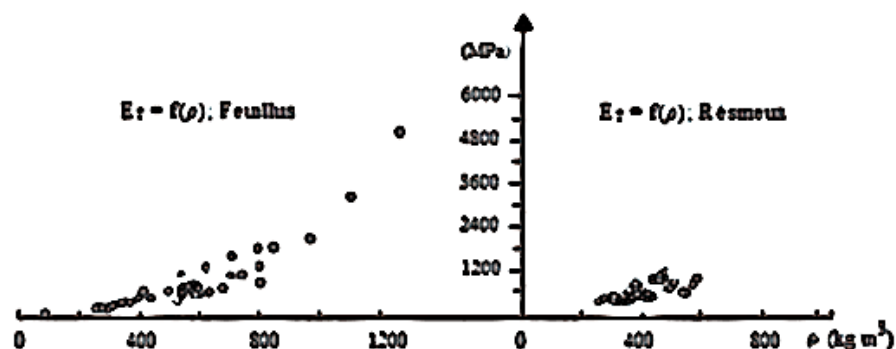
La masse volumique varie entre 150 kg/m^3 pour les bois très légers (comme le balsa), et jusqu'à plus de $1\,000 \text{ kg/m}^3$ pour les bois très lourds comme l'ébène.

La densité du bois (ou la masse volumique) est le rapport entre la masse et le volume d'un échantillon qui vise à préciser la quantité massique de matière ligneuse contenue dans le volume donné de bois [Guitard, 1987]. Elle est une caractéristique extrêmement importante parce qu'elle conditionne nombre de propriétés et aptitudes technologiques du matériau et notamment ses propriétés mécaniques [Nepveu, 1994]. D'après [Guitard, 1987], la masse volumique calculée est de $0,65 \text{ g/cm}^3$ pour le feuillu standard et est de $0,45 \text{ g/cm}^3$ pour le résineux standard. Par contre, la densité du bois présente une vaste plage pour les essences différentes, depuis $\rho=0,2 \text{ g/cm}^3$ pour le Balsa jusqu'à $\rho=1,28 \text{ g/cm}^3$ pour l'Endranendrana. Cet auteur présente des diagrammes qui permettent de déterminer le module d'Young E en fonction de la densité ρ [Marie, 2012].

a) Direction radiale



b) Direction tangentielle



c) Direction longitudinale

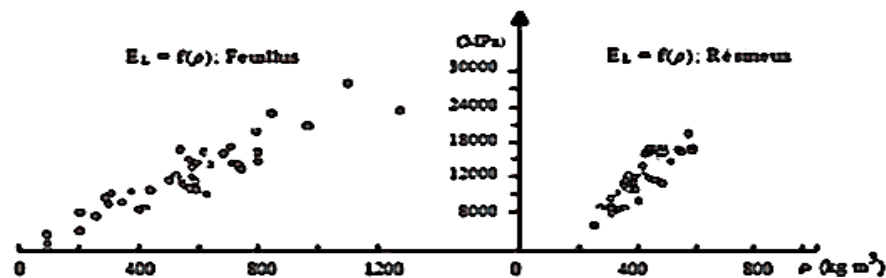


Figure I.16: Module d'Young en fonction de la densité des différences essences pour les teneurs en eau voisinent de 12% [Guitard,1987].

Grâce aux diagrammes présentés dans la Figure 16, on constate que le bois qui possède la densité plus élevée (plus dense) est plus résistant (le module d'Young est plus élevé). Cette confirmation est correcte pour toutes les trois directions du bois, même pour le feuillu et le résineux.

I.7.2 Domaine plastique-mécanisme de rupture

Considérons un essai mécanique classique : essai de traction ou de compression. Le rapport de contrainte/déformation (module d'Young dans la zone élastique) est très varié pour les différentes essences du bois ou pour les différentes directions dans un même arbre. Pourtant, la courbe de contrainte/déformation dans l'essai de traction/compression pour le bois sec possède une forme générale comme la Figure 17.

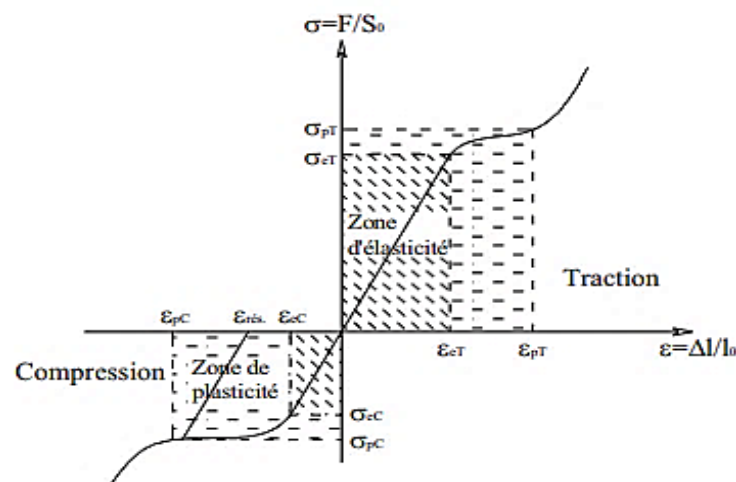


Figure I.17: Courbe de contrainte -déformation en traction et en compression limitée à la zone de comportement plastique [Guitard,1994].

Comparons maintenant les résistances moyenne à la rupture (en MPa) des essences de bois les plus courantes (éprouvette sans défauts à 12 % d'humidité) par rapport aux autres matériaux de construction sous forme de tableau :

Tableau I-3: Comparatif des résistances moyennes à la rupture (bois-Acier-Béton) .

Résineux (sapin)	Résineux (sapin)	Résineux (mélèze)	Feuillus (chêne tendre)	Feuillus (Azobé)	Acier	Béton
Traction (axiale)	90 – 100	100-120	100 - 120	150-200	270	2.4
Traction (transversale)	1.2	2	3	5	270	2.4
Compression (axiale)	35 – 45	40 – 55	40 - 60	90 - 100	270	18
Compression (transversale)	6 – 8	9 – 10	12 - 15	>20	270	18
Flexion	70 – 140	70 – 140	70 - 140	70 - 140	270	18

Voici à présent le tableau des modules d'élasticité E (en N/mm² = MPa) suivant les 3 directions pour le bois (on est toujours à 12 % d'humidité).

Rappelons que le module d'élasticité (axiale) de :

- **Acier est de 210 000 MPa**
- **Béton est de 11 500 MPa**

Tableau I-4: Indiquant les modules d'élasticité E (des bois) dans les trois directions.

	MASSE VOL. (g/cm ³)	E longitudinale (MPa)	E transversale (MPa)	E radiale (MPa)	Degré d'anisotropie : EL/ER	EL/ET	ER/ET
Feuillus standard	0,65	11000 à 14400	1 030	1 810	6 à 8	11 à 14	1,7
Résineux standard	0,45	11000 à 13100	636	1 000	11 à 13	17 à 21	1,6

I.8 Bois dans la construction

I.8.1 Historique de la construction en bois

Une maison en bois est une construction dont la structure porteuse est en bois.

L'utilisation du bois dans la construction remonte à près de 20 000 ans. A cette époque, les hommes construisaient des habitations en bois et en paille. Plus tard (vers - 6 000), des constructions sur pilotis font leur apparition (vestige dans les lacs Alpains). Au temps des romains, les habitations s'élèvent, on dissocie les murs du toit (premières charpentes) et on isole les poteaux du sol (poteaux posés sur des pierres) pour une meilleure résistance (ex : Temples japonais du 7ème siècle, églises en bois debout en Norvège, Pagode chinoise en bois).

En Russie et en Scandinavie (régions montagneuses), des chalets de rondins empilés sont bâtis dès le moyen âge. A cette même époque, en Europe, les premières maisons à colombages, présentes dans tous les centres historiques de nos grandes villes, font leur apparition. A partir de 1550, la technique des bois longs (très coûteuse, difficile à construire, ne permettant que 2 étages) est remplacée par la

méthode des bois courts (légèreté, facile à approvisionner, jusqu'à 6 étages) [Fleury. E et al, 2006]. Vers 1850, en raison de la disparition de la forêt primaire et de l'apparition du béton, ces modes constructifs (maison bois) vont pratiquement disparaître. Depuis 1960, la tendance s'inverse, la construction bois revient. De nos jours, du fait des problèmes environnementaux, la demande pour les constructions à base de bois s'est considérablement amplifiée.

Dans les pays du Nord de l'Europe (régions fortement boisées en résineux), depuis tout temps on construit en bois (chalets notamment). Dans cette partie de l'Europe, 95 % des maisons sont en bois. Dans les pays à forte couverture forestière d'Amérique du nord (Etats Unis, Canada), par la volonté de s'installer rapidement et les techniques apportées par les immigrants européens, la construction bois c'est très vite développé. En effet, le système plate-forme (Ossature bois) issue de la technique des bois courts permet d'avoir aujourd'hui plus de 90 % des constructions réalisées en bois.

Au Japon, 50 % des maisons sont en bois. En Algérie, on trouve aussi plusieurs applications du bois comme élément de structure, au sud Algérien, où l'activité des chantiers pétroliers est en croissance permanente, les bases de vie des entreprises sont conçues par l'ossature bois [Marchal et al, 1988].

I.9 Le Classement des bois de structure

L'utilisation du matériau bois en usage structurel est conditionnée par la connaissance de ses propriétés physico-mécaniques, ses conditions de croissance, d'exploitation et de traitement.

Pour cela il est indispensable lors de l'APS (Avant-Projet Sommaire), pour une construction en structure bois, de bien évaluer la classe d'emploi et la performance du bois pour déterminer l'essence et le traitement appropriés.

Ainsi le classement des bois de structure a pour but de proposer différentes classes où les bois seront triés en lots homogènes de même résistance en vue d'optimiser leur utilisation en construction.

Selon le CTBA (Centre Technique du Bois et de l'Ameublement), pour réaliser ce classement, deux méthodes existent selon une norme de classement référencée (NF B 52-001 de mars 2007):

- La méthode visuelle en observant les défauts et les singularités du bois, qui permet de déterminer du bois en fonction des particularités physiques tel que l'accroissement des cernes, les imperfections de débit et les altérations du bois.

Ce mode de classement est assuré par l'homme ou la machine (Scanner, ...).

Le classement visuel structure définit 3 choix désignés par les appellations ST-I, ST-II, STIII.

- Le classement par machine se fait directement en scierie. La méthode par machine permet d'effectuer un classement des pièces en fonction de classe de résistance. En mesurant directement les propriétés mécaniques du bois, selon la norme NF EN 519, qui permet de trier automatiquement en classes mécaniques définies par la norme NF EN 338 présente pour les résineux et les feuillus.

Il est fondé sur la bonne corrélation statistique existant entre la contrainte de rupture en flexion des pièces de bois et leur module d'élasticité à la flexion.

Le tableau suivant indique la correspondance entre les classes mécaniques et les classes visuelles, en fonction des essences :

Tableau I-5: Tableau indiquant la correspondance entre les classes visuelles et mécaniques.

Essences	Classe visuelle Selon NF B 52 001	Classe mécanique Selon NF EN 338	Emplois principaux
Sapin, Epicéa, Pins, Douglas Peuplier, Mélèze	ST I	C30 (GL)	Charpente - lamellé-collé
	ST II	C24 (GL)	Charpente - lamellé-collé et industrielle
	ST III	C18	Charpente - traditionnelle
Feuillus (Chêne)	1	D35	
	2	D30	

Les bois de structures sont repartis en classe de résistances désignées par une lettre, cette lettre désigne la catégorie du bois :

- C : Pour les résineux
- D : Pour les feuillus
- GL : Pour les lamellé-collé

I.10 Bois en Génie Civil

I.10.1 Les pieux en bois

Pendant des siècles, voire des millénaires, les bâtiments et ponts ont été érigés sur des pieux en bois battus dans des terrains possédant de faibles propriétés mécaniques. La révolution industrielle au 18^{ème} siècle et l'essor des réseaux ferré et routier au 19^{ème} siècle ont été à l'origine du développement du commerce et du charbon en Europe. Les progrès technologiques ont contribué à diversifier les essences jusque-là utilisées sur les chantiers. Ainsi, le pin sylvestre (produit essentiellement dans le nord de l'Europe) qui était moins coûteux que les autres essences a été largement utilisé dans la construction des fondations des bâtiments et ponts à cette époque [Christin. J, 2013].

Les études menées par [Meaden and all, 2012] ont montré que les bois mis en œuvre dans des environnements hostiles caractérisés par une « agressivité » maritime, des zones de marnage ou le frottement des sédiments devaient présenter des propriétés mécaniques et de durabilité élevée.

Plusieurs grands bâtiments reposent aujourd'hui sur des pieux en bois aux Etats-Unis : Le superdôme de Louisiane a été bâti sur des pieux en bois supportant 13000 m³ de béton et 18000 tonnes d'acier [Reynolds et Bates, 2009] ; et dans la baie de Marsh à New York, un des terminaux de l'aéroport JFK a été construit sur 1000 pieux en bois de 12,20 m de longueur battus dans des sables [Graham et James, 1996].

I.10.2 Le bois comme matériaux de construction

Les matériaux dérivés du bois ont pris une importance considérable dans tous les domaines de la filière bois. Ils sont incontournables en construction où ils permettent des réalisations que n'autorise pas le bois massif (grandes portées, formes courbes, légèreté...). L'utilisation d'éléments collés contribue à l'amélioration des propriétés des menuiseries industrielles en bois (stabilité dimensionnelle) et à une diminution des coûts. Les panneaux sont à la base d'une industrie de l'ameublement qui s'est considérablement démocratisée. En amont, l'industrie du panneau de particules offre un débouché économiquement indispensable pour les sous-produits de scierie. Enfin, tous les matériaux reconstitués à base de bois contribuent à une exploitation plus rationnelle de la ressource forestière en donnant des débouchés aux bois de petites dimensions et/ou de faible qualité, ainsi que des applications dans la construction telle que la charpente en bois et le parquet interne et externe des habitations (figure I.18).



Figure I.18: Exemple de structure en bois.

Il a été montré dans plusieurs études [Soltis 1984] [Turner et al. 1990] que les performances parasismiques des structures à ossature en bois étaient généralement satisfaisantes en raison, d'une part, du rapport résistance-masse élevé du bois, et d'autre part, des actions individuelles des murs enveloppes (liés aux fondations) ou de contreventement dont le comportement parasismique est gouverné par la ductilité des assemblages par connecteur métallique (clou, boulon...).

Nous avons constaté des essors considérables en matière d'utilisation du matériau bois en génie civil, vu les exigences réglementaires environnementales, et l'engagement des pouvoirs publics dans la politique du développement durable, cela par une généralisation d'utilisation du matériau bois dans plusieurs types de construction. Dans ce contexte, il a été prévu que le recours aux poteaux en bois serait systématique dans les parcs naturels pour les lignes à basse et moyenne tension. Plusieurs projets de pylônes en bois pour la haute tension, d'une hauteur supérieure à 20 m, sont également en cours d'études ou de réalisation, comme le pylône à haute-tension « Corolle », érigé en 1996 à Abergement-la-Ronce dans le Jura et sur une dizaine d'autres sites. Conçu par le sculpteur Martin Szekely avec la collaboration du CTBA, il est réalisé en pin sylvestre lamellé-collé, aussi le bois

trouve une utilisation dans les structures classées comme ouvrages d'art, telle que le pont de Sankt-Georgen en Autriche.

I.10.3 Les différents systèmes constructifs bois modernes

Les principales techniques contemporaines de construction de bâtiments en bois découlent de techniques anciennes déjà connues au XVe siècle, dont les matériaux et les procédés de fabrication ont fortement évolué, en fonction du savoir des artisans et de la disponibilité des matières premières. Ainsi, l'apparition d'organes d'assemblage plus faciles à mettre en œuvre (pointes, boulons) a conduit progressivement et partiellement au remplacement des assemblages traditionnels de charpente bois, tels les tenons et mortaises. De même, l'apparition des panneaux à base de bois (contreplaqués) a conduit au remplacement des contreventements en planches par ces types de panneaux. En France, l'apogée de l'ère industrielle de la fin du XIXe siècle, très consommatrice de bois d'énergie, et la disparition d'une partie du savoir-faire des charpentiers dans les tranchées des guerres mondiales, expliquent partiellement le passage au second rang de la construction de maison en bois.

- **Les constructions en bois massif ou bois empilés**

Il s'agit de constructions dont les parois verticales sont réalisées à partir de poutres profilées, empilées et liaisonnées ensemble, de façon à constituer des parois pleines ayant une triple fonction : portante, séparative et isolante. C'est l'une des techniques les plus anciennes, surtout utilisée dans les régions forestières à forts peuplements résineux. Les sections des poutres sont soit rectangulaires (madrier), soit rondes (rondins). Les constructions en "Fuste" correspondent à la technique d'empilage de grumes écorcées mais non calibrées, avec un contre-profil pour assurer l'étanchéité. Les madriers et les rondins sont en bois massif ou en bois contrecollés (BMR bois massifs reconstitués), principalement en essences résineuses (Sapin, Épicéa, Mélèze, Pins, Douglas), et d'épaisseur courante de 80 à 180 mm. Dans le cas d'épaisseur faible, un doublage intérieur ou extérieur complété d'un parement peut être associé afin d'améliorer l'isolation de la construction. Les planchers et les toitures sont réalisés selon les techniques traditionnelles de charpente en bois. Pour ce type de construction, il est indispensable de tenir compte de l'effet de tassement des parois verticales, qui est dû à la compression transversale des rondins ou madriers sous l'action permanente des charges (et éventuellement du retrait si les bois n'ont pas été mis en œuvre suffisamment secs). Le principal avantage de ce type de construction est de conférer une ambiance intérieure très chaleureuse, au contraire des constructions en filière humide (maçonnerie), du fait de la forte présence de bois dont les propriétés hygroscopiques régulent l'humidité de l'air intérieur.

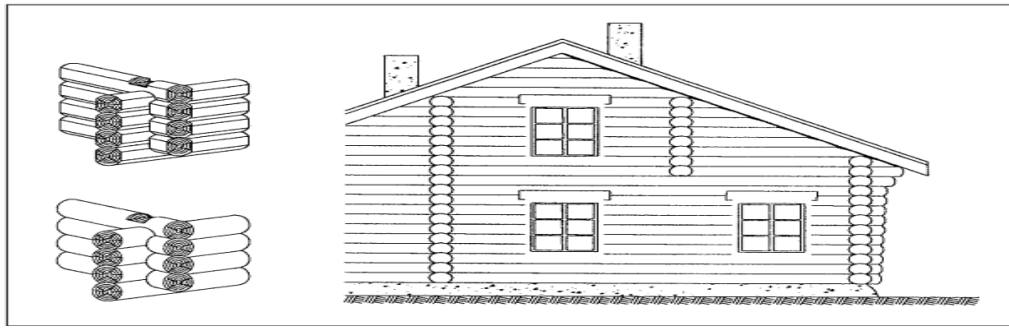


Figure I.19: Extrait de construction à ossature bois. Conception et mise en œuvre- [Editions CTBA, Eyrolles:2004-236p.](#)

- **Les constructions dites “poteaux/poutres”**

Cette technique utilise des poteaux et des poutres relativement espacés et de fortes sections complétés par des éléments porteurs secondaires (solives, traverses, potelets) qui n'ont que des fonctions mécaniques locales et supportent à leur tour les remplissages. En comparaison aux autres techniques de construction, le poteau/poutre présente certains avantages : réduction du volume de bois utilisé, diminution du temps nécessaire à l'édification. Ce procédé est principalement utilisé pour la construction de bâtiment de grandes dimensions, car il permet de libérer de grands volumes. Cette technique s'apparente aux techniques traditionnelles de charpente bois, et utilise principalement des bois d'essences résineuses, en bois massif ou lamellés-collés, selon les portées et les charges à reprendre.

- **Les constructions à ossature bois**

Cette technique est la plus utilisée en France et dans les principaux pays industrialisés. Le procédé découle directement des anciennes techniques de colombages (ou pans de bois) pour lesquelles les sections et les entraxes des montants verticaux ont été réduits, les panneaux dérivés du bois (contreplaqués, OSB : oriented strand board, panneaux de particules) ont remplacé les planches de contreventement en bois massifs, un isolant est disposé dans les cavités de l'ossature, et des parements intérieurs et extérieurs sont fixés sur les ossatures.

Cette technique est parfaitement adaptée à la préfabrication, soit de panneaux d'ossature de longueur d'une façade, soit de panneaux manu-portables à assembler sur site. Les bâtiments sont réalisés selon la technique de l'ossature plate-forme, qui consiste au montage des niveaux successifs de mur et de plancher, permettant ainsi la préfabrication d'éléments de petites dimensions. Les bois utilisés pour les ossatures sont principalement des bois massifs résineux, les parements intérieurs sont généralement en plaques de plâtres, et les parements extérieurs en bardages bois massifs, mais la mise en œuvre de revêtements de types enduits, briques ou autres sont également réalisable.

Globalement, la répartition des constructions neuves en bois en fonction de la technique est la suivante :

Constructions en bois massifs (bois empilés)	14 %
Constructions en panneaux à ossature bois	57 %
Constructions en poteaux/poutres	9 %
Constructions mixtes	20 %
Total	6 500 maisons/an

Ces types de construction, comme tous les composants de construction ou ouvrages, sont régis par des textes normatifs, anciennement appelés DTU (documents techniques unifiés).

I.11 Le marché de la construction bois

À titre de comparaison, les parts de marchés des maisons neuves en bois, et les quantités de bois consommés par pays industrialisés par an, sont les suivantes :

Pays	Parts de marché des maisons	Quantité de bois finis (profilés)	Volume de bois utilisés
États-Unis	95 %	30 à 32 millions m ³	0,44 m ³ /hab.
Canada	95 %	3 à 4 millions m ³	0,66 m ³ /hab.
Japon	53 %	800 à 850 000 m ³	1,00 m ³ /hab.
Finlande	90 %	150 à 160 000 m ³	1,00 m ³ /hab.
Suède	97 %	180 à 190 000 m ³	0,43 m ³ /hab.
Norvège	95 %	200 à 210 000 m ³	0,60 m ³ /hab.
Allemagne et Autriche	16 %	510 à 550 000 m ³	All. : 0,20 m ³ /hab. Aut. : 0,68 m ³ /hab.
Royaume-Uni	11 %	375 000 m ³	0,16 m ³ /hab.
France	4 %	60 à 70 000 m ³	0,25 m ³ /hab.

Source : CNDB

♦ Les Constructeurs de maisons en bois en France

La filière construction bois est difficilement identifiable car les entreprises qui la constituent sont des PME ou des TPE pour la plupart. Actuellement, 2 000 entreprises environ sont susceptibles de construire des maisons en bois ; mais seulement 750 en font leur principale activité. Deux principaux syndicats professionnels encadrent les activités liées à la construction bois : AFCOBOIS (Association française de Construction de Maisons Bois), au sein de la FFB (Fédération française du Bâtiment), et le SYMOB (Syndicat national des Fabricants et Constructeurs de Maisons à Ossature Bois) au sein de la FIBC (Fédération des Industries du Bois Construction). Plusieurs actions sont lancées par le secteur bois pour développer ces constructions et répondre à la demande. Parmi celles-ci, il faut citer une formation destinée notamment aux entreprises de menuiseries ou de charpentes bois, qui souhaitent élargir leur marché et aller jusqu'au bâti. Cette formation peut contribuer au développement d'une partie de l'offre constituée d'entreprises de petites tailles, voire artisanales. Dans le secteur industrialisé des produits à ossature bois, des rapprochements entre fabricants de clos couverts en bois (fournisseurs potentiels) et constructeurs de maisons individuelles (œuvrant

jusqu'alors dans le domaine des maisons en maçonnerie) apparaissent. C'est une évolution très révélatrice du potentiel de développement. Ce type de collaboration peut favoriser le développement technologique de fabrication de kits à ossature bois (CAO, automatisation, etc.) et progressivement positionner les produits bois de façon concurrentielle sur des constructions de début, voire de moyenne gamme. Sur ce plan, des logiciels métiers de GPAO complets (conception, dessin, fabrication, logistique) devraient apparaître sur ce secteur d'activité dans les années à venir.

◆ Les filières en amont de la construction bois

La réalisation de maisons en bois nécessite un approvisionnement régulier et homogène en matières premières. À titre indicatif, les parts de bois de structure autre que charpente de toiture utilisés par le secteur de la maison bois sont :

Constructions en bois massif	30 à 35 000 m ³
Constructions à ossature bois et poteaux/poutres	70 000 m ³
Total	100 000 m ³

Source : CNDB

La quasi-totalité du bois massif consommé pour réaliser ces constructions est du bois d'importation, principalement de Scandinavie et d'Europe du Nord. Concernant les composants bois dérivés (lamellé-collé, panneaux bois, bardage, etc.), l'approvisionnement est principalement local, du fait d'une présence significative des réseaux de distribution.

I.12 Les évolutions de la construction bois

• Un événement fort : la marque CE

La directive européenne Produits de construction, concernant l'ensemble des matériaux de construction mis sur le marché européen, fait que tous les produits destinés à la construction devront progressivement justifier de leurs conformités aux exigences essentielles (stabilité mécanique, étanchéité à l'eau et à l'air, isolation thermique et acoustique, protection incendie, santé et environnement), définies par les normes européennes. Cette attestation de conformité est matérialisée par l'apposition du marquage CE sur les produits. Cette disposition devrait renforcer le niveau de qualité de l'ensemble des produits.

• Autres évolutions sensibles

D'importantes évolutions sont en train de voir le jour à la fois dans l'acquisition de savoir-faire au niveau des petites entreprises comme nous l'avons vu précédemment, mais aussi dans l'industrialisation de certains produits :

- une offre de produits de bardages finis en usine prêts à poser connaît une forte croissance, ce qui permet la réduction d'entretien sur les façades extérieures.

- des systèmes fiables de doublages extérieurs avec finition de type enduit à aspect traditionnel permettent l'intégration dans le bâti quelles que soient les contraintes d'urbanisme.
- un programme de qualification des conceptions actuelles en termes de performances thermiques va permettre de valoriser les atouts intrinsèques de ce type de conception dans le cadre de la future réglementation thermique "RT 2005". Ces atouts peuvent par ailleurs constituer un facteur de développement pour certaines technologies de construction de type "Bioclimatiques" ou "maisons passives".
- une étude devant aboutir à la conception d'un outil d'écoconception de la maison à ossature bois est lancée au CTBA depuis septembre 2004.
- le CTBA a élaboré une base de données des détails constructifs et des caractéristiques techniques des différentes parois constituant les bâtiments à ossature bois (plancher, mur et toiture), dans le cadre de projet de construction d'habitations individuelles ou collectives, de bâtiments tertiaires, commerciaux, industriels, etc. Ces données sont disponibles sur le site technique du CTBA.



Figure I.20: Exemple de structure pont en bois.

I.13 Conclusion

D'une part pour choisir un bois ayant un emploi défini, il faut tenir compte de ses propriétés physiques. Il faut penser en premier à l'hygroscopicité et à la rétractabilité, variables suivant les essences. Pour des données égales c'est la texture qui déterminera le choix. Les bois ayant une texture faible seront plus faciles à usiner. D'autre part les caractéristiques mécaniques du bois sont fortement dépendantes de la densité du matériau. Elle varie en fonction du taux d'humidité, de l'essence, ou de l'arbre au sein d'une même essence suivant le terrain. Etant donné l'influence de la température et du taux d'humidité sur les caractéristiques physico-mécaniques des pièces de bois, il est très important lors de la mise en œuvre des pièces de bois de tenir compte des variations de températures et d'humidité de l'air ambiant. Pour cela, il faut toujours essayer de mettre en œuvre des bois qui auront été préalablement amenés à un taux d'humidité en rapport avec les conditions d'utilisation.

CHAPITRE II

Les structures en bétons armé

Chapitre II : les structures en bétons armé**II.1 Introduction**

Plus de quatre milliards de mètres cubes de béton sont coulés chaque année dans le monde. Ce matériau permet de construire des ouvrages de toute nature et, notamment, des bâtiments, des immeubles d'habitation, des ponts, des routes, des tunnels, des barrages, des centrales thermiques et nucléaires ainsi que des plates-formes d'exploitation pétrolière offshore.

Le développement de l'emploi d'un matériau de construction repose sur des critères techniques et économiques. La résistance mécanique et la durabilité du matériau fondent les principaux critères de choix techniques. La disponibilité et le faible coût des matières premières, la facilité d'emploi et le prix de revient du matériau valident les conditions économiques [\[Lucien, 1992\]](#).

Le béton armé correspond à un mariage judicieux de matériaux aux caractéristiques complémentaires : l'acier pour sa capacité à résister aux contraintes de traction et le béton pour sa capacité à résister à la compression. Le béton étant lui-même un mélange intelligent de granulats, de ciment et d'eau. Le ciment et l'acier résultent quant à eux de processus de fabrication spécifiques.

Les méthodes de composition de béton permettant d'obtenir les performances voulues sont très élaborés. Néanmoins pour donner des ordres de grandeur disons que la "recette" pour obtenir 1 m³ de béton "courant" consiste à malaxer environ 1200 kg de graviers, 600 kg de sable, 400 kg de ciment et 200 litres d'eau. Cela permet d'espérer, à 28 jours d'âge du béton, une résistance à la compression de l'ordre de 30 MPa. Actuellement les bétons courants contrôlés atteignent régulièrement 25 à 40 MPa, les bétons à haute performance (BHP) 50 à 100 MPa voire plus. La résistance à la traction des bétons courants est de 8 à 12 fois plus faible et la rupture d'une pièce sollicitée est brutale. Le béton est un matériau fragile et peu résistant à la traction (comme la pierre).

La pierre comme le béton ayant une très faible résistance à la traction ne permet pas de résoudre facilement le problème du franchissement qui pose la question de la résistance aux efforts internes de traction. Les voûtes ou les arcs sont une réponse à ce problème car leur forme permet de n'avoir que de la compression dans le matériau (reste néanmoins à résoudre la question des poussées horizontales en pied). Le bois et l'acier résistent aux efforts de compression et de traction. Mais pour que le béton résiste aussi il faut l'armer ou le précontraindre [\[Principe, 2008\]](#).

II.2 Historique

L'armature de métal dans les mortiers provient des techniques de moulage en sculpture et fut utilisé d'abord par des jardiniers expérimentateurs. Joseph- Louis Lambot à Miraval fabriqua en 1845 des caisses pour orangers et réservoirs avec du fil de fer et du mortier, en 1849 une barque armée par un quadrillage de barres de fer, et enfin en 1855 il posa un brevet : le "fer-ciment", une combinaison de fer et de mortier pour les constructions navales et les caisses à fleur. Il construisit un canot en 1855 qui passa inaperçu à l'Exposition universelle de Paris. Joseph Monier déposa en 1867, à Paris, une

demande pour "un système de caisses bassins mobiles en fer et ciment applicables à l'horticulture". Il réalisa un premier pont bipoutre de 13,80m de portée à Chazelet. Après un long oubli, il fallut attendre l'extrême fin du XIXe siècle pour qu'en France, Hennebique, fasse à nouveau, usage du béton armé, lui donnant un véritable départ.



Figure II.1 : La première réalisation en béton armé : Joseph, Barque de Joseph Louis Lambot 1849, Musée de Brignoles.



Figure II.2: Pont bi-poutre de Chazelet, 1875, Monier.

En Angleterre, des entrepreneurs comme Alexander Payne et Thaddeus Hyatt, tentèrent dans les années 1870 d'apprivoiser les armatures dans les bétons mais furent désavoués par des contradicteurs et quelques infortunes. Aux États-Unis les armatures métalliques du béton furent dévoilées par William E. Ward et exploitées par Ernest Leslie Ransome, avec ses fers Ransome dans les années 1880.

Le 20^{ième} siècle La circulaire du 20 octobre 1906 pose les premiers fondements techniques du béton armé, admis à figurer parmi les matériaux de construction classiques. De son côté, Charles Rabut, faisant ses premiers travaux théoriques sur le béton armé à l'École des Ponts et Chaussées, l'avait intégré à son programme dès 1897 (c'est le premier cours de béton armé), alors qu'il n'existait encore aucun manuel traitant du sujet. Il fait ainsi découvrir cette technique à de jeunes ingénieurs, dont Eugène Freyssinet, le père du béton précontraint. Son brevet est déposé en 1929.



Figure II.3: Pont du Sautet (Sud de Grenoble). Albert Caquot, 1928.

Au cours du 20ème siècle les applications vont se multiplier : ouvrages d'art, réservoirs, châteaux d'eau, tribunes, soutènements, planchers industriels, ... Aujourd'hui beaucoup de ces ouvrages se dégradent, d'où une réflexion et des recherches sur le matériau et sur la conception des ouvrages (durabilité, résistance au gel, enrobage...).

La fin de 20ème siècle pendant années 80, voit l'arrivée du Béton à Hautes Performances (BHP), d'une résistance à la compression supérieure à 50 MPa. Allié à la précontrainte, ce matériau révolutionne la construction des ouvrages d'art qui deviennent plus fins, plus élancés et plus durables. Au début des années 90, Bouygues, Lafarge et Rhodia explorent le domaine de l'ultra-haute résistance, bien au-delà des 150 MPa [Lucien, 1992].

II.3 Caractéristiques du béton

Les propriétés pour le dimensionnement du béton sont définies dans la section 3 (article 3.1) de la norme NF EN 1992-1-1 complétée par son Annexe nationale.

II.3.1 Résistances du béton

La résistance à la compression du béton est désignée conformément à la norme NF EN 206-1 par des classes de résistance (C) liées à la résistance caractéristique (fractile 5 %) mesurée sur cylindre $f_{ck,cyl}$ ou sur cube $f_{ck,cube}$ à 28 jours. Les résistances caractéristiques f_{ck} (mesurée sur cylindre) et les caractéristiques mécaniques correspondantes, nécessaires pour le calcul, sont données dans le tableau ci-dessous (extrait du tableau II.1 de la norme NF EN 1992-1-1).

Tableau II-1: caractéristiques de résistance des bétons.

f_{ck} (MPa)	20	25	30	35	40	45	50	90
$f_{ck,cube}$ (MPa)	25	30	37	45	50	55	60	105
f_{ctm} (MPa)	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	5,0
$f_{ctk,0,05}$ (MPa)	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,5
$f_{ctk,0,95}$ (MPa)	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	6,6
E_{cm} (GPa)	30	31	33	34	35	36	37	44

Avec:

f_{ck} : résistance caractéristique en compression du béton, mesurée sur cylindre à 28 jours f_{ck} , cube
résistance à la compression caractéristique sur cube

f_{ctm} : valeur moyenne de la résistance à la traction

$f_{ctk,0,05}$: valeur inférieure de la résistance caractéristique à la traction (fractile 5 %)

$f_{ctk,0,95}$: valeur inférieure de la résistance caractéristique à la traction (fractile 95 %)

E_{cm} : module d'élasticité sécant du béton

II.3.2 Comportement mécanique du béton-armé

II.3.2.1 Propriétés physico-mécaniques des bétons

On distingue, un peu arbitrairement, les propriétés physiques des propriétés mécaniques des bétons. Elles procèdent toutes, en fait, de leur degré de porosité.

- **Poids volumique** : il varie entre 23 et 24 kN / m³ pour les bétons ordinaires ; il atteint 25 kN / m³ pour les BHP. La présence d'armatures dans le béton armé ou précontraint conduit à prendre en compte dans les calculs un poids volumique de 25 kN / m³ (2.500 kg/m³) pour les bétons courants.

- **Imperméabilité** : le béton est d'autant plus imperméable que la porosité est plus faible. Les bétons dont le rapport E / C est inférieur à 0,40 sont pratiquement imperméables à l'eau : leur perméabilité ne peut plus être mesurée.

- **Résistance aux agents agressifs** : les bétons compacts et à porosité réduite offrent une grande résistance aux effets corrosifs de divers agents agressifs. Ils présentent, en particulier, une excellente tenue vis-à-vis des effets corrosifs de l'eau de mer.

- **Tenue au feu** : la résistance du béton aux incendies est excellente.

- **Durabilité** : les diverses propriétés physiques des bétons lui confèrent une grande durabilité. Réalisées correctement, selon les règles de l'art, les structures en béton conservent donc leur aptitude au service pendant toute leur durée de vie prévue, sans nécessiter de coûteuses réparations.

On ne considère ici que les propriétés prises en compte par l'ingénieur de génie civil. De ce point de vue, un béton est défini par les caractères suivants :

- **Résistance à la compression** : un béton est défini par la valeur de sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours, f_{c28} . En France, par convention, la résistance à la compression du béton est mesurée par la charge conduisant à l'écrasement par compression axiale d'une éprouvette cylindrique de 16 cm de diamètre et de 32 cm de hauteur. Les bétons courants ont une résistance de 20 à 30 MPa, ceux de qualité atteignent 40 à 50 MPa, et les bétons à hautes performances peuvent dépasser 100 MPa. Le diagramme représentatif de la loi de comportement du béton montre que la contrainte maximale de compression f_c est atteinte pour une déformation de l'ordre de 2.10^{-3} . La ruine de l'éprouvette se produit pour une déformation ϵ_r de l'ordre de $3,5.10^{-3}$. La pente de la partie linéaire du diagramme définit le module d'élasticité instantané E ; (module de Young).

Savaleur peut être évaluée par des relations empiriques telles que celle donnée par les règles françaises : $E = 11.000 f_c^{1/3}$ (MPa). Un béton de 40 MPa de résistance a donc un module de déformation longitudinale instantanée de l'ordre de 38 GPa.

- **Résistance à la traction** : la résistance à la traction est environ égale au 1/10 de la résistance à la compression.

- **Coefficient de dilatation** : la valeur du coefficient de dilatation linéaire est généralement prise égale à 1.10^{-5} . En fait, cette valeur s'étend de $0,8.10^{-5}$ (béton à granulats calcaires) à $1,2.10^{-5}$ (béton à granulats siliceux).

- **Propriétés rhéologiques** : Tous les matériaux, et, entre autres, le béton, sont, à des degrés divers, viscoélastiques. Le facteur temps intervient donc dans leur comportement et dans la formulation de leurs déformations. Il faut donc distinguer les déformations instantanées des déformations différées qui se produisent au cours du temps. Ceci est particulièrement vrai pour le béton, dont la résistance s'accroît asymptotiquement avec le temps, au fur et à mesure que se complète l'hydratation du ciment.

- **Retrait** : le béton est l'objet de retrait, c'est-à-dire d'une réduction dimensionnelle, en l'absence de chargement, due essentiellement à l'évaporation de l'eau excédentaire interne. Pour l'ingénieur, le retrait est une déformation différée se produisant en l'absence de charge. Il croît avec le temps, pour tendre après quelques années vers une limite qui dépend notamment de la composition du béton, des dosages en ciment et en eau, de l'épaisseur des pièces et de l'humidité relative de l'atmosphère environnante. Dans les conditions climatiques françaises, le retrait unitaire total est de l'ordre de 2 à 3.10^{-4} . C'est entre autres l'existence du retrait qui justifie la création de joints dans les structures.

- **Fluage** : le fluage du béton est le processus continu de déformation d'un élément sur lequel s'exerce une charge constante ou variable. Il est fonction notamment des caractéristiques et de l'âge du béton lors du chargement, de l'épaisseur de l'élément, de l'hygrométrie environnante et du temps. Le fluage est un phénomène complexe, constaté mais non encore bien compris. Il serait lié à des effets de migration d'eau dans les pores et les capillaires de la matrice, ainsi qu'à un processus de réaménagement de la structure des cristaux hydratés du liant.

La déformation d'un élément en béton soumis à un chargement de longue durée est donc la somme de la déformation différée, due au fluage, et de la déformation dite instantanée.

Cette dernière se produit sous l'effet d'un chargement de courte durée (jusqu'à quelques heures). Elle peut être évaluée à partir de la valeur du module instantané E . Par ailleurs, le chargement étant maintenu constant, on constate que la déformation croît lentement, à vitesse décroissante, jusqu'à atteindre, après plusieurs années, sa valeur maximale. La valeur de cette déformation différée est, en ordre de grandeur, le double de celle de la déformation instantanée. Dans ce cas, le module vrai du béton E_v est égal à $E/3$ [Lucien, 1992].

II.3.2.2 Comportement élastique

- Béton :

Le béton est un matériau fragile (par opposition à ductile), il se déforme peu avant rupture. La loi de comportement fait apparaître une zone élastique (quasiment linéaire) et une zone plastique. [Principe, 2008].

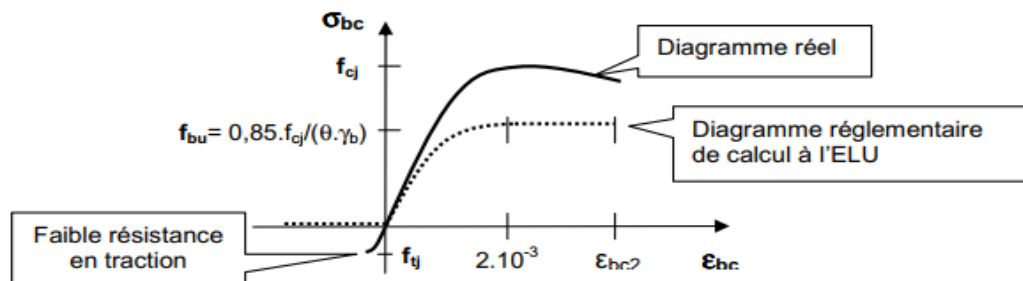


Figure II.4: Diagramme expérimental et diagramme de calcul du béton.

$$\epsilon_{bc2} = 3,5 \cdot 10^{-3} \text{ si } f_{cj} < 40 \text{ MPa et } \epsilon_{bc2} = (4,5 - 0,025 \cdot f_{cj}) \cdot 10^{-3} \text{ si } f_{cj} > 40 \text{ MPa}$$

Un élément de béton comprimé admet dès l'application de la charge une déformation instantanée. Mais au cours du temps, cette déformation va continuer à croître du fait du fluage (déformation dans le temps, sous charge constante) et sera même trois fois plus importante que la déformation instantanée.

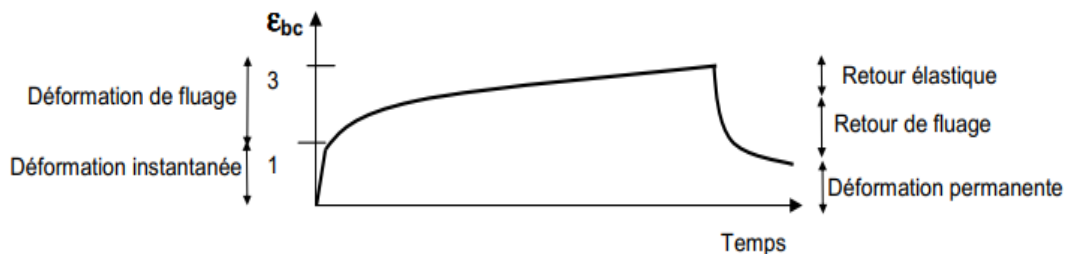


Figure II.5: Déformations instantanée et différée (due au fluage).

- ✓ Dilatation thermique du béton :

La déformation thermique $\epsilon_c(\theta)$ du béton en fonction de la température est illustrée à la figure

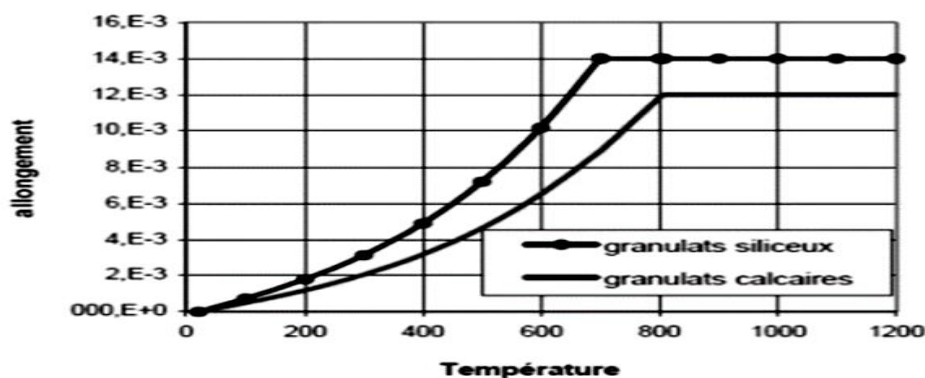


Figure II.6: Dilatation du béton en fonction de la température.

✓ Conductivité thermique du béton :

La variation des limites supérieure et inférieure de conductivité thermique λ_c du béton, en fonction de la température, est illustrée à la figure

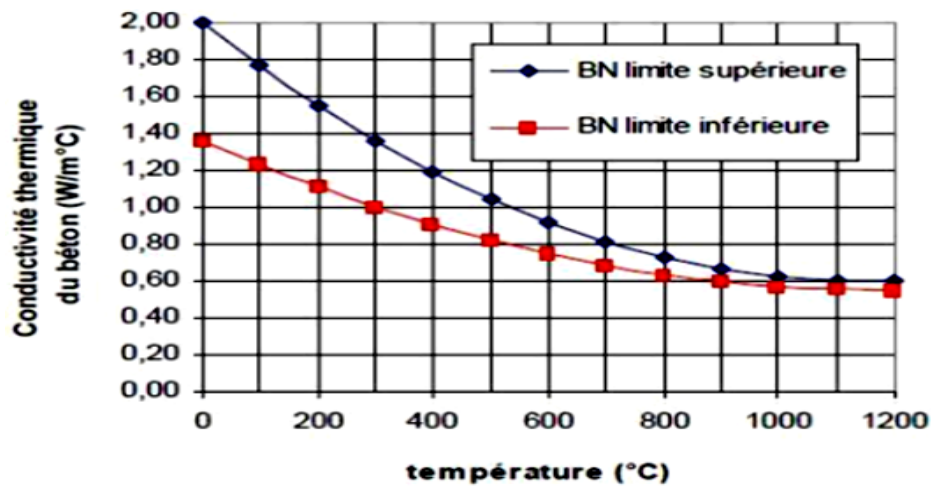


Figure II.7: Variation des limites supérieure et inférieure de conductivité thermique pour les bétons normaux (BN) en fonction de la température.

• Les armatures pour béton armé :

Les spécifications concernant les aciers sont détaillées dans les normes NF A 35-015 (barres lisses), NF A 35-016 (barres à haute adhérence, couronnes et treillis soudés à verrous), NF A 35 019 (fils et treillis soudés à empreintes), XP A 35-025 (aciers pour béton galvanisés).

♦ Caractéristiques de forme des aciers :

On distingue deux types d'aciers pour béton armé en fonction de leur forme et de leur surface.

- **Les aciers lisses** : barres lisses ou fils tréfilés lisses. Elles sont de section circulaire sans aucune gravure.
- **Les aciers à haute adhérence** : dont la surface présente des saillies ou des creux. La surface de ces armatures présente des aspérités en saillies inclinées par rapport à l'axe de la barre appelée verrous ou des aspérités en creux appelées empreintes qui sont destinées à favoriser l'adhérence des armatures au sein du béton.

La masse volumique des aciers au carbone est prise égale à 7850 kg/m^3 . Pour les aciers inoxydables, la masse volumique dépend de la composition de l'acier. Elle est comprise entre 7700 et 8000 kg/m^3 .

Tableau II. 2: diamètres des armatures selon la norme EN 10080.

Diamètre nominal en mm	Barres	Couronnes et produits déroulés	Treillis soudés	Section nominale en mm ²	Masse linéique nominale en kg/m
4	-	x	-	12,6	0,999
4,5	-	x	-	15,9	0,125
5	-	x	x	19,6	0,154
5,5	-	x	x	23,8	0,187
6	X	x	x	28,3	0,222
6,5	-	x	x	33,2	0,260
7	-	x	x	38,5	0,302
7,5	-	x	x	44,2	0,347
8	X	x	x	50,3	0,395
8,5	-	x	x	56,7	0,445
9	-	x	x	63,6	0,499
9,5	-	x	x	70,9	0,556
10	X	x	x	78,5	0,617
11	-	x	x	95	0,746
12	X	x	x	113	0,888
14	X	x	x	154	1,21
16	X	x	x	201	1,58
20	X	-	-	314	2,47
25	X	-	-	491	3,85
28	X	-	-	616	4,83
32	X	-	-	804	6,31
40	X	-	-	1257	9,86
50	X	-	-	1963	15,40

Comme pour le béton, la relation contrainte-déformation régissant le comportement mécanique est définie par le diagramme suivant [Eurocode 2, 2012] :

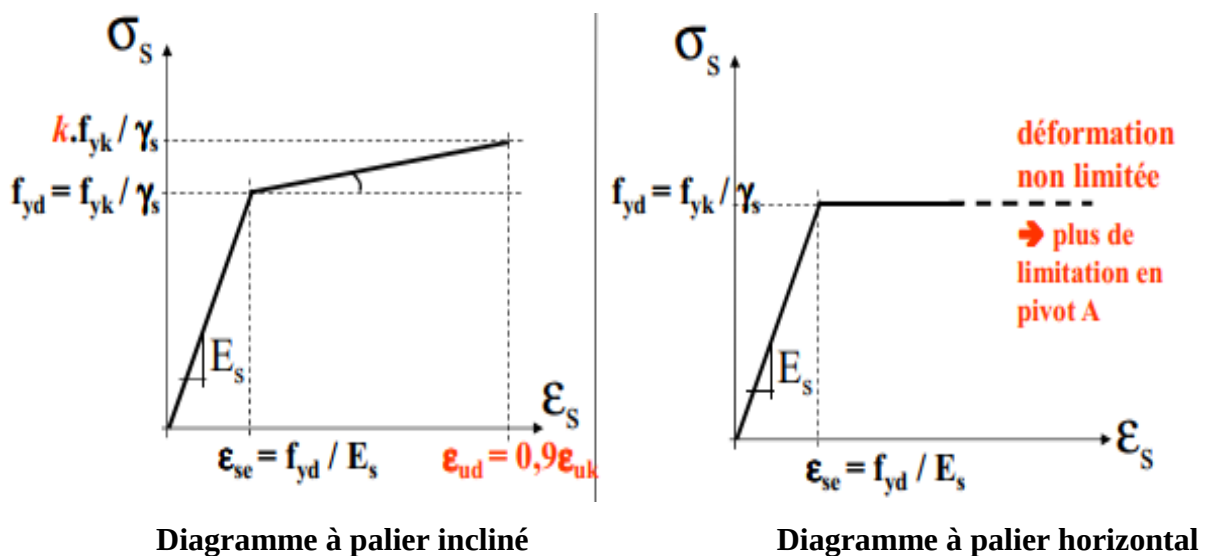


Figure II.8: Diagrammes contraintes – déformations.

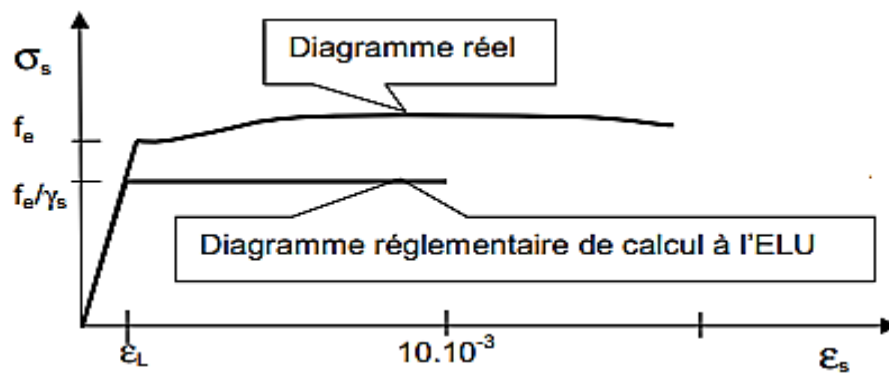


Figure II.9: Diagramme expérimental contraintes – déformations en traction simple et diagramme conventionnel de calcul.

Tableau II. 3 : propriétés des armatures compatibles avec l'Eurocode béton.

Forme du produit	Barres et fils redressés			Treillis soudés			Exigence ou valeur du facile %
Classe	A	B	C	A	B	C	-
Limite caractéristique d'élasticité f_{yk} ou $f_{0,2k}$ (Mpa)	400à600						5.0
valeur minimale de $k=(f_t/f_y)$ k	≥ 1.05	≥ 1.08	$\geq 1.15 < 1.35$	≥ 1.05	≥ 1.08	$\geq 1.15 < 1.35$	10.0
Valeur caractéristique de la déformation relative sous charge maximale, ϵ_{uk} %	≥ 2.5	≥ 5.0	≥ 7.5	≥ 2.5	≥ 5.0	≥ 7.5	10.0

Extrait du tableau C1 de l'Annexe C de la norme NF EN 1992-1-1.

✓ Dilatation thermique de l'acier :

La variation de la dilatation thermique $\epsilon_s(\theta)$ en fonction de la température est illustrée à la figure II.10.

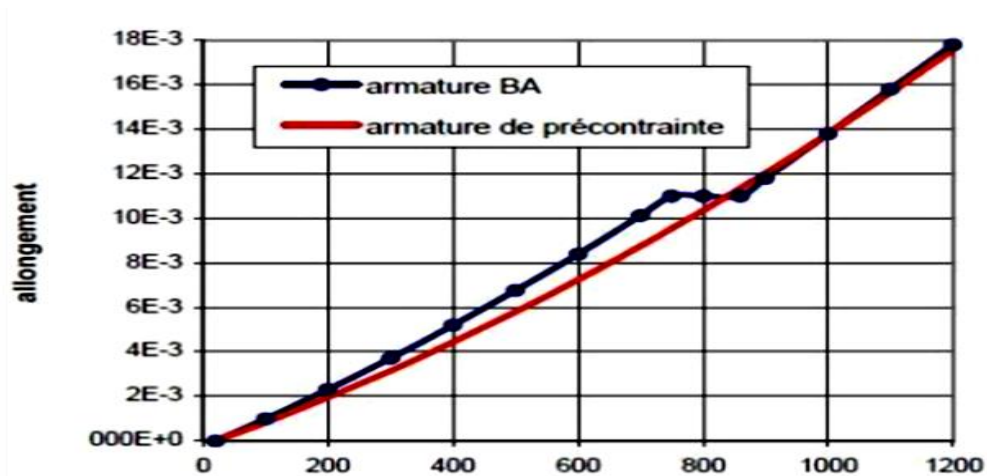


Figure II.10: Dilatation thermique de l'acier EC3.

✓ Conductivité thermique de l'acier :

La variation de la conductivité thermique λ_s de l'acier en fonction de la température est illustrée à la figure II.11.

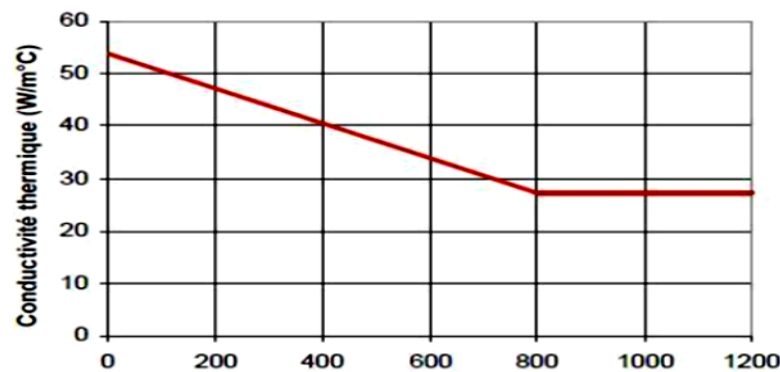


Figure II.11: Conductivité thermique de l'acier au carbone en fonction de la température C3.

II.3.3 Les bétons aux nouvelles performances (bétons innovants)

Né avec le XXe siècle, le béton, matériau jeune, a connu ces vingt dernières années des développements considérables. Il a profité en particulier des évolutions de la chimie minérale et organique et de l'amélioration des outils de production. Au-delà des progrès constants du matériau, (sur son ouvrabilité, ses performances mécaniques et sa durabilité), les recherches sur les nouveaux bétons se sont considérablement accélérées depuis 10 ans et ont abouti aujourd'hui aux solutions les plus innovantes tant en termes de conception que de mise en œuvre et d'esthétisme. Les bétons sont devenus les matériaux de la modernité et de l'innovation. L'étendue de leurs performances physiques, mécaniques et esthétiques s'élargit sans cesse. Les qualités initiales de résistances mécaniques se sont déclinées, différenciées. Les bétons s'adaptent désormais à toutes les exigences des concepteurs, aux contraintes des chantiers et aux agressions de l'environnement. Au fil des années, les caractéristiques du béton se sont complexifiées pour répondre à des utilisations de plus en plus diversifiées, à des résistances toujours plus importantes, à des exigences de durabilité plus fortes, à des contraintes esthétiques et à de nouvelles exigences de mise en œuvre (maîtrise de la rhéologie, pompabilité, etc.). Le béton, composé essentiellement de constituants minéraux, offre des qualités intrinsèques : durabilité, comportement mécanique et résistance aux agressions chimiques, tenue au feu, qualités acoustiques, diversité des formes, des couleurs et des aspects, qui sont les garants d'ouvrages pérennes, efficaces, écologiques, économes et harmonieux.

Les progrès dans la compréhension scientifique des mécanismes de prise et de durcissement, les recherches sur l'optimisation des empilements granulaires et les mécanismes de défloculation ont permis de bouleverser les connaissances sur la rhéologie des bétons frais et la durabilité des bétons durcis. Elles ont débouché sur la mise au point d'une gamme de bétons aux nouvelles performances.

Les résistances, la durabilité, l'ouvrabilité et les qualités esthétiques ont enregistré des avancées considérables [Cimbéton, G12].

➤ **DES BHP... (Bétons à Hautes Performances) :**

Les recherches sur l'amélioration des résistances mécaniques ont abouti à la mise au point de bétons : les BHP (Bétons à Hautes Performances) bétons très compacts utilisés pour leurs résistances élevées aussi bien à court terme qu'à long terme et leur durabilité exceptionnelle.

➤ **AUX BAP... (Bétons autoplaçants) :**

Les travaux menés sur l'ouvrabilité des bétons ont permis la mise au point de bétons dits autobloquants, bétons très fluides, homogènes et stables. Cette nouvelle famille de bétons a été développée afin d'obtenir un matériau facile à mettre en œuvre, sans faire appel à la vibration ce qui présente de nombreux avantages sur les chantiers et en usines de préfabrication, tant au niveau de la diminution des nuisances sonores que de l'amélioration des conditions de travail du personnel. Les BAP sont particulièrement adaptés pour les ouvrages de grande hauteur ou de forme complexe et pour les éléments très ferrailés. Ces nouveaux bétons permettent d'obtenir des gains de productivité considérables et offrent de très bons résultats en matière de qualité esthétique des parements.

➤ **AUX BÉTONS FIBRÉS... ET AUX BFUP :**

Issus des bétons fibrés, les BFUP (Bétons Fibrés à Ultra Hautes Performances), aux propriétés mécaniques extraordinaires, laissent libre cours à l'imagination des architectes pour créer des structures allégées et élégantes. Leurs très hautes résistances à la compression et à la traction par flexion offrent de nouvelles possibilités constructives. La variété de leurs applications ne dépend plus que de l'ingéniosité des concepteurs [Cimbéton, G12].

II.4 Conclusion

Ce chapitre résume un bref historique du matériau béton armé, ainsi que ses propriétés mécaniques, qui sont influencés par la nature des armatures et leur densité, que leur calcul est régi par un règlement, l'autre élément composant ce matériau à une importance primordiale de point de vu protection, les innovations récentes ont permis la mise au point des bétons très fluide et de très hautes résistances mécaniques, ce qu'a rendu le béton armé de plus en plus performant, néanmoins sa qualité liée à plusieurs paramètres entre autres ; la qualité des matériaux qui les constitue, les techniques de mise en œuvre ainsi que les conditions environnementales....etc, qui sont à prendre en charge afin d'assurer une bonne exécution des projets et assurer une durabilité acceptable.

CHAPITRE III

Comparaison technico-environnemental des structure béton et bois

Chapitre III : Comparaison technico-environnemental des structure béton et bois**III.1 Introduction**

La connaissance des propriétés mécaniques et physiques des matériaux sont des éléments très importants pour l'ingénieur concepteur, qui va se disposer d'une base et d'outils d'aide à la décision sur le choix des matériaux, à savoir la légèreté, les performances mécaniques, ainsi que la prise en charge des aspects liés aux impacts environnementaux, notamment ceux liés à l'énergie de production des matériaux de construction, qui sont de plus en plus exigés par les normes ISO-14001, régissant le respect de l'environnement et la prise en charge des études en amont sur l'impact environnemental, ainsi que la prise en charge des déchets par les opérations de recyclage, en favorisant ainsi les études de cycle de vie des matériaux. Le domaine de la construction est un secteur très actif et générateur de déchets, ce qui a initié plusieurs réflexions sur les problématiques liées à l'utilisation des matériaux économique, et plus respectueux de l'environnement, afin de participer à la politique de promotion des notions du développement durable.

III.2 Aspect technique

Les normes de construction sont de plus en plus exigeantes, sur tous sur les aspects sécuritaires, qui sont liées d'une manière directe aux propriétés physiques, mécaniques et chimiques des matériaux, la tendance actuelle mondiale des marchés de matériaux de construction, est en compétitivité afin de mettre au point des matériaux de plus en plus performants, à moindre coût et moins polluants de l'environnement.

III.3 Comparaison de comportement mécanique

Le comportement mécanique des matériaux et des éléments de la structure est l'un des facteurs les plus importants pour faire le choix d'un matériau par rapport à un autre, dans ce qui suit on va exposer des comparaisons entre le matériau bois avec d'autres matériaux de construction.

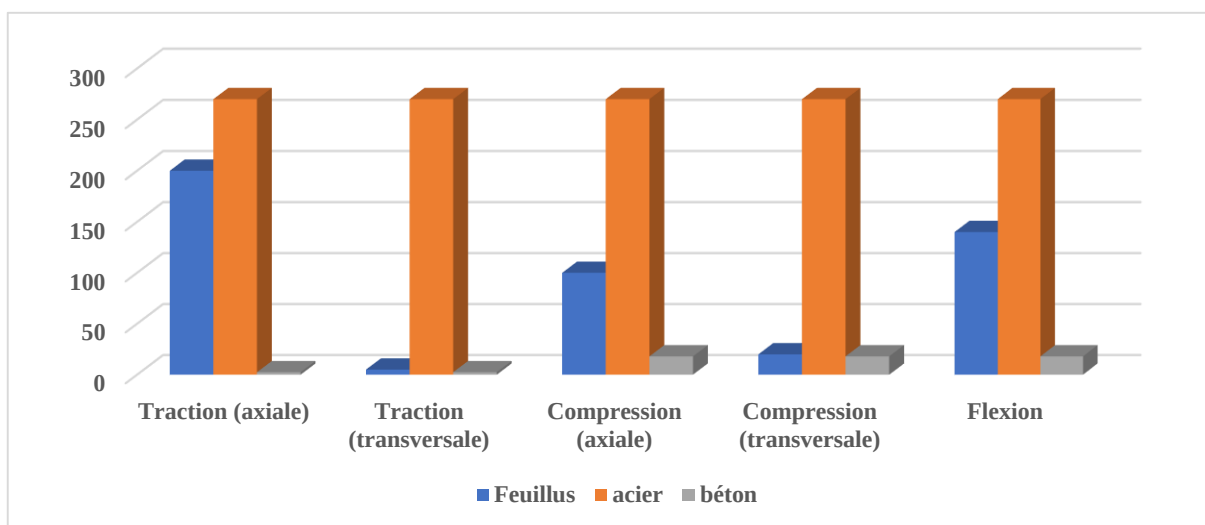
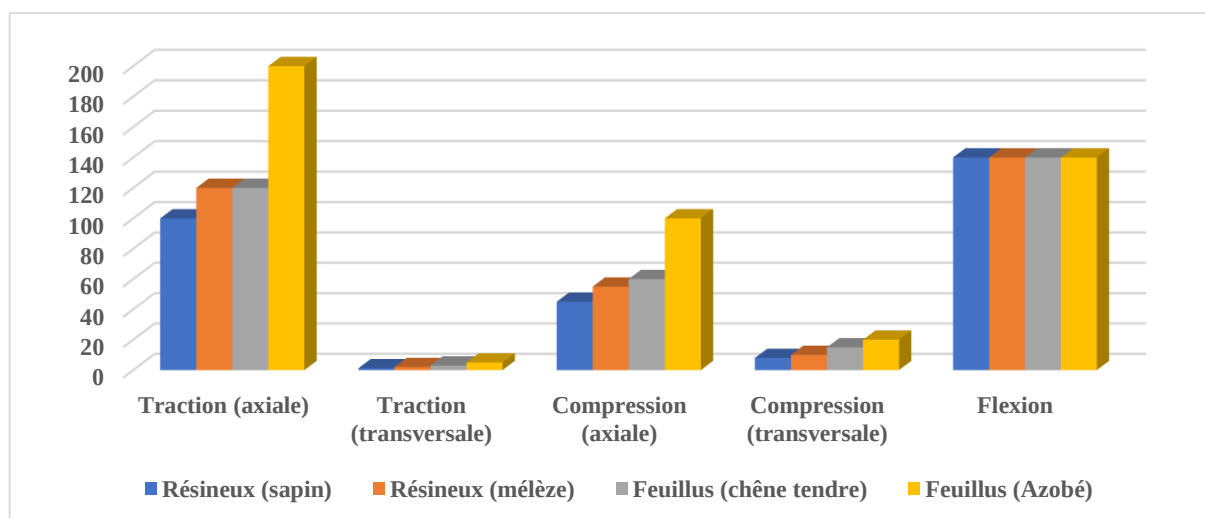
III.3.1.1 Comparaison des résistances moyenne à la rupture du bois et d'autres matériaux de construction

Le présent tableau montre les résistances moyenne à la rupture (en MPa) des essences de bois les plus courantes (éprouvette sans défauts à 12 % d'humidité) par rapport aux autres matériaux de construction (acier et béton).

Tableau III-1: Comparatif des Résistances moyennes à la rupture (Bois-Acier-Béton).

	Résineux (sapin)	Résineux (mélèze)	Feuillus (chêne tendre)	Feuillus (Azobé)	Acier	Béton
Traction (axiale) (MPa)	90 - 100	100-120	100 - 120	150-200	270	2.4
Traction (transversale) (MPa)	1.2	2	3	5	270	2.4
Compression (axiale) (MPa)	35 - 45	40 - 55	40 - 60	90 - 100	270	18
Compression (transversale) (MPa)	6 – 8	9 - 10	12 - 15	>20	270	18
Flexion (MPa)	70 - 140	70 - 140	70 - 140	70 - 140	270	18

Les histogrammes suivants illustrent les résultats représentés dans le tableau précédent :

**Figure III.2: Résistances moyennes à la rupture (Bois-Acier-Béton).****Figure III.1 : Résistances moyennes à la rupture (entre les types de bois).**

Interprétation des résultats :

Les essais mécaniques présentent le mécanisme le plus indispensable pour la caractérisation de la résistance des matériaux dont les essais à la compression, la traction et la flexion.

On a constaté selon les résultats montrés dans le tableau et les courbes au-dessus, que le bois est un matériau qui présente une résistance élevée à la compression par rapport au béton ainsi que sa résistance à la traction et à la flexion.

L'acier présente la résistance la plus élevée et l'ultime par rapport au béton et les différents types du bois grâce à son homogénéité, sa densité et sa cohérence.

Mis à part les courbes montrent que la résistance du bois se défèrent d'un bois à un autre.

Dans tous ses figures on conclue que le bois est matériau qui peut supporter les charge et apte à l'introduire dans le domaine de construction comme l'acier et le béton vue au résultats.

III.3.1.2 Comparaison des propriétés mécaniques du bois de construction avec d'autres matériaux

En comparant des propriétés mécaniques du bois, à celle des différents matériaux de construction, par exemple sur une simple base du module d'élasticité ou de la contrainte de rupture, se termine par un désavantage du bois. Comme le montre le tableau ci-dessous la comparaison sur les trois matériaux de base de la construction. Sur ces critères classiques et en dehors de tout contexte, le bois présente des niveaux de performance modeste par rapport à acier et le béton.

Tableau III-2: Comparaison des caractéristiques admissible (état limite).

	Acier S355	Béton	Bois Lamellé-collé	Bois massif C24 (H=15%)
Masse volumique moyenne (kg/m³)	7800	2500	380	450
Propriétés de résistance (MPa)				
Flexion	270	18	12.3	24
Traction axiale	270	2.40	8.60	14
Traction perpendiculaire	270	2.40	0.2	0.50
Compression axiale	270	18	12.3	21
Compression perpendiculaire	270	18	2.4	2.5
Cisaillement	213	1.80	1.30	3
Propriétés de rigidité (MPa)				
Module axial moyen	210 000	11 500	12 600	11 000
Module transversal moyen	210 000	11 500	1020	370
Module de cisaillement	8100	4800	790	690

Interprétation des résultats :

Par exemple, est-il raisonnable de faire une comparaison entre un acier de construction à 210 000 MPa de module d'élasticité, et un résineux à moins de 11 000 MPa ? Cette comparaison devient réaliste que si l'on tient compte du contexte d'utilisation du matériau par rapport aux caractéristiques spécifiques à savoir le module d'élasticité et la contrainte ramenée à la densité.

Le but est d'établir un rapport entre les caractéristiques mécaniques du matériau et sa densité (masse volumique).

Prenons pour exemple, un poteau porteur, le but de la comparaison ici est de déterminer le matériau le plus léger possible et facile à mettre en œuvre, résistant à une contrainte en compression et ne présentant pas de risque de flambement.

Ci-dessous le tableau permettant de classer les matériaux en fonction du critère de performance par rapport à la masse de la pièce.

Tableau III-3: tableau comparatif des propriétés mécanique des matériaux.

Matériaux	Module d'élasticité E (MPa)	Densité d(T/m ³)	Critère de qualité pour un poteau $\sqrt{E/\rho}$	Critère de qualité pour un panneau $3\sqrt{E/\rho}$
Acier	210 000	7.8	59	8
Aluminium	75 000	2.6	105	16
Béton	11 500	2.5	43	9
Résineux C24	11 000	0.35 à 0.45	296 à 233	64 à 49
Feuillus	11 000	0.65	161	34
Matériaux composite	200 000	2.0	224	29

Le tableau ci-dessus en critères de qualité pour ces deux configurations, poteaux et panneaux travaillant en compression donne un avantage nettement supérieur à des matériaux résineux par rapport à l'acier, le béton, l'aluminium, mais également aux matériaux composites (fibres de verres ...). Ceci montre le niveau de performance des matériaux bois. Nous pouvons conclure en affirmant, qu'utiliser du bois comme matériaux structurel présente un rapport « $\sqrt{E/\rho}$ et $3\sqrt{E/\rho}$ » en critère de qualité 5 à 6 fois supérieur à des matériaux tel que Le l'acier ou le béton.

Une autre réflexion porte sur le module d'élasticité, certes le tableau montre qu'avec les résineux sont nettement supérieur, en effet ses résultats et ses capacités mécaniques du bois changent en fonction des modules d'élasticités (longitudinal, transversal, radial), contrairement au béton ou à l'acier dont les modules d'élasticité transversaux et longitudinaux sont équivalents.

♦ Légèreté

De nos jours, la recherche de réduire le poids des structures est un enjeu très important dans l'ensemble des domaines, notamment en construction, car il permet de construire là on veut grâce à la facilité de la mise en œuvre et la réduction de la contrainte du la structure par rapport à sa zone d'implantation.

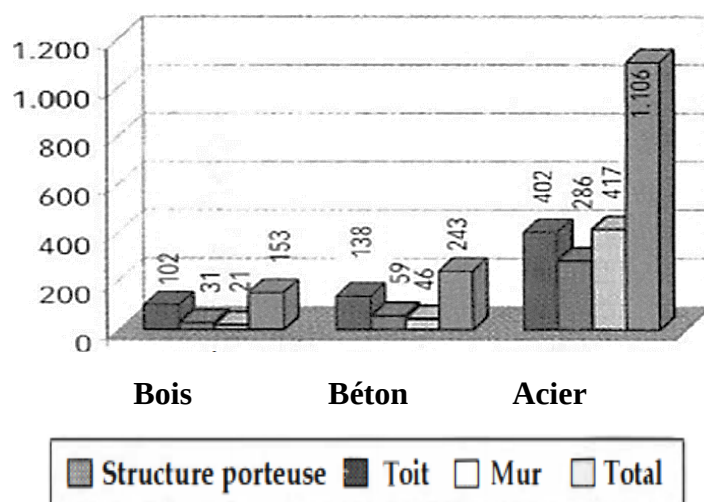


Figure III.3:Légèreté

Interprétation des résultats

La semelle (sol et barrière antigel) étant à peu près la même pour les trois variantes, elle a été exclue de l'étude comparative. Les modèles en acier et en bois sont respectivement 7 et 4,5 fois plus légers que la construction en béton armé, ce qui se répercute sur les coûts de transport, et aussi sur la consommation d'énergie de transport.

♦ Conductivité thermique

La résistance thermique globale d'une paroi est de : $R_g = R_i + \sum \frac{ep}{\lambda} + R_e$

R_i : résistance thermique d'échange surfacique intérieur

R_e : résistance thermique d'échange surfacique extérieur

E_p : l'épaisseur du matériau en mètre

λ : conductivité thermique

Suivant les valeurs de conductivité thermique « λ » de certains matériaux de construction, il est possible d'établir un comparatif basé sur le rapport de la valeur de conductivité d'un matériau donné (béton, laine minérale, acier, aluminium ...) à celle d'un bois résineux, exemple l'Epicéa, qui représente l'essence utilisée dans un projet en France.

Tableau III-4: Comparatif des conductivités thermiques des matériaux de construction.

Matériaux	Conductivité thermique (extérieur)W/m .°C	Rapport λ matériau/ λ Epicéa
Béton	2,20	14,67
Acier	50	333,33
Aluminium	160	1066,67
Laine minérale	0,045	0,30
Bois résineux EPICEA (d=0,45)	0,15	1,00
Bois feuillus CHENE (d=0,65)	0,20	1,33

Source : RT 2005 Règles TH-U Fascicule 2 : matériaux

Interprétation des résultats :

Suivant le tableau ci-dessus, nous remarquons que le bois possède de très bonnes qualités thermiques, il se classe en deuxième position derrière la laine minérale. Grâce à sa très faible conductivité thermique, le matériau bois limite très fortement la création de ponts thermiques. Ces qualités thermiques sont la résultante de sa structure anatomique alvéolaire. Elles sont également fonction de sa densité et de son taux d'humidité. Le bois est un matériau de structure isolant par nature qui ne crée pas de ponts thermiques. L'ossature bois permet d'intégrer l'isolant thermique dans l'épaisseur même de la structure (isolants courants, fibres de bois, ouate de cellulose) et de rajouter aisément une couche d'isolant complémentaire croisée tant à l'intérieur qu'à l'extérieur. La souplesse de cette technique d'isolation favorise l'adaptation aux performances recherchées selon la localisation du bâtiment et son usage.

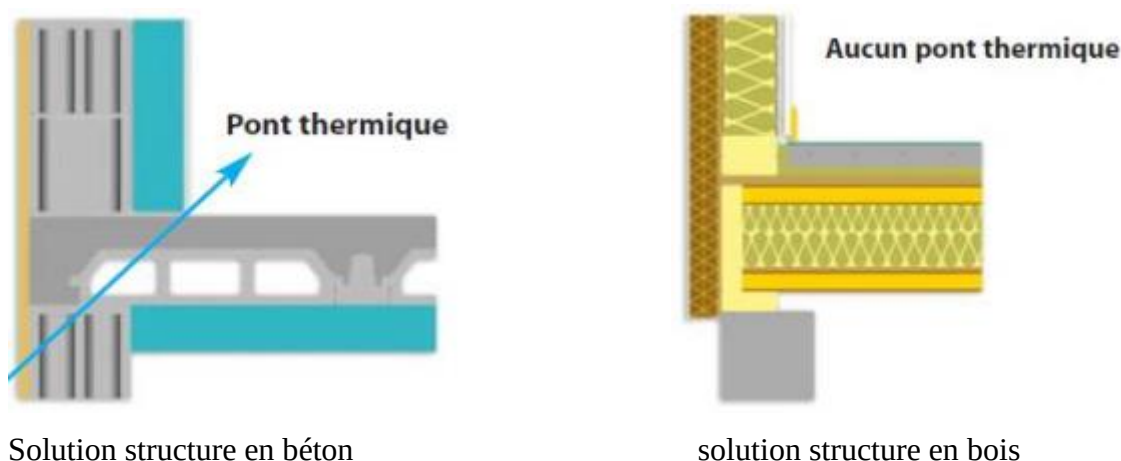


Figure III.4: Comparatif des résultats des deux structures bois-béton en matière d'isolation thermique.

N'oublions pas qu'au-delà de sa faible conductivité thermique, le bois a aussi un fort pouvoir hygrométrique. Or, un bâtiment doit être à la fois étanche à l'air, pour limiter, les déperditions, et respirant à la vapeur d'eau, pour éviter une hygrométrie trop élevée et ainsi préserver la qualité de l'air intérieur. Le comportement hygrométrique "intelligent" d'une construction bois peut être renforcé au moyen de parois perspirantes et par la présence d'un film freine-vapeur de résistance à la diffusion de la vapeur d'eau appropriée à l'usage des locaux.

Comme vue précédemment, en ce qui concerne l'isolation thermique des matériaux, bois béton vue le comparatif des conductivités thermique, la construction structurelle bois présente d'énormes avantages thermiques comparativement à d'autres matériaux de construction. Suivant le tableau et figures ci-dessus le bois ne présente que des avantages thermiques comparativement à une solution béton. La construction bois réduit voir annule des déperditions par pont thermique.

♦ La résistance au feu :

La résistance au feu représente le temps pendant lequel les éléments de construction continuent à remplir leur fonction malgré l'action de l'incendie. Elle concerne les éléments porteurs (poteaux, poutres, structures de toiture, planchers), ainsi que les éléments de séparation ou de protection (cloisons, portes, plafonds, conduits, clapets...). Un des grands avantages d'une structure en bois est que ce matériau offre une résistance au feu impressionnante. En plus, cette résistance est largement prévisible et peut être définie au moyen de calculs, donc sans devoir réaliser d'essais coûteux.

Le bois brûle de 0,7 mm par minute et la couche carbonisée forme une protection. En dessous, le bois intact préserve sa capacité portante. Lors de la conception d'un bâtiment bois, il suffit de tenir compte de ce facteur et d'adapter les sections des poutres au temps d'intervention désiré en cas d'incendie.

En comparaison, l'acier se déforme et se laisse aller dès une température de 500 °C. Il existe certes des structures qui supportent des feux intenses, mais pour protéger l'acier on l'a longtemps floqué avec de l'amiante, maintenant interdite. Concernant le béton, sa résistance se réduit des deux tiers à 650 °C. En plus, pour le béton armé, les armatures se tordent provoquant assez vite l'effondrement de la structure. Seule la brique fait mieux que le béton mais sans égaler le bois, qui est le seul matériau à se révéler fiable face au feu.

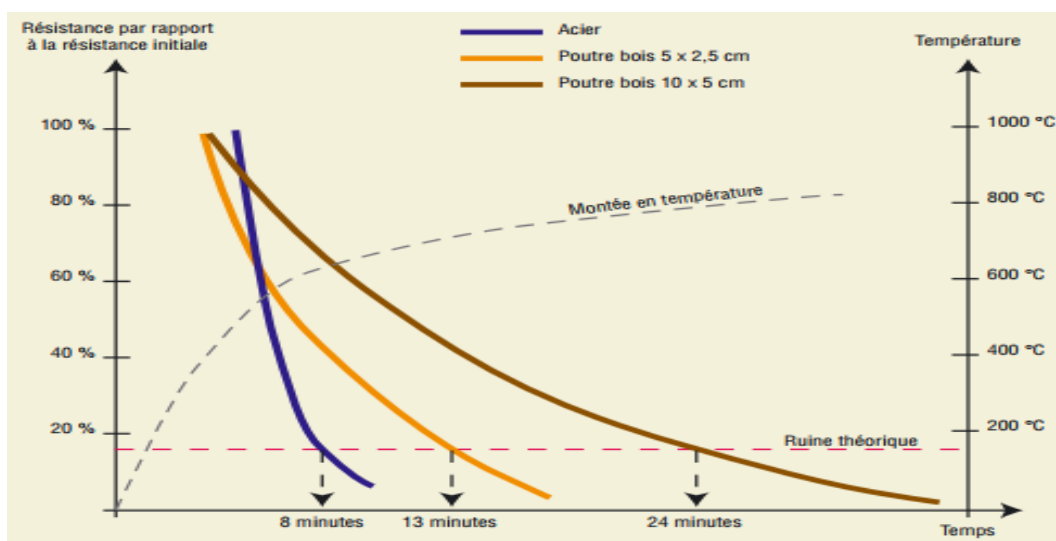


Figure III.5: Tenue au feu comparée du bois et de l'acier.

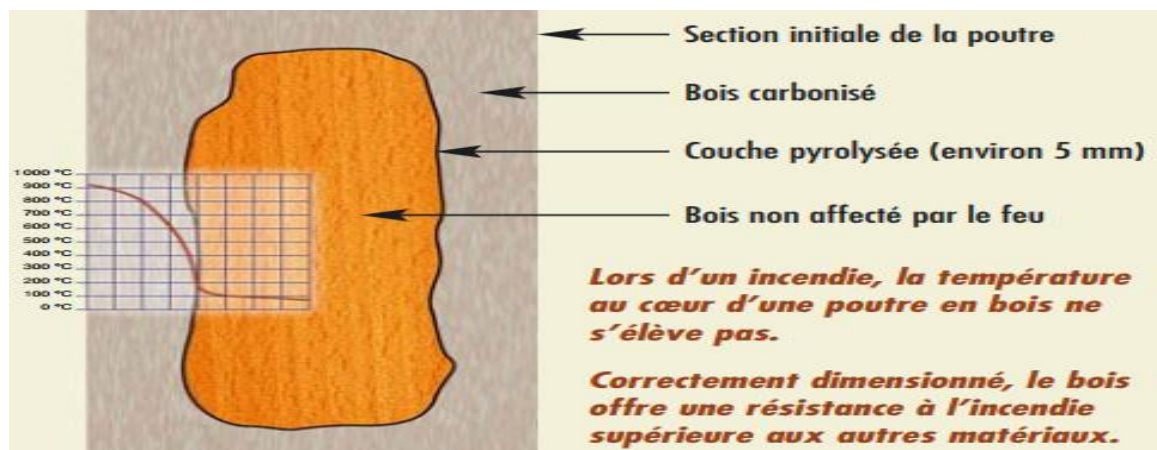


Figure III.6: Réaction d'une poutre bois au feu.

III.4 Structure et séisme

III.4.1 Structures en charpente métallique

Sous cette rubrique sont traités les bâtiments dont le système structural principal est réalisé par une armature en acier. D'après les évaluations macrosismiques existantes, on ne dispose jusqu'à présent que de peu de données sur les structures à ossature en charpente métallique, mais ces données indiquent un degré élevé de résistance aux séismes. Les dégâts structuraux peuvent toutefois être masqués par des éléments non structuraux comme les bardages ou les façades rideaux ou par les adjonctions de béton (servant à améliorer la résistance à l'incendie) dans les systèmes composites. Dans de tels cas, les dégâts aux points de jonction de l'ossature ne sont visibles qu'après enlèvement de l'enrobage de béton.

La décision sur le niveau de résistance aux séismes et donc sur la classe de vulnérabilité la plus appropriée doit prendre en compte le système de contreventement ainsi que le type d'assemblage au droit des nœuds. La ductilité du système global est déterminée par le système offrant un contreventement (c'est-à-dire par le type d'ossature et le type de treillis). Pour les bâtiments à ossature en charpente métallique sans mesures parasismiques particulières, la classe de vulnérabilité probable est D. Les treillis en K offrent une résistance aux séismes plus faibles et doivent être représentés par la classe de vulnérabilité C. Dans la plupart des cas, les ossatures résistantes suivant les trois directions, les ossatures avec des murs ou un noyau en béton armé résistant au cisaillement ou les ossatures en charpente métallique avec des treillis en X ou en V offrent une résistance latérale et garantissent un comportement ductile. La classe de vulnérabilité E doit être considérée comme la classe de vulnérabilité la plus vraisemblable. Dans le cas d'un niveau amélioré de conception parasismique, la classe de vulnérabilité F doit être considérée comme probable. Les classes de vulnérabilité probables pour les structures à ossature en charpente métallique ayant une résistance spatiale dépendent du niveau de conception parasismique.

III.4.2 Structures avec des murs en béton armé

Les structures de murs en béton armé sont caractérisées en général par des éléments verticaux supportant d'autres éléments et ayant une section allongée avec un rapport longueur sur épaisseur supérieure à 4 et/ou un confinement des sections partielles. Si deux ou plusieurs murs sont liés suivant un schéma régulier par des poutres d'accouplement, le système structural est appelé structure à murs couplés, où les linteaux doivent offrir une ductilité suffisante et sont conçues comme des sièges de dissipation d'énergie, conformément aux principes récents de conception parasismique. La vulnérabilité est affectée par de larges ouvertures ou des discontinuités des murs et par leur forme géométrique sur l'ensemble de la hauteur du bâtiment ainsi que par les transparences au rez-de-chaussée (création d'un étage moins résistant). Les structures à murs en béton armé sont caractérisées par une rigidité supérieure à celle des structures avec ossature en béton armé. Si les murs ne sont pas disposés de manière régulière et sur toutes les faces externes du bâtiment, des effets de torsion peuvent contribuer à une défaillance partielle de l'ensemble du système. Les irrégularités du plan ou les décrochements internes doivent être considérés comme des défauts majeurs même dans le cas d'une vue externe régulière, défauts qui peuvent contribuer à des cas de vulnérabilité exceptionnelle. Contrairement aux ossatures en béton armé, les murs en béton armé ont tendance à avoir une gamme plus réduite de classes de vulnérabilité. Selon le Tableau de vulnérabilité, les cas exceptionnels se limitent à la classe de vulnérabilité B (sans conception parasismique) et à la classe de vulnérabilité C pour les murs avec conception parasismique. Il existe plusieurs systèmes structuraux composés d'ossatures ayant un comportement à trois dimensions et de murs structuraux (systèmes murs-portiques) ou d'un système d'ossatures souples combinées à des murs concentrés près du centre ou disposés symétriquement dans l'une des directions du bâtiment (appelés système à noyau). Les systèmes à noyau sont considérés comme ayant un comportement moins ductile que les systèmes à ossatures, à murs ou les systèmes murs portiques.

III.4.3 Structures en bois

Les bâtiments en bois ne recevront qu'une brève explication car on ne les rencontre pas fréquemment dans les parties de l'Europe les plus sismiquement actives. La souplesse intrinsèque des constructions en bois leur procure un niveau élevé de résistance aux dégâts, bien que cette résistance puisse varier considérablement en fonction de l'état. Des assemblages de mauvaise qualité ou des bois pourris peuvent rendre une maison en bois vulnérable à l'effondrement ; il est à noter que dans le cas du tremblement de terre de Kobé en 1995, les maisons en bois traditionnelles dans des quartiers de la ville ont eu un très mauvais comportement du fait de leur état médiocre. C'est un parfait exemple de la manière dont la vulnérabilité dépend d'autres facteurs que du type de construction du bâtiment.

Le système structural apportant la résistance latérale doit être étudié de manière approfondie. Si les poutres et les poteaux sont assemblés à l'aide de plaques cloutées (formées de gypse ou d'autres matériaux friables) ou si ces assemblages sont insuffisants, la structure sera défaillante si les raccords le sont. Ce type de structure en bois est en général représenté dans la classe de vulnérabilité C et doit être distingué des structures à ossature de bois qui résistent aux charges latérales provoquées par l'action sismique. La ductilité des structures en bois dépend de la ductilité des assemblages.

◆ Exemples illustrant la classification des dégâts selon les types de bâtiments

La figure suivante montre l'effet du séisme sur les structures en béton armé

TYPE DE STRUCTURE	SEISME / SITE	DEGRÉ DES DÉGÂTS				
Ossature en béton armé	Spitak, Arménie 1988 / Leninakan	1	2	3	4	5
						●



Figure III.7: Ossature en béton armé.

Commentaire : Il s'agit évidemment de dégâts structuraux très graves et d'un effondrement presque complet et donc de dégâts de degré 5. Cette structure à ossature en béton armé avec un certain degré de conception parasismique a souffert d'un assemblage (nœuds) insuffisant entre les poutres et les poteaux. Ce bâtiment est un exemple type où l'on doit attribuer une classe de vulnérabilité basse, dans ce cas B, ce qui représente une classe exceptionnellement faible pour ce type de structure.

TYPE DE STRUCTURE	SEISME / SITE	DEGRÉ DES DÉGÂTS				
Ossature en charpente métallique	Great Hanshin, Japon, 1995 / Kobe	1	2	3	4	5
					●	



Figure III.8: Ossature en charpente métallique.

Commentaire : L'un des étages supérieurs de ce bâtiment s'est effondré et il y a une flexion latérale des poteaux ; il s'agit de dégâts structuraux graves. Certaines des façades rideaux ont cédé par suite de défaillances au niveau des raccords. Les dégâts sont évalués de degré 4.

TYPE DE STRUCTURE	SEISME / SITE	DEGRÉ DES DÉGÂTS				
Ossature en bois	Great Hanshin, Japon, 1995 / Kobe	1	2	3	4	5
					●	



Figure III.9: Ossature en bois.

Commentaire : Le bâtiment de gauche a subi des dégâts importants au niveau des raccords de la charpente du bâtiment. Les dégâts doivent être évalués au degré 4. A cause de la faiblesse du système de structure au rez-de-chaussée (étage transparent), l'ensemble du bâtiment s'est décalé vers la droite. Le bâtiment voisin a fourni un support latéral, et de ce fait, l'effondrement n'a pas été complet. C'est une bonne illustration de l'effet que peut avoir la position d'un bâtiment par rapport aux autres bâtiments.

Interprétation des résultats :

Les structures présentées ci-dessus montre que toutes les structures ne sont pas à l'abri de subir un effondrement sous charges de l'action sismique quoique ce soit les matériaux de construction de ces dernières.

Le respect des normes de dimensionnement des sections données par les Eurocodes [2, 3 et 5] qui devront être conforme à la réglementation parasismique [Eurocode 8] et [EMS 98], qui disposent des règles particulières et des dispositions constructives pour chaque modèle de structure (bois, béton armé, charpente métallique, maçonnerie, structures mixtes...etc.).

Cela peut mener à avoir une conception parasismique qui peut résister à l'action sismique et quand l'action sera très importante la structure subit des déformations élasto-plastique sans s'effondrer sur ses occupants.

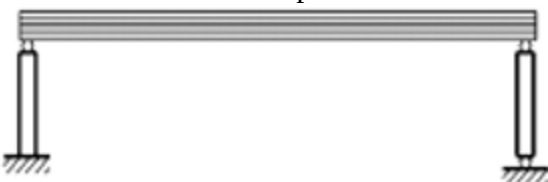
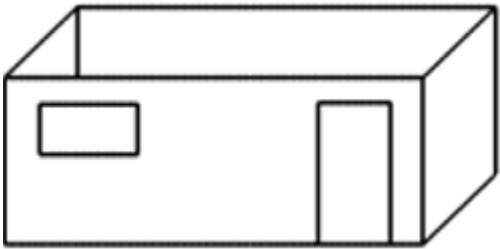
Donc on peut conclure que la construction en bois a des règles parasismiques disponible à suivre selon la zone sismique et l'importance de l'ouvrage et ce n'est plus le type de la structure qui est en question.

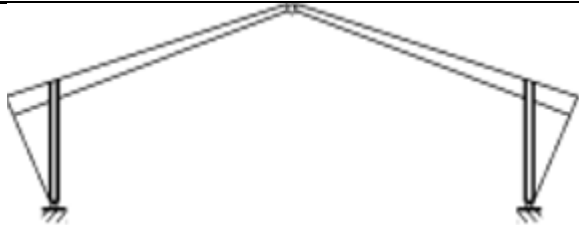
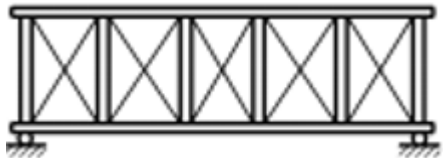
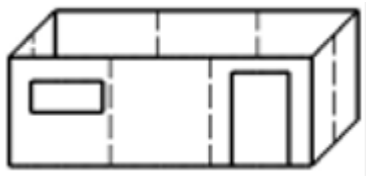
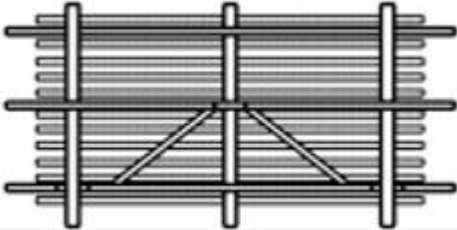
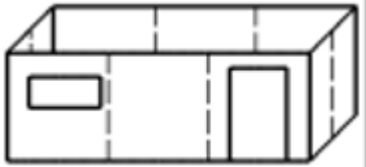
♦ **Exemplaire des structures selon le type de construction bois et coefficient de comportement [Eurocode 8] :**

Tableau III-5: Types de structures et coefficients de comportement.

type	Description	Coefficient de comportement q
A	Structures non dissipatives	1,0
B	Structures ayant une capacité réduite à dissiper l'énergie	1,5
C	Structures ayant une capacité moyenne à dissiper l'énergie	2,0
D	Structures ayant une bonne capacité à dissiper l'énergie	3,0

Tableau III-6: Exemples de structures(à suivre)

Type	Description du type	q	Exemples de structures
A	Structures non dissipatives avec peu de correcteurs mécaniques situés en dehors des zones dissipatives	1.0	Arcs avec nœuds articulés  Cadre articulé stabilisé par un encastrement en pied  construction avec diaphragmes verticaux résistants aux forces horizontales, sans connecteurs mécaniques dans les liaisons entre panneaux ni entre les voiles travaillant et l'ossature en bois 
B	Structures ayant une capacité réduite à dissiper l'énergie	1.5	Cadre articulé stabilisé par un encastrement semi-rigide en pied.  Structures avec zones dissipatives peu nombreuses mais efficaces 
C		2.0	Portiques ou structures à poutre poteaux avec des assemblages semi-rigides entre tous les éléments la liaison des fondations peut être semi-rigide ou articulée (en fondations du système porteur)

	Structures ayant une capacité réduite à moyenne l'énergie		 Structures à treilles avec organes d'assemblage mécaniques dans les nœuds entre membrures montants et diagonales  construction avec diaphragmes verticaux résistant aux forces horizontales, sans connecteurs mécaniques . et des dans de meme nature entre panneaux (les pannaux des diaphragmes horizontaux peven etre colles ou cloues.  Structure composées de cadres en bois (résistant aux forces horizontales) avec remplissage non porteur 
D	Structures ayant une bonne capacité à dissiper l'énergie	3.0	construction avec diaphragmes verticaux résistant aux forces horizontales, sans connecteurs mécaniques . et des dans de meme nature entre panneaux (les pannaux des diaphragmes horizontaux peven etre colles ou cloues. 

En conclusion nous présentons le tableau qui résume globalement les capacités techniques de la construction en bois en comparant avec une construction en béton armé [\[POBI, 2015\]](#).

Tableau III-7: comparatif entre deux ossatures, bois et béton.

	Bois	Béton
Conductivité thermique (en W.m.K)	0,13	1,6
Résistance thermique m².k/W	6,94 pour 1 mur POBI de 302mm	Entre 3,5 et 4 pour 1 mur de 320mm
Confort	Températures homogènes entre les parois et l'air ambiant	Températures disparates
Légèreté	150kg/ml	1 000kg/ml
Rapidité de montage mur + Charpente	Entre 1 et 3 jours	Entre 3 et 4 semaines
Propreté & simplicité du Chantier	Chantier sec et déchets minimisés	Chantier humide déchets intégralement générés sur le chantier
Besoin en eau	Limité à la réalisation de la dalle et des fondations	Présent partout : fondations, dalle, plancher, murs et planchers intermédiaires
Sismicité	Conforme à l'Eurocode 8	Conforme à l'Eurocode 8

Interprétation des résultats :

Conductivité thermique : Plus l'indice est faible, plus le matériau est isolant. Le bois est 12 fois plus isolant que le béton.

Résistance thermique : A épaisseur inférieure, remplir le mur d'isolants permet d'avoir une meilleure performance thermique, tout en occupant moins d'espace.

Confort : La sensation de confort dépend de l'homogénéité entre la température de l'air ambiant d'une pièce et la température des parois qui rayonnent. Pour arriver à cette homogénéité, il faut moins d'énergie dans une MOB (Maison Ossature Bois) que dans une maison béton (sensation de parois froides).

Légèreté : Cette légèreté du bois permet des fondations moins importantes et la rapidité de montage.

Durée de réalisation du mur : Les murs préfabriqués en usine permettent un montage d'1 à 3 journées sur la dalle. Pour les constructions traditionnelles, le montage est beaucoup plus long à cause des temps de séchage.

Propreté et simplicité de chantier : Les constructions béton génèrent systématiquement des contraintes d'apport en eau sur le chantier et des projections et des salissures, inexistantes pour les constructions en préfabriqué. Avec le système POBI : les murs arrivent finis sur le chantier. Pour les constructions traditionnelles ; les déchets sont tous générés sur chantiers (chutes, rebus, pertes, emballages, etc.).

Besoin d'eau : Les liaisons sont faites à partir de béton et donc d'eau. Pour 1m² de paroi, c'est 1,49 l en béton et 0 pour les parois en ossature bois

Sismicité : Quel que soit la zone de sismicité concernée, les murs POBI sont aussi résistants que leurs équivalents en béton.

III.5 Aspect environnemental

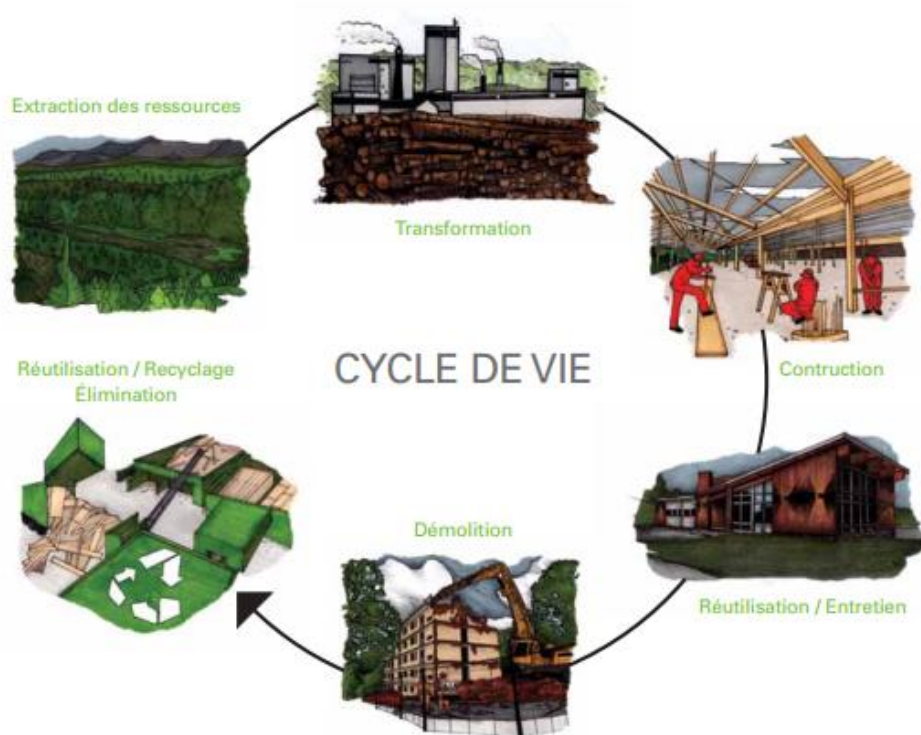


Figure III.10: présentation du cycle de vie des matériaux de construction.

L'analyse du cycle de vie quantifie les impacts qu'un produit, un procédé ou une activité a sur l'environnement au cours de sa vie à l'aide d'une méthode reconnue scientifiquement. Elle considère l'ensemble des étapes, allant de l'extraction des matériaux, la transformation, le transport, l'installation, l'utilisation, l'entretien jusqu'à l'élimination finale ou la réutilisation (figure x). L'analyse du cycle de vie des matériaux est un outil précieux pour quantifier le caractère écologique des projets de construction et soutenir les systèmes de certification environnementale des bâtiments. L'évaluation de l'ensemble des impacts qu'ont les bâtiments sur l'environnement est une tâche complexe et un défi de taille. L'institut ATHENA a mis au point un outil permettant de calculer les impacts directs sur l'environnement de différentes techniques de construction. Le logiciel ATHENA Impact Estimatoire (ATHENA™) est un instrument d'évaluation environnementale basé sur l'analyse du cycle de vie qui s'adresse principalement aux professionnels de la construction. Une récente étude réalisée par [\[cecobois, 2015\]](#) a permis de comparer le potentiel de réchauffement climatique d'une poutre en bois d'ingénierie de 7,3 m de portée, supportant une charge non pondérée de 14,4 kN/m, a été conçue en envisageant trois différents matériaux.

III.5.1 Exemple d'un élément de construction :

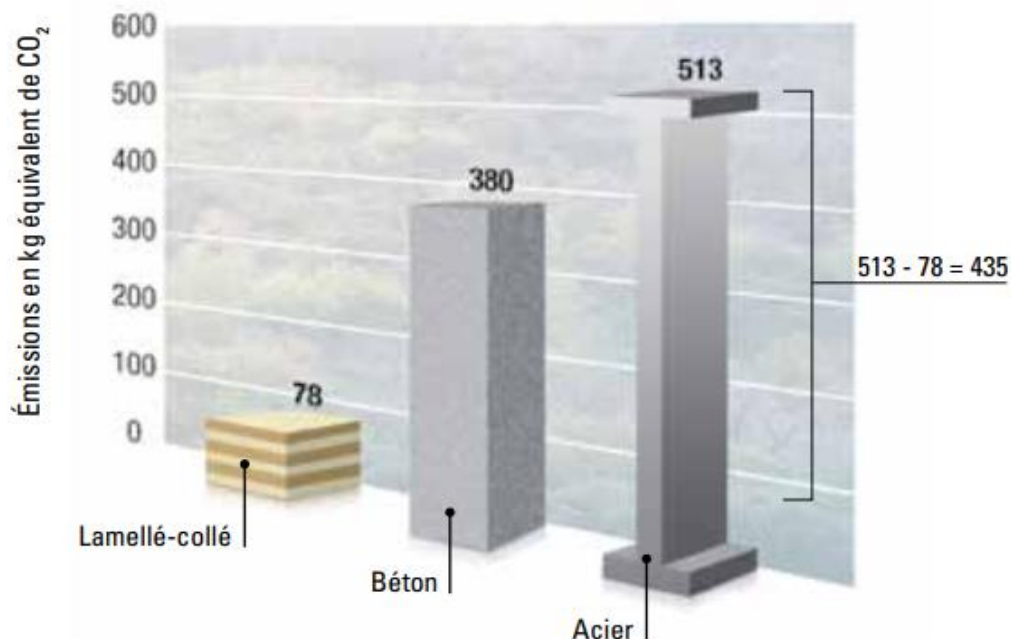


Figure III.11: Potentiel de réchauffement climatique d'une poutre de 7,3 m supportant une charge de 14,4 kN/m.

Interprétation des résultats :

La figure III.11 illustre le potentiel de réchauffement climatique, exprimé en émission équivalente de CO₂, obtenu par l'analyse du cycle de vie à l'aide du logiciel ATHENA™. Cette étude démontre que l'utilisation d'une poutre de bois d'ingénierie cause près de 5 fois moins de CO₂ que celle en béton et environ 6,5 fois moins que celle en acier. Le procédé de fabrication du bois de construction requiert en effet beaucoup moins d'énergie et est moins polluant que d'autres matériaux de construction courants. Lorsqu'une telle poutre, construite à l'aide de 0,5 m³ de bois, substitue une poutre en acier, elle permet d'éviter l'émission d'environ 435 kg de CO₂. Différentes études ont d'ailleurs montré qu'en moyenne l'utilisation de 1 m³ de bois permet d'éviter l'émission de 1 000 kg de CO₂.

De surcroît, les poutres en bois d'ingénierie sont des produits respectueux de l'environnement. Ils assurent une meilleure utilisation de la ressource en assemblant des éléments en bois de petites sections pour fabriquer un produit de haute qualité [Reid H et al, 2004].

De plus, l'arbre séquestrant du CO₂ dans le bois au cours de sa croissance, une poutre de bois emmagasine également plus de CO₂ qu'elle n'en émet au cours de sa fabrication (figure III.12). Elle présente donc un bilan carbone avantageux.

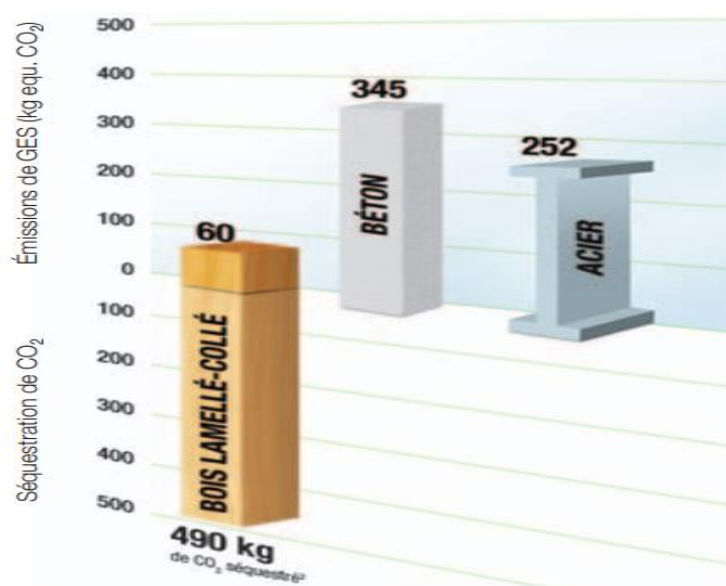


Figure III.12: Données comparatives du cycle de vie d'une poutre de bois.

III.5.2 Exemple d'une construction

L'analyse d'un bâtiment commercial de restauration d'un étage ayant une superficie de 240 m² permet de comparer des systèmes de construction plus complexes. Trois concepts de bâtiment ont été étudiés: une structure en poteau poutre d'acier avec des murs de remplissage en ossature d'acier (Acier), une construction à ossature légère en bois (Bois), ainsi qu'une construction à ossature légère en bois avec utilisation accrue de produits dérivés du bois (Bois+). Cette dernière solution inclut un revêtement extérieur en épinette au lieu de la brique, une isolation en cellulose plutôt qu'en fibre de verre, des portes en bois au lieu de portes d'acier et des fenêtres en bois au lieu de cadres d'aluminium.

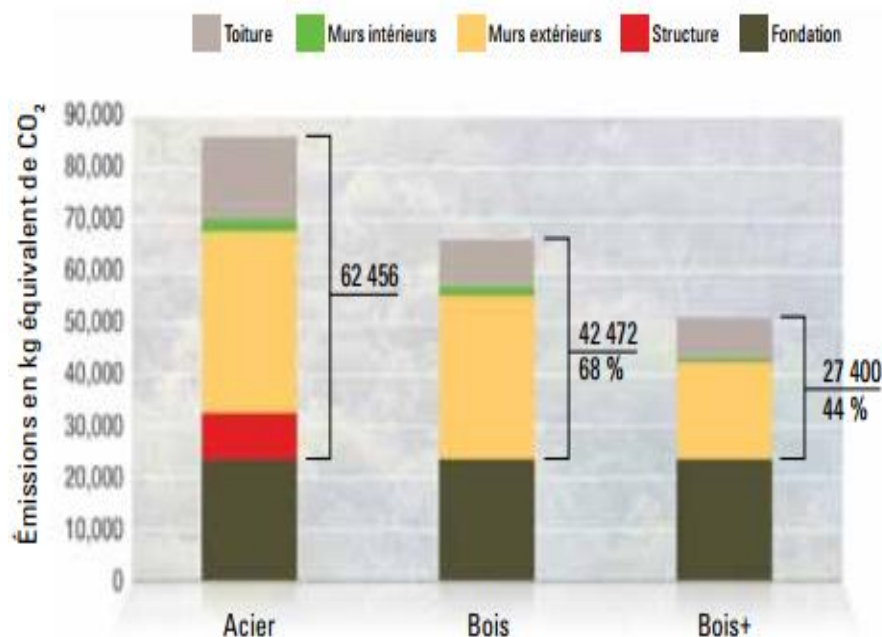


Figure III.13: Émissions de gaz à effet de serre liées à la construction d'un restaurant

Interprétation des résultats

La figure III.13 montre les résultats obtenus pour chaque solution en indiquant les impacts liés à chacun des groupes de composantes, soit les fondations, la structure en poutres et poteaux, les murs extérieurs, les murs intérieurs et la toiture. La structure en poutres et poteaux n'est présente que pour la solution Acier car les solutions Bois et Bois+, utilisent des murs porteurs à ossature légère en bois. Globalement, les solutions Bois et Bois+ réduisent respectivement de 23 % et 41 % les émissions de GES liées à la construction de ce bâtiment. Si l'on exclut les fondations, qui sont identiques pour toutes les solutions, les solutions Bois et Bois+ représentent respectivement 68 % et 44 % du potentiel de réchauffement climatique de la solution Acier. Cette réduction des émissions de CO₂ est équivalente à ne pas utiliser une voiture pour une période de quatre ans pour le choix de la solution Bois, et pendant sept ans pour la solution Bois+.

III.6 Conclusion

Ces différentes analyses montrent que l'utilisation de produits en bois dans les bâtiments réduit considérablement l'impact environnemental lié à la construction, notamment quant au potentiel de réchauffement climatique calculé en émissions de gaz à effet de serre.

La construction bois peut fournir une contribution à prendre au sérieux pour une économie saine, rentable sur le plan énergétique, orientée sur le respect des cycles, sans polluer inutilement l'environnement. Les réserves d'énergie et de matière première qui dorment et pourrissent aujourd'hui dans les forêts d'Europe centrale pourraient facilement être utilisées de façon rationnelle. Sur le plan technique, la construction bois ne présente aucun inconvénient par rapport à la construction en matières minérales. Bien au contraire, la légèreté et la flexibilité de la construction bois pourraient permettre de découvrir de nouvelles qualités fonctionnelles et architectoniques. La construction bois n'atteindra certes pas au siècle prochain en Europe centrale l'importance qu'elle possède déjà dans d'autres régions du monde. Cependant, une proportion de 20 % du gros œuvre en construction bois semble un objectif sensé, en liaison et en combinaison avec les matériaux minéraux couramment employés dans nos régions.

CHAPITRE IV

Étude de cas structure en béton armé

Chapitre IV : Étude de cas structure en béton armé

IV.1 Présentations de l'ouvrage

L'ouvrage faisant l'objet de la présente étude est un bâtiment de (R+6+Entre/Sol) à usage d'habitation et de commerce en béton armé composé de portiques et de voiles avec une terrasse inaccessible, composé de :

- Un rez-de-chaussée (RDC) au service et le E/ sol destinés comme des locaux de services,
- Les six autres niveaux sont à usage d'habitation,

L'ouvrage comporte :

- 02 types de cage d'escaliers,
- 01 cage d'ascenseur.

Le bâtiment est implanté à **la rue des frères OUAMRANE** dans la wilaya de **TIZI OUZOU**. Cette région est classée en zone de sismicité moyenne (**zone IIa**). Selon la classification établie par le règlement parasismique Algérien (**RPA 99 / version 2003**).

IV.2 Caractéristiques géométriques de la structure

❖ Dimension en plan :

- Longueur totale du bâtiment (sens longitudinal) ————— **22.80m.**
- Largeur totale du bâtiment (sens transversal) ————— **17.80m.**

❖ Dimension en élévation :

- Hauteur d'entre sol ————— **5m.**
- Hauteur du RDC ————— **4.08m.**
- Hauteur des étages courants ————— **3.06m.**
- Hauteur totale du bâtiment ————— **27.44m.**

IV.3 Données du site

- Le bâtiment est implanté en zone IIa,
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2,
- La contrainte admissible du sol : $\overline{\sigma_s} = 1.2$ bars à 3.5 m de profondeur,
- Le site est considéré comme un site **meuble** (S3).

IV.4 Hypothèses de calcul

Selon notre étude, les hypothèses de calcul adoptées sont :

- La résistance à la compression à 28 jours **$f_{c28} = 25$ MPa,**
- La résistance à la traction **$f_{t28} = 2.1$ MPa,**
- **$E_{vj} = 10818,865$ MPa** (Module de déformation différé du béton),

- $E_{ij} = 32164,20 \text{ MPa}$ (Module de déformation instantané du béton),
- $F_e = 400 \text{ MPa}$. (Limite d'élasticité des aciers).

IV.5 Eléments de l'ouvrage

- **Système de contreventement :** Le bâtiment en question dépasse les 14 mètres, situé en zone **IIa**. En respectant les règles RPA99/version2003, on a choisi un système de contreventement mixte (voiles et portiques).

IV.5.1 Planchers

Dans notre projet on a adopté deux types de planchers, on distingue :

- Planchers en corps creux :

Utilisés au RDC et dans les étages courants, ils sont constitués d'hourdis, table de compression en béton armé et des poutrelles préfabriquées.

Les planchers à corps creux sont composés des 3 éléments principaux à savoir :

- Les corps creux ou "entrevous" qui servent de coffrage perdu (ressemblent à des parpaings).
- Les poutrelles en béton armé ou précontraint qui assurent la tenue de l'ensemble et reprennent les efforts de traction grâce à leurs armatures.
- Une dalle de compression armée ou "hourdis" coulée sur les entrevous qui reprend les efforts de compression.

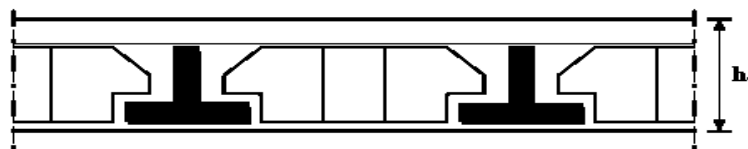


Figure IV.1 : Plancher en corps creux.

a) Résistance au feu

Cette condition nous permet de fixer l'épaisseur minimale de la dalle afin d'assurer une protection suffisante vis-à-vis du feu pour une durée moyenne :

- $e = 7 \text{ cm}$ pour une heure de coupe-feu.
- $e = 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe-feu. $\longrightarrow e = 11 \text{ cm}$
- $e = 17.5 \text{ cm}$ pour quatre heures de coupe-feu.

b) Condition acoustique

Selon les règles du BAEL 91/99, l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique. $\longrightarrow e = 15 \text{ cm}$

c) Condition de résistance à la flexion

La résistance à la flexion est donnée par la formule suivante :

$$e \geq \frac{\text{Min}(L_{x.\text{max}}, L_{y.\text{max}})}{22.5}$$

$$e \geq \frac{\text{Min}(470, 550)}{22.5}$$

NB : Les distances maximales dans les deux directions ; longitudinale et transversale sont 470 cm et 550 cm, qui sont majoritaire dans le plan d'architecture, une seule distance de 630cm selon la direction longitudinale qu'impose un surdimensionnement des poutrelles et des poutres et c'est pour cela qu'on prend les dimensions (470,550) cm comme des distances maximales, pour le pré-dimensionnement, avec pris en compte des aspects économiques et structurelles vu qu'ils sont compatibles avec notre structure.

$L = 470\text{cm}$

Donc : $e \geq \frac{470}{22.5} = 20.88\text{cm} \longrightarrow e = \text{Max} \{11 ; 15 ; 20.88\} (\text{cm}). e = 21 \text{ cm } (16+5).$

En tenant compte des conditions précédentes, l'épaisseur du plancher à corps creux est :

e = 21 cm composé d'un hourdis de **16 cm** et d'une dalle de compression de **5 cm** d'épaisseur.

- Plancher en dalle pleine

Planchers en dalle pleine : utilisés pour la réalisation des balcons, le E/sol et la salle machine.

Ces dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions, elles reposent sur 2, 3 ou 4 appuis. Leur épaisseur est déterminée à partir des conditions ci-après :

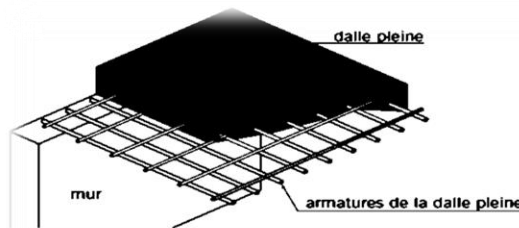


Figure IV.2: Dalle pleine.

a) Résistance au feu

Cette condition nous permet de fixer l'épaisseur minimale de la dalle afin d'assurer une protection suffisante vis-à-vis du feu pour une durée moyenne :

$e = 7 \text{ cm}$ pour une heure de coupe-feu.

$e = 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe-feu. $\longrightarrow e = 11\text{cm}$

$e = 17.5 \text{ cm}$ pour quatre heures de coupe-feu.

b) Condition acoustique

Les planchers doivent limiter la transmission des bruits aériens, un bon isolement est obtenu en augmentant la masse surfacique (Kg/m^2) des planchers suivant la loi de masse :

$$2500 \times e \geq 400 \text{ Kg/m}^2 \rightarrow e \geq 16\text{cm}$$

c) Condition de résistance à la flexion

Selon notre cas la dalle repose sur les quatre côtés, le plancher RDC sera en dalle pleine dont

$L = 550 \text{ cm}$, tel que L : La plus grande portée entre nus d'appuis dans les 2 sens

$L/50 < e < L/40$ Donc $550/50 < e < 550/40 \rightarrow 11 < e < 13.7$

En tenant compte des conditions précédentes l'épaisseur du plancher en dalle pleine est : $e = 15 \text{ cm}$.

IV.5.2 Les balcons

Les balcons sont constitués d'une dalle pleine, ils travaillent comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive.

L'épaisseur de la dalle du balcon est donnée par la formule suivante :

$$e \geq \frac{L}{10} \quad \text{Avec } L : \text{Largeur de balcon.}$$

Tableau IV-1: L'épaisseur des balcons.

Largeur de balcon (cm)	Les calculs	L'épaisseur de balcon adopté (cm)
$L=140.$	$e \geq \frac{140}{10} = 14 \text{ cm}$	15 cm.

IV.5.3 L'acrotère

L'acrotère est un muret situé en bordure de toiture terrasses, il est soumis à son poids propre (G) qui donne un effort normal N_G et une charge d'exploitation horizontale non pondérée estimée à 1 KN/ml provoquant un moment de flexion.

Le poids propre de l'acrotère pour une bande de 1.00 m.

La masse volumique [KN/m³]	Surface de l'acrotère [m²]	Charge permanente de l'acrotère [KN/ml]
25	$S = [(0.6 \times 1) + (0.1 \times 0.08) \times 0.1]$ $S = 0.069$	$G = 1.725$

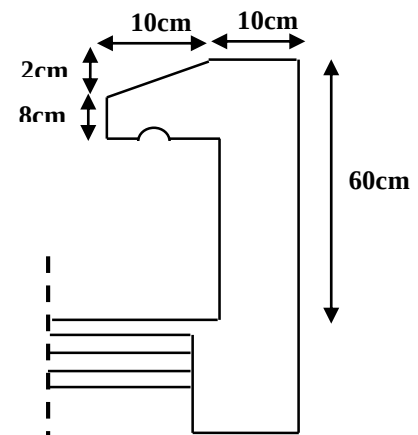


Figure IV.3: Acrotère

IV.5.4 Les escaliers

Un escalier se compose d'un certain nombre de marches dont la longueur est l'emmarchement, la largeur est le giron, la partie vertical est la contre marche, le support des marches s'appelle la paillasse.

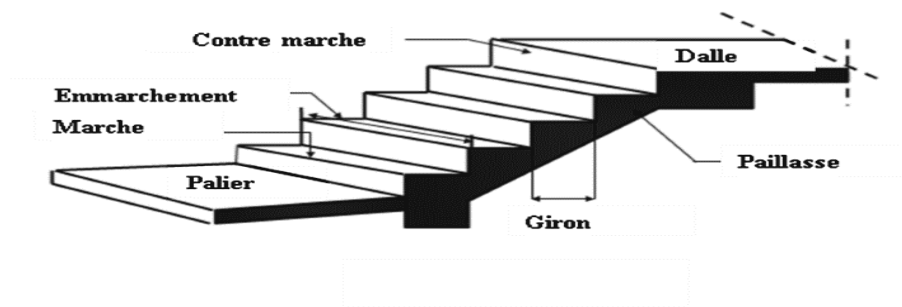


Figure IV.4: Schéma d'un escalier.

- Dimensions des escaliers

Pour les dimensions des marches "g" et des contre marches "h", on utilise généralement la formule de BLONDEL : $59 < 2h + g < 66\text{cm}$ — 1

Avec h : hauteur de la marche (contre marche),

g : largeur de la marche,

On prend $2h+g=64\text{cm}$

H : hauteur entre les faces supérieures des deux paliers successifs d'étage.

n : nombre de contre marches.

L : projection horizontale de la longueur totale de la volée.

- $16 \leq h \leq 18 \text{ cm}$
- $g \geq 23 \text{ cm}$

➤ Pour étage courant

- Hauteur d'étage : **H = 3.06 m.**
- Le giron : $59 \leq 2h + g \leq 66$ et $h = 17 \text{ cm}$ $\implies$ On prend **g = 30 cm.**
- Détermination du nombre de marches : **$n = H/h = 306/17 = 18$ marches (9+9).**
- Hauteur de la paillasse : $H' = 0.17 \cdot 9 = 1.53 \text{ m}$ $\implies$ **$H' = 1.53 \text{ m}$.**
- Détermination de la longueur projetée de la paillasse : **$L = g (n-1) = 2.4 \text{ m}$.**
- Détermination de l'inclinaison de la paillasse : **$\text{tg } \alpha = H' / L \implies \alpha = 32.51^\circ$.**
- Détermination de la largeur de la paillasse : **$L_p = H' / \text{Sin } \alpha = 2.85 \text{ m}$.**
- Détermination de l'épaisseur de la paillasse : **$L_p + L_1 + L_2/30 \leq e \leq L_p + L_1 + L_2/20$**
 $\implies$ **$18.5 \text{ cm} \leq e \leq 27.75 \text{ cm} \implies e = 20 \text{ cm}$.**
- L'épaisseur du palier : **e = 20 cm.**

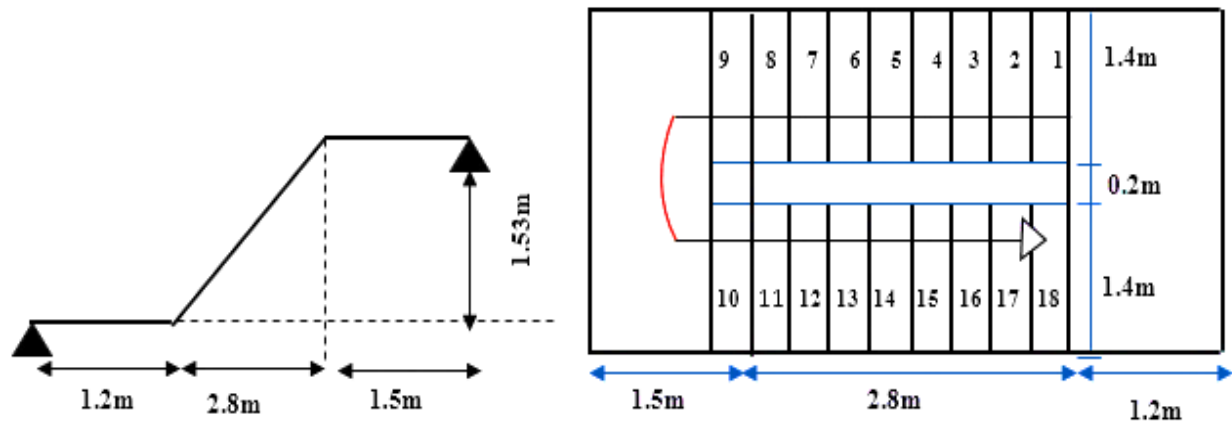


Figure IV.5: Schéma de la volée et du palier du EC.

Composants	contre marches (n)	Marches	h	g	Epaisseur de la paillasse (ep)	Epaisseur de palier (ev)
Escalier étage courant	17	18	17	30	20	20

➤ Pour RDC

- Hauteur d'étage : **H = 4.08 m**
- Le giron : $59 \leq 2h + g \leq 66$ et $h = 17$ cm $\implies$ On prend **g = 30 cm**.
- Détermination du nombre de marches : **n = H/h = 408/17 = 24 marches (6+8+10)**.
- Hauteur de la paillasse : $H = 0.17 \times 12 = 2.04$ m $\implies$ **H = 2.04 m**.
- Détermination de la longueur projetée de la paillasse 01 : **L = g (n-1) = 1.8 m**.
- Détermination de la longueur projetée de la paillasse 02 : **L = g (n-1) = 2.4 m**.
- Détermination de l'inclinaison de la paillasse 01 : **tg α = H' / L $\implies \alpha = 56.15^\circ$** .
- Détermination de l'inclinaison de la paillasse 02 : **tg α = H'' / L $\implies \alpha = 67.67^\circ$** .
- Détermination de l'épaisseur de la paillasse :
 $L_p + L_1 + L_2/30 \leq e \leq L_p + L_1 + L_2/20 \implies 18.33 \text{ cm} \leq e \leq 27.5 \text{ cm} \implies e = 20 \text{ cm}$.
- L'épaisseur du palier : **e = 20cm**.

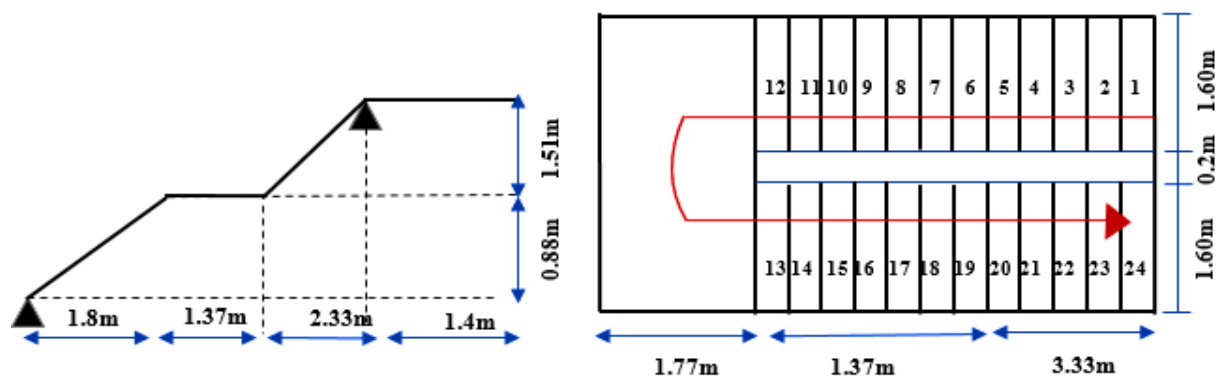


Figure IV.6 Schéma de la volée et du palier du RDC.

Composants	contre marches(n)	Marches	h	g	Epaisseur de la paillasse	Epaisseur de palier
Escalier étage courant	23	24	17	30	20	20

IV.5.4.1 Evaluation des charges et des surcharges pour l'escalier

Tableau IV-2: Evaluation des charges e des surcharges pour la paillasse de RDC.

Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ²)	Poids surfacique
Carrelage	0.02	22	0.44
Lit de sable	0.03	18	0.54
Mortier de pose	0.02	20	0.40
PP de la paillasse	0.20/ cos α	25	5.42
Poids des marches	0.20 / 2	25	2.5
Enduit ciment	0.02	18	0.36
G			9.66
Q			2.5

Tableau IV-3: Evaluation des charges et des surcharges pour palier de RDC

Composants	Epaisseur(m)	Poids volumique KN/m ²	Poids surfacique (KN/m ²)
Carrelage	0.02	22	0.44
Lit de sable	0.03	18	0.54
Mortier de pose	0.02	20	0.40
PP du palier	0.20	25	5
Enduit ciment	0.02	18	0.36
G			6.74
Q			2.5

Tableau IV-4: Charge permanente de la paillasse EC.

Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Carrelage	0.0	22	0.44
Lit de sable	0.0	18	0.54
Mortier de pose	0.0	20	0.40
PP de la paillasse	0.20/ cos α	25	5.93
Poids des marches	0.20 / 2	25	2.5
Enduit ciment	0.0	18	0.36
G			10.17
Q			2.5

Tableau IV-5: Charge permanente du palier EC.

Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Carrelage	0.02	22	0.44
Lit de sable	0.03	18	0.54
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Poids propre du palier	0.20	25	5.00
Enduit ciment	0.02	18	0.36
G			6.74
Q			2.5

IV.5.5 Les poutres

Les poutres sont des éléments horizontaux en béton armé, des sections rectangulaires ou en T. Le Pré-dimensionnement se fera selon le BAEL91/99 et les vérifications selon le RPA99/version2003.

Selon BAEL91/99 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L_{\max}}{15} < h < \frac{L_{\max}}{10} \\ 0.3h < b < 0.7h \end{array} \right.$$

Selon RPA99/version2003 : (Art 7.5.1 RPA99/version2003)

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm.} \\ h \geq 30\text{cm.} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right.$$

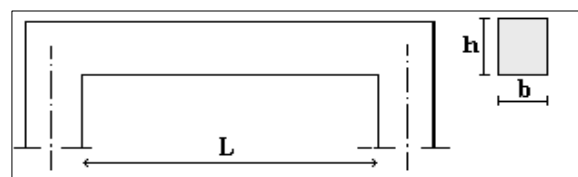


Figure IV.7: Dimensionnement de la poutre.

Avec :

L : La plus grande portée mesurée à nu d'appuis.

h: La hauteur de la poutre.

b: La largeur de la poutre.

D'une manière générale on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux.

On a deux des poutres :

- Poutres principales.
- Poutres secondaires.

IV.5.5.1 Les poutres principales : (sens porteur)

Les poutres principales seront selon la direction transversale dont la travée la plus importante a la dimension 550 cm.

On a : $L_{\max} = 550 \text{ cm}$; donc :

$$\frac{550}{15} < h < \frac{550}{10} \implies 36.67 \text{ cm} < h < 55 \text{ cm} \quad \text{On prend : } h=45 \text{ cm.}$$

$$0.3 \times 45 < b < 0.7 \times 45 \implies 13.5 < b < 31.5 \quad \text{On prend : } b=30 \text{ cm.}$$

Vérification des conditions de résistance exigée par l'RPA99/version2003 :

$$b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

$$h = 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

$$\frac{h}{b} = 1.5 \leq 4 \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

Donc on opte des poutres principales de section : **(30 ; 45) cm.**

IV.5.5.2 Les poutres secondaires : (sens non porteur)

Les poutres secondaires seront selon la direction longitudinale dans laquelle les deux grandes dimensions maximales des travées sont 630 cm et 470 cm mais on adopte la dimension 470 pour les calculs et cela pour des raisons économiques.

On a : $L_{\max} = 470 \text{ cm}$; donc :

$$\frac{470}{15} < h < \frac{470}{10} \implies 31.33 < h < 47 \quad \text{On prend : } h=40 \text{ cm.}$$

$$0.3 \times 40 < b < 0.7 \times 40 \implies 12 < b < 28 \quad \text{On prend : } b=30 \text{ cm.}$$

Vérification des conditions de résistance exigée par l'RPA99/version2003 :

$$b = 35 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

$$h = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

$$\frac{h}{b} = 1.17 \leq 4 \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

Donc on opte des poutres secondaires de section : **(30 ; 40) cm.**

IV.5.6 Les voiles

Les voiles sont des éléments verticaux porteurs, linéaires ou non, en béton armé, l'une des dimensions est plus petite que les deux autres.

Selon l'article 7.7.1 du RPA 99/version 2003 :

- L'épaisseur minimale d'un voile 15cm.
- $e < L/4$
- $e \geq \text{Max} \left(\frac{h_e}{25} ; \frac{h_e}{22} ; \frac{h_e}{20} \right)$

Avec :

L : Longueur du voile.

e : L'épaisseur du voile.

- **Pour RDC** : $h_e = 4.08 - 0.45 = 3.63\text{m}$

$$e \geq \text{Max} \left(15\text{cm} ; \frac{363}{25} ; \frac{363}{22} ; \frac{363}{20} \right) \implies e \geq \text{Max} (15\text{cm} ; 14.52 ; 16.5 ; 18.15). \quad e \geq 18.15\text{cm}.$$

On prend **e = 20cm**.

- **Pour les étages courants** : $h_e = 3.06 - 0.45 = 2.61\text{m}$

$$e \geq \text{Max} \left(15\text{cm} ; \frac{261}{25} ; \frac{261}{22} ; \frac{261}{20} \right) \implies e \geq \text{Max} (15\text{cm} ; 10.44 ; 11.86 ; 13.05). \quad e \geq 15\text{cm}.$$

On prend **e = 20cm**

- **Pour le E/sol** : $h_e = 5.00 - 0.45 = 4.55\text{ m}$

$$e \geq \text{Max} \left(15\text{cm} ; \frac{455}{25} ; \frac{455}{22} ; \frac{455}{20} \right) \implies e \geq \text{Max} (15\text{cm} ; 18.2 ; 20.68 ; 22.75). \quad e \geq 22.75\text{ cm}.$$

On prend **e = 25 cm**.

IV.5.7 Les poteaux

Un poteau est un élément structurel d'un ouvrage sur lequel les charges de la superstructure se concentrent de façon ponctuelle (par exemple via un réseau des poutres ou des dalles d'un niveau supérieur) et par lequel ces charges se transmettent vers les infrastructures de cet ouvrage (fondations).

IV.5.7.1 Descente des charges

L'évaluation des charges et des surcharges consiste à calculer successivement pour chaque élément de la structure, les différents charges et surcharges existantes **G** et **Q** :

- Plancher terrasse inaccessible (corps creux)

La terrasse est une zone inaccessible et réalisée en plancher corps creux surmonté des plusieurs couches de protection en forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales.

Tableau IV-6: Charges du plancher corps creux terrasse inaccessible.

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Protection en gravillon	5	17	0.85
Etanchéité multicouche	5	20	1.00
Forme de pente	10	22	2.20
Isolation thermique	4	4	0.16
Dalle de compression CC	16+5	14,25	2,99
Enduit plâtre	2	10	0.20
G_T			7.4
Q_T			1

- Plancher du RDC et les étages courants (corps creux)

Comme précisé précédemment, les planchers des étages courants et RDC sont en corps creux.

Tableau IV-7: Charges du plancher corps creux RDC et EC.

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Carrelage	2	20	0.40
Mortier de pose	2	20	0.40
Lit de sable	2	18	0.36
Dalle de compression + corps creux	16+5	14,25	2,99
Enduit plâtre	2	10	0.20
Cloison de séparation	/	/	1.00
G_{RDC et EC}			5.35
Q_{RDC}			2.5
Q_{E-C}			1.5

- Plancher E/sol

Tableau IV-8: Charges du plancher E/sol.

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Carrelage	2	20	0.40
Mortier de pose	2	20	0.40
Lit de sable	2	18	0.36
Dalle pleine	15	25	3.75
Enduit plâtre	2	10	0.20
Cloison de séparation	/	/	1.00
G_s			6.11
Q_s			2.5

- **Maçonnerie** : Murs extérieurs (double cloison) et murs intérieurs.

Tableau IV-9: Charges permanentes de mur extérieur.

Désignation	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge(KN/m ²)
Mortier de ciment	2	22	0.44
Brique creuse	20	9	1.8
Enduit de plâtre	2	10	0.2
G_{mur ext}			2.44

Tableau IV-10: Charges permanentes de mur intérieur.

Désignation	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/ m ³)	Charge (KN/m ²)
Enduit en ciment extérieur	2	20	0.4
Brique creuse	10	9	0.9
Enduit en ciment intérieur	2	14	0.28
G_{mur int}			1.58

- **Balcon**

Tableau IV-11: Charges permanentes du balcon.

Matériaux	Epaisseur(cm)	Poids volumique(KN/m ³)	Poids surfacique(KN/m ²)
Carrelage	2	20	0.40
Mortier de pose	2	20	0.40
Lit de sable	2	18	0.36
Dalle en BA	0.15	25	3.75
Enduit de ciment	3	10	0.30
G_{balcon}			5.21
Q_{balcon}			3.5

IV.5.7.2 Coffrage des poteaux

On dimensionne le poteau le plus sollicité (central, d'angle et de rive), en utilisant un calcul basé sur la descente des charges permanentes et des surcharges d'exploitation à l'état limite ultime de résistance ($N_u = 1.35G + 1.5Q$).

D'après l'article B 8.4.1 du CBA93, l'effort normal ultime N_u d'un poteau doit être au plus égal à la valeur suivante :

$$N_u = \alpha \left[\frac{Br f_{c28}}{0.9\gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

A : La section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

B_r : La section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie.

$$\gamma_b = 1.5.$$

$$\gamma_s = 1.15$$

α : Est un coefficient fonction de l'élancement mécanique λ qui prend les valeurs :

$$\alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad \text{pour } \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0.60 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \quad \text{pour } 50 < \lambda \leq 70$$

Si plus de la moitié des charges sont appliquées avant 90 jours, la valeur de α est divisée par 1.1

Si plus de la moitié des charges sont appliquées avant 28 jours, la valeur de α est divisée par 1.2 et

f_{c28} est remplacée par f_{cj}

Selon les règles du **BAEL91/99**, l'effort normal ultime N_u doit être :

$$B_r \geq (k \beta N_u) / ((\theta f_{bu}/0.9) + (A_s/B) \cdot f_{ed})$$

Où

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

Avec :

Pourcentage **minimal** des armatures est de 0.8% en zone IIa :

$$\text{Zone IIa: } A_s = 0.8\% B \implies A_s/B = 0.8/100 \implies A_s/B = 0.008.$$

B_r : La section réduite de poteau (en cm²) et **B_r** = (a - 2cm) × (b - 2cm).

N_u : L'effort normal ultime et **N_u** = 1.35G + 1.5Q.

B : Aire total de la section du poteau.

A_s : Section d'acier minimale

A_s : Section d'acier minimale

Le calcul se fait en compression centrée. On fixe l'élancement mécanique forfaitairement à

$$\lambda = 35 \text{ (pour que toutes les armatures participent à la résistance). } \implies \beta = 1 + 0.2 \times 1 = 1.2$$

$$f_{bu} = 0.85 f_{c28} / \gamma_b ; f_{ed} = f_e / \gamma_s.$$

f_{c28} : Résistance à la compression de béton **f_{c28}** = 25 MPa.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé **f_e** = 400 MPa.

Donc : **f_{bc}** = 14.20 MPa ; **f_{ed}** = 348 MPa

λ : Est égale à 35 pour être toujours dans la compression centrée suivant le même article, d'où :

$$\alpha = 0.85 / (1 + 0.2 \times 1) \implies \alpha = 0.708.$$

Donc : $B_r \geq ((1 \times 1.2 \times N_u \cdot 10^{-3}) / (1 \times (14.2 / 0.9) + (0.80 / 100) \times 348)) \cdot 10^4 \implies$

$$B_r \geq 0.64 N_u \text{ (cm}^2\text{)}.$$

- **La loi de dégression :**

Loi de dégression des charges d'exploitation est donnée par l'article 6 du DTR BC 2.2

- Pour la toiture Q_0
- Pour le dernier étage Q_1
- Pour l'étage immédiatement inférieur — $0.9Q_1$
- Pour l'étage immédiatement inférieur — $0.8Q_1$

Et ainsi de suite en réduisant de 10% par étage jusqu'à $0.5 Q_1$, valeur conservée pour les autres étages inférieurs.

1. poteau centrale : le poteau le plus sollicité

Calcul de la surface afférente de poteau central :

$$S_{\text{aff}} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4.$$

$$S_{\text{aff}} = (2.75 \times 2.35) + (1.905 \times 2.75) + (2.75 \times 2.35) + (1.905 \times 2.75).$$

$$S_{\text{aff}} = 23.40 \text{ m}^2.$$

La surface revenant à ce poteau est $S_i = 23.40 \text{ m}^2$.

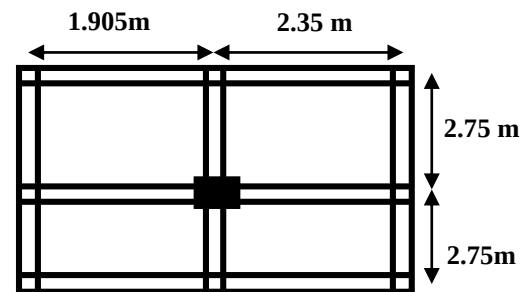


Figure IV.8: Surface d'influence du poteau central

✓ **Les charges permanentes :**

• **Niveau terrasse :**

Plancher corps creux : $7.4 \times 23.4 = 173.16 \text{ KN}$

Pp (35x45) : $0.45 \times 0.35 \times 25 \times (5.5) = 21.66 \text{ KN}$

Ps (30x40) : $0.40 \times 0.3 \times 25 \times (4.26) = 14.70 \text{ KN}$

$$G = 209.52 \text{ KN}$$

• **Niveau étage courants 2^{ème} et 6^{ème} :**

Plancher corps creux $5.35 \times 23.40 = 125.19 \text{ KN}$

Pp (35x45) : $0.45 \times 0.35 \times 25 \times (5.5) = 21.66 \text{ KN}$

Ps (30x40) : $0.40 \times 0.3 \times 25 \times (4.26) = 14.70 \text{ KN}$

Poteau : $0.30 \times 0.30 \times 25 \times 3.06 = 6.88 \text{ KN}$

$$G = 168.43 \text{ KN}$$

• **Niveau étage courants 1^{ème} et RDC :**

Plancher corps creux : $5.35 \times 23.40 = 125.19 \text{ KN}$

Pp (35x45) : $0.45 \times 0.35 \times 25 \times (5.5) = 21.66 \text{ KN}$

Ps (30x40) : $0.40 \times 0.3 \times 25 \times (4.26) = 14.70 \text{ KN}$

Poteau : $0.45 \times 0.45 \times 25 \times 3.06 = 23.14 \text{ KN}$

$$G = 184.69 \text{ KN}$$

• **Niveau Entre/SOL :**

Plancher corps creux $6.11 \times 23.40 = 142.97 \text{ KN}$

Poutres (35x45) + Poutres (30x40) + Poteau = 55.48 KN

$$G = 198.45 \text{ KN}$$

✓ Les charges d'exploitation :

Niveau des planchers	Charge d'exploitation	charge d'exploitation *Surfaces	charge d'exploitation (KN)
Terrasse	1	(1*23,4)	23.40
P6	1.5	(1.5*23.4)	35.10
P5	1.5	0.95(1.5*23.4)	33.35
P4	1.5	0.90(1.5*23.40)	31.59
P3	1.5	0.85(1.5*23.40)	29.84
P2	1.5	0.80(1.5*23.40)	28.08
P1	1.5	0.75(1.5*23.40)	26.33
RDC	2.5	0.70(2,5*23.40)	40,95
E/SOL	2.5	0.65(2,5*23.40)	38.03

✓ La descente de charge :

Niveau	G _{totale} (KN)	Q _{totale} (KN)	Nu(KN)	1.1Nu _{maj} (KN)	Nu _{cum} (KN)	Br (cm ²)	A=B (cm)	CHOIX	Obs.
terrass	209.52	23.40	294.55	324.00	324.00	/	/	/	/
6 ^{eme}	168.43	35.10	280.03	308.03	632.03	404.50	22.11	35X35	CV
5 ^{eme}	168.43	33.35	277.40	305.15	937.18	599.79	26.49	35X35	CV
4 ^{eme}	170.92	31.59	278.13	305.94	1243.12	795.60	30.2	40X40	CV
3 ^{eme}	170.92	29.84	275.50	303.05	1546.17	989.55	33.45	40X40	CV
2 ^{eme}	173.79	28.08	276.74	304.41	1850.58	1184.37	36.41	45X45	CV
1 ^{eme}	184.69	26.33	288.83	317.71	2168.29	1387.70	39.25	45X45	CV
RDC	184.69	40.95	310.76	341.83	2510.13	1606.48	42.08	50X50	CV
E/SOL	198.45	38.03	325.95	357.45	2867.57	1835.24	44.84	50X50	CV

On prend des poteaux comme l'indique le tableau :

Niveaux	RDC et E/SOL	1 ^{er} et 2 ^{ème}	3 ^{eme}	4 ^{eme} et 5 ^{eme}	6 ^{eme}
Poteau	(50*50)cm ²	(45*45) cm ²	(40*40) cm ²	(35*35) cm ²	(30*30) cm ²

2.Poteau de rive :

✓ Calcul de la surface afférente de poteau de rive : Le poteau le plus sollicité

$$S_{aff} = S_1 + S_2$$

$$S_{aff} = (5.5 \times 1.4) + (5.5 \times 2.75) = 7.7 + 15.12$$

$$S_{aff} = 22.82 \text{ m}^2.$$

La surface revenant à ce poteau est $S_i = 22.82 \text{ m}^2$.

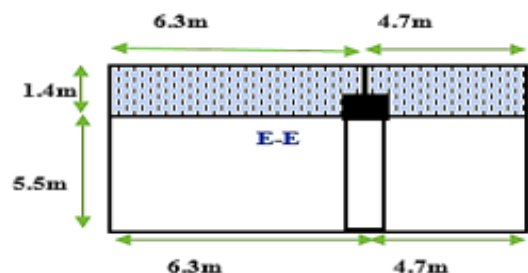


Figure IV.9: surface d'influence du poteau de rive

Surface du balcon :

$$S_{\text{balcon}} = (3.15 + 2.35) * 1.4 = 7.70 \text{ m}^2.$$

$$S_{\text{balcon}} = 7.70 \text{ m}^2$$

✓ **Les charges permanentes exerçant sur les niveaux ci-dessous:**• **Niveau terrasse :**

$$\begin{aligned} \text{Plancher corps creux : } & \dots\dots\dots 7.4 * 22.82 = 168.87 \text{ KN} \\ \text{Pp (35x45) : } & \dots\dots\dots 0.45 * 0.35 * 25 * (4.15) = 16.34 \text{ KN} \\ \text{Ps (30x40) } & \dots\dots\dots 0.40 * 0.3 * 5.5 * 25 = 16.5 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\text{Poids propre de l'acrotère : } \quad PA = 1.725 * 5.5 = 9.49 \text{ KN}$$

$$G = 211.20 \text{ KN}$$

• **Niveau étage courant 4^{ème} au 6^{ème} :**

$$\begin{aligned} \text{Plancher corps creux: } & \dots\dots\dots 5.35 * 22.82 = 122.10 \text{ KN} \\ \text{Pp(35x45) : } & \dots\dots\dots 0.4 * 0.3 * 4.15 * 25 = 16.34 \text{ KN} \\ \text{Ps (30x40) } & \dots\dots\dots 0.40 * 0.3 * 5.5 * 25 = 16.5 \text{ KN} \\ \text{Poteau } & \dots\dots\dots 0.3 * 0.3 * 3.06 * 25 = 6.89 \text{ KN} \\ \text{Mur extérieur } & \dots\dots\dots 2.44 * 4.75 * 3.06 = 35.46 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$G = 197.29 \text{ KN}$$

• **Niveau étage courant 2^{ème} et 3^{ème} :**

$$\begin{aligned} \text{Plancher corps creux: } & \dots\dots\dots 5.35 * 22.82 = 122.10 \text{ KN} \\ \text{Pp(35x45) : } & \dots\dots\dots 0.4 * 0.3 * 4.15 * 25 = 16.34 \text{ KN} \\ \text{Ps (30x40) } & \dots\dots\dots 0.40 * 0.3 * 5.5 * 25 = 16.5 \text{ KN} \\ \text{Poteau } & \dots\dots\dots 0.35 * 0.35 * 3.06 * 25 = 9.37 \text{ KN} \\ \text{Mur extérieur } & \dots\dots\dots 2.44 * 4.75 * 3.06 = 35.46 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$G = 141.87 \text{ KN}$$

• **Niveau étage courant 1^{ème} et RDC :**

$$\begin{aligned} \text{Plancher corps creux: } & \dots\dots\dots 5.35 * 22.82 = 122.10 \text{ KN} \\ \text{Pp(35x45) : } & \dots\dots\dots 0.4 * 0.3 * 4.15 * 25 = 16.34 \text{ KN} \\ \text{Ps (30x40) } & \dots\dots\dots 0.40 * 0.3 * 5.5 * 25 = 16.5 \text{ KN} \\ \text{Poteau } & \dots\dots\dots 0.45 * 0.45 * 3.06 * 25 = 15.49 \text{ KN} \\ \text{Mur extérieur } & \dots\dots\dots 2.44 * 4.75 * 3.06 = 35.46 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$G = 147.99 \text{ KN}$$

• **Niveau E/SOL :**

$$\begin{aligned} \text{Plancher corps creux: } & \dots\dots\dots 5.35 * 22.82 = 122.10 \text{ KN} \\ \text{Pp(35x45) : } & \dots\dots\dots 0.4 * 0.3 * 4.15 * 25 = 16.34 \text{ KN} \\ \text{Ps (30x40) } & \dots\dots\dots 0.40 * 0.3 * 5.5 * 25 = 16.5 \text{ KN} \\ \text{Poteau } & \dots\dots\dots 0.5 * 0.5 * 3.06 * 25 = 19.13 \text{ KN} \\ \text{Mur extérieur } & \dots\dots\dots 2.44 * 4.75 * 3.06 = 35.46 \end{aligned}$$

$$G = 151.63 \text{ KN}$$

✓ Les charges d'exploitation :

Niveau des planchers	Charge d'exploitation	charge d'exploitation *Surfaces	charge d'exploitation (KN)
T	1	(1*22.82)	22.82
P6	1.5	(1.5*15.13+3.5*7.7)	49.65
P5	1.5	0.95(1.5*15.13+3.5*7.7)	47.17
P4	1.5	0.90(1.5*15.13+3.5*7.7)	44.69
P3	1.5	0.85(1.5*15.13+3.5*7.7)	42.20
P2	1.5	0.80(1.5*15.13+3.5*7.7)	39.72
P1	1.5	0.75(1.5*15.13+3.5*7.7)	37.24
RDC	1.5	0.70(2.5*22.82)	39.93
E/SOL	2.5	0.65(2.5*22.82)	37.08

✓ La descente de charge :

Niveau	G _{totale} (KN)	Q _{totale} (KN)	Nu (KN)	Nu _{cum} (KN)	Br (cm ²)	Br majoré (cm ²)	A=B (cm)	CHOIX (a*b)	Obs.
Terrass	211.20	22.82	319.35	/	/	/	/	/	/
6 ^{eme}	197.29	49.65	340.82	660.17	422.51	507.00	24.52	30X30	CV
5 ^{eme}	197.29	47.17	337.10	997.27	638.25	765.90	29.67	30X30	CV
4 ^{eme}	197.29	44.69	333.37	1330.64	851.61	1021.94	33.97	35X35	CV
3 ^{eme}	141.87	42.20	254.82	1585.46	1014.70	1217.64	34.89	35X35	CV
2 ^{eme}	141.87	39.72	245.15	1830.61	1171.59	1405.91	39.50	45X45	CV
1 ^{eme}	147.99	37.24	237.03	2067.64	1323.29	1587.95	41.84	45X45	CV
Rdc	147.99	39.93	259.68	2327.32	1489.49	1787.38	42.28	50X50	CV
E/SOL	151.63	37.08	204.69	2532.01	1620.49	1944.58	46.10	50X50	CV

3. poteau d'angle : Le poteau le plus sollicité

La surface revenant à ce poteau est :

$$S_{aff} = S_1 + S_2 = 10.31 + 4.41$$

$$S_{aff} = 14.72 \text{ m}^2.$$

La surface revenant à ce poteau est $S_t = 14.72 \text{ m}^2$.

La surface revenant au balcon est $S_2 = 4.41 \text{ m}^2$

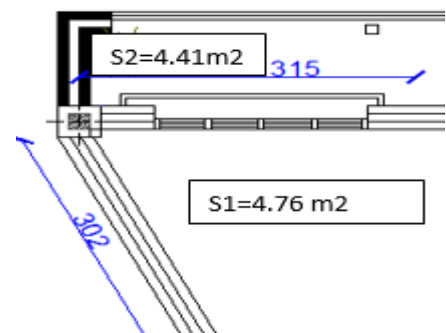


Figure IV.10: surface d'influence du poteau d'angle

✓ Les charges permanentes exerçant sur les niveaux ci-dessous:

• Niveau terrasse :

Plancher corps creux : 7.4* 14.72=108.93 KN

Pp (35x45) : 0.45*0.35*25*(3.02) =11.89 KN

Ps (30x40) 0.40*0.3*3.15*25= 9.45 KN

$$\text{Poids propre de l'acrotère : } PA = \frac{1.725 \times 3.15}{G=135.7 \text{ KN}} = 5.43 \text{ KN}$$

• **Niveau étage courant 4^{ème} au 6^{ème} :**

$$\begin{aligned} \text{Plancher corps creux : } & \dots\dots\dots 7.4 \times 14.72 = 108.93 \text{ KN} \\ \text{Pp (35x45) : } & \dots\dots\dots 0.45 \times 0.35 \times 25 \times (3.02) = 11.89 \text{ KN} \\ \text{Ps (30x40) } & \dots\dots\dots 0.40 \times 0.3 \times 3.15 \times 25 = 9.45 \text{ KN} \\ \text{Poteau } & \dots\dots\dots 0.3 \times 0.3 \times 3.06 \times 25 = 6.89 \text{ KN} \\ \text{Mur extérieur } & \dots\dots\dots 2.44 \times 3.72 \times 3.06 = 27.78 \text{ KN} \\ & \text{G} = 164.94 \text{ KN} \end{aligned}$$

• **Niveau étage courant 3^{ème} et 2^{ème} :**

$$\begin{aligned} \text{Plancher corps creux : } & \dots\dots\dots 7.4 \times 14.72 = 108.93 \text{ KN} \\ \text{Pp (35x45) : } & \dots\dots\dots 0.45 \times 0.35 \times 25 \times (3.02) = 11.89 \text{ KN} \\ \text{Ps (30x40) } & \dots\dots\dots 0.40 \times 0.3 \times 3.15 \times 25 = 9.45 \text{ KN} \\ \text{Poteau } & \dots\dots\dots 0.35 \times 0.35 \times 3.06 \times 25 = 9.37 \text{ KN} \\ \text{Mur extérieur } & \dots\dots\dots 2.44 \times 3.72 \times 3.06 = 27.78 \text{ KN} \\ & \text{G} = 167.42 \text{ KN} \end{aligned}$$

• **Niveau étage courant RDC et 1^{ère} :**

$$\begin{aligned} \text{Plancher corps creux : } & \dots\dots\dots 7.4 \times 14.72 = 108.93 \text{ KN} \\ \text{Pp (35x45) : } & \dots\dots\dots 0.45 \times 0.35 \times 25 \times (3.02) = 11.89 \text{ KN} \\ \text{Ps (30x40) } & \dots\dots\dots 0.40 \times 0.3 \times 3.15 \times 25 = 9.45 \text{ KN} \\ \text{Poteau } & \dots\dots\dots 0.4 \times 0.4 \times 3.06 \times 25 = 12.24 \text{ KN} \\ \text{Mur extérieur } & \dots\dots\dots 2.44 \times 3.72 \times 3.06 = 27.78 \text{ KN} \\ & \text{G} = 170.29 \text{ KN} \end{aligned}$$

• **Niveau E/SOL :**

$$\begin{aligned} \text{Plancher corps creux : } & \dots\dots\dots 7.4 \times 14.72 = 108.93 \text{ KN} \\ \text{Pp (35x45) : } & \dots\dots\dots 0.45 \times 0.35 \times 25 \times (3.02) = 11.89 \text{ KN} \\ \text{Ps (30x40) } & \dots\dots\dots 0.40 \times 0.3 \times 3.15 \times 25 = 9.45 \text{ KN} \\ \text{Poteau } & \dots\dots\dots 0.45 \times 0.45 \times 3.06 \times 25 = 15.49 \text{ KN} \\ \text{Mur extérieur } & \dots\dots\dots 2.44 \times 4.46 \times 3.06 = 33.30 \text{ KN} \\ & \text{G} = 179.06 \text{ KN} \end{aligned}$$

✓ **Les charges d'exploitation :**

Niveau des planchers	Charge d'exploitation	Charge D'exploitation *Surfaces	Charge d'exploitation (KN)
T	1	(1*14.72)	14.72
P6	1.5	(1.5*10.31+3.5*4.41)	30.90
P5	1.5	0.95(1.5*10.31+3.5*4.41)	29.35
P4	1.5	0.90(1.5*10.31+3.5*4.41)	27.81
P3	1.5	0.85(1.5*10.31+3.5*4.41)	26.26
P2	1.5	0.80(1.5*10.31+3.5*4.41)	24.72
P1	1.5	0.75(1.5*10.31+3.5*4.41)	23.17
RDC	1.5	0.70(2.5*14.72)	25.76
E/SOL	2.5	0.65(2.5*14.72)	23.92

✓ La descente de charge :

Niveau	G _{totale} (KN)	Q _{totale} (KN)	Nu (KN)	Nu _{cum} (KN)	Br (Cm ²)	B _r Majoré (Cm ²)	A=B (Cm)	CHOIX (A*B)	Obs.
Terrass	135.7	14.72	205.27	/	/	/	/	/	/
6 ^{eme}	164.94	30.90	269.02	474.29	303.54	374.25	21.08	30X30	CV
5 ^{eme}	164.94	29.35	266.79	741.08	474.29	569.15	25.86	30X30	CV
4 ^{eme}	164.94	27.81	264.38	1005.46	643.50	772.20	29.80	35X35	CV
3 ^{eme}	167.42	26.26	265.41	1270.87	813.35	976.02	33.24	35X35	CV
2 ^{eme}	167.42	24.72	263.10	1533.97	981.74	1178.10	36.32	40X40	CV
1 ^{er}	170.29	23.17	264.65	1798.62	1151.11	1381.34	39.17	40X40	CV
RDC	170.29	25.76	268.53	2067.15	1322.98	1585.57	41.84	45X45	CV
E/SOL	179.06	23.92	277.61	2344.76	1500.65	1800.78	44.44	45X45	CV

D'après les calculs on a eu trois types de poteaux :

Niveau	E/SOL et RDC	1 ^{ème} et 2 ^{ème}	3 ^{ème} et 4 ^{ème}	5 ^{ème} et 6 ^{ème}
Poteau	(45*45) cm ²	(40*40) cm ²	(35*35) cm ²	(30*30) cm ²

Selon l'article (**Art 7.4.1**) du **R.P.A 99 Version 2003** :

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivant :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min (b x h)} \geq 30\text{cm} \\ \text{Min (b x h)} \geq h_e/20 \\ 1/4 < b/h < 4 \end{array} \right. \Longrightarrow \text{Zone IIb}$$

Poteaux	Conditions exigées par RPA99/V2003	Valeurs calculées	Observation
50x50	Min (b, h) ≥ 30	Min (50x50) = 50	C.V
	Min (b, h) ≥ (h _e /20)	(4.08/20)= 20.4	C.V
	Min (b, h) ≥ (h _e /20)	(3.06/20)= 15.3	C.V
	1/4 < b/h < 4	(b ₁ / h ₁) = 1	C.V
45x45	Min (b, h) ≥ 30	Min (45x45) = 45	C.V
	Min (b, h) ≥ (h _e /20)	(3.06/20)= 15.3	C.V
	1/4 < b/h < 4	(b ₁ / h ₁) = 1	C.V
40x40	Min (b, h) ≥ 30	Min (40x40) = 40	C.V
	Min (b, h) ≥ (h _e /20)	(3.06/20)= 15.3	C.V
	1/4 < b/h < 4	(b ₁ / h ₁) = 1	C.V
35x35	Min (b, h) ≥ 30	Min (35x35) = 35	C.V
	Min (b, h) ≥ (h _e /20)	(3.06/20)= 15.3	C.V
	1/4 < b/h < 4	(b ₁ / h ₁) = 1	C.V
30x30	Min (b, h) ≥ 30	Min (30x30) = 30	C.V
	Min (b, h) ≥ (h _e /20)	(3.06/20)= 15.3	C.V
	1/4 < b/h < 4	(b ₁ / h ₁) = 1	C.V

❖ **Vérification des poteaux au flambement**

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés (de façon excentré ou non) des structures, lorsque les éléments sont élancés, la vérification consiste à calculer l'élancement $\langle \lambda \rangle$ qui doit satisfaire l'inégalité suivante :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35 \quad \text{(BAEL 91 modifié 99).}$$

Avec : λ : élancement du poteau.

L_f : longueur de flambement $L_f = 0.7 L_0$

L_0 : distance entre les faces supérieures de deux planchers consécutifs.

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

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

$B = a.b$ = Section transversale du poteau.

La section	L_f	i	Λ	λ	$\lambda \leq 50$
50X50	2.142	0,14	0.25	15.3	CV
45*45	2.142	0,12	0.203	16.85	CV
40*40	2.142	0,114	0.16	18.79	CV
35*35	2.142	0.10	0.123	21.42	CV
30*30	2.142	0,09	0.09	23.8	CV

Tous les poteaux ont un élancement inférieur à 35, donc Il n'y aura pas de risque de Flambement.

IV.6 Calcul des éléments secondaires

Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments :

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

Les éléments secondaires à calculer dans ce chapitre sont : l'acrotère, les balcons, les escaliers, les planchers à corps creux, le plancher à dalle pleine et la salle machine.

IV.6.1 Etude de l'acrotère

L'acrotère est considéré comme une console encastree à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale dont le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire.

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU et à l'ELS.

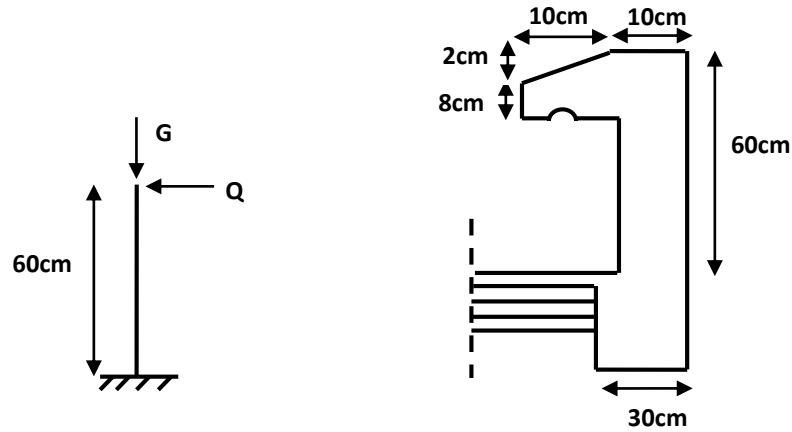
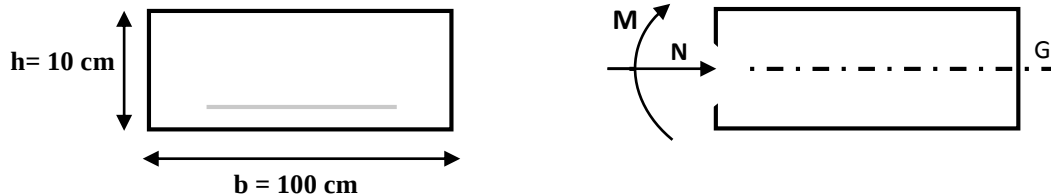


Figure IV.11: Coupe verticale de l'acrotère.

❖ Evaluation des charges appliquées sur l'acrotère :



➤ Surface de l'acrotère :

$$S = \left(\frac{0.02 \times 0.1}{2} \right) + (0.1 \times 0.6) + (0.08 \times 0.1)$$

$$S = [0.001 + (0.6 \times 0.1) + (0.1 \times 0.08)] = 0.069 \text{ m}^2$$

➤ Poids propre de l'acrotère :

$$G = \rho_b \times S = 25 \times 0.069 = 1.725 \text{ KN/ml}$$

➤ Charge d'exploitation : $Q = \max(1 \text{ KN/m}, F_p)$ ➤ Effort normal dû au poids propre G : $N_G = G \times 1 = 1.725 \text{ KN}$

❖ Vérification au séisme

D'après le RPA99/version 2003 (**Article 6.2.3**) les forces horizontales de calcul F_p agissant sur les éléments non structuraux ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

$$F_p = 4 A C_p W_p. \quad (F_p \leq 1.5 Q).$$

F_p : Force horizontale pour les éléments secondaires des structures.

A: Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4.1 RPA99/version2003) suivant la zone sismique (**zone IIa**) et le groupe d'usage du bâtiment (**groupe2**).

$$A = 0.15.$$

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 tableau (6.1 RPA99/version2003)

$$\Rightarrow C_p = 0.8 \text{ (élément en console).}$$

W_p : Poids propre de l'acrotère $\implies W_p = 1.725 \text{ KN/ml}$.

D'où : $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.725 = 0.83 \text{ KN/ml}$. $\implies F_p = 0.828 \text{ KN/ml}$.

On a : $F_p = 0.83 \text{ KN/ml} < 1.5Q = 1.5 \text{ KN/ml} \dots \dots \dots \text{CV}$.

Donc la surcharge d'exploitation est donnée par :

$Q = \max \{1 ; 0.83\} \text{ KN/m} \implies Q = 1 \text{ kN/ml}$.

- ✓ Charge permanente : $G = 1.725 \text{ KN/ml}$.
- ✓ Charge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/ml}$.
- ✓ Effort tranchant : $T = Q \times 1 = 1 \text{ KN}$
- ✓ Moment fléchissant max dû à la surcharge Q : $M_Q = Q \times H \times 1 = 0.6 \text{ KN.m}$

❖ **Combinaison de sollicitation :**

A L'ELU	$\begin{cases} N_u = 1.35 \times G = 2.33 \text{ KN} \\ M_u = 1.5 \times Q = 0.9 \text{ KN.m} \end{cases}$
A L'ELS	$\begin{cases} N_s = N_G = 1.725 \text{ KN} \\ M_s = M_Q = 0.6 \text{ KN.m} \end{cases}$

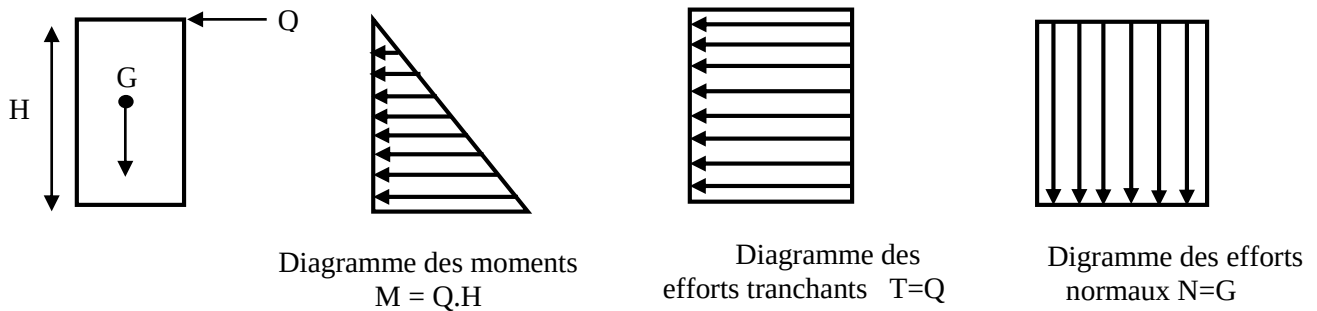


Figure IV.12: Diagramme des efforts retenus dans l'acrotère.

Tableau IV-12: Différentes combinaisons de l'acrotère a utilisé.

	N(KN)	M(KN. m)
Etat limite ultime (ELU)	2.33	0.9
Etat limite service (ELS)	1.725	0.6

IV.6.1.1 Ferrailage de l'acrotère

Le ferrailage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée et sera donné par mètre linéaire (**1ml**). Celui-ci devra assurer la résistance d'une pièce rectangulaire (**b x h**) cm^2 soumise à la flexion composée.

h : Epaisseur de la section : **10 cm**.

b : largeur de la section : **100 cm**.

c et c' : Enrobage : **2 cm**.

d = h - c : Hauteur ultime.

M_f : Moment fictif calculé par rapport au CDG des armatures tendues.

1) Calcul des armatures à L'ELU

❖ Position du centre de pression :

Calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

$$e_u = \frac{0.9 \times 10^2}{2.33} = 38.63 \text{ cm}$$

$$e_u \approx 39 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm}$$

$\frac{h}{2} - c < e_u \implies$ Le centre de pression se trouve à l'extérieure de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée.

Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif M_f , puis en flexion composée où la section d'armatures sera déterminée en fonction de celle déjà calculée.

a) Calcule en flexion simple

• Moment fictif :

$$M_f = N_u \times e_f \implies \begin{cases} N_u = 2.33 \text{ KN} \\ e_f = e_u + h/2 - c = 39 + 10/2 - 2 = 42 \text{ cm.} \end{cases}$$

$$M_f = 2.33 \times 0.42 = 0.98 \text{ KN.m}$$

• Moment réduit :

$$\mu_u = \frac{M_f}{f_{bu} d^2 b_0}$$

$$\text{Avec : } f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.20 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_f}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{0.98 \times 10^6}{1000 \times (80^2) \times 14.2}$$

$$\text{Donc : } \mu_u = 0.011$$

$$\mu_{lu} = (3440\gamma + 49 f_{c28} - 3050) \times 10^{-4} = 0.378$$

$$\gamma = \frac{M_f}{M_{ser}} = \frac{0.98}{0.6} = 1.63$$

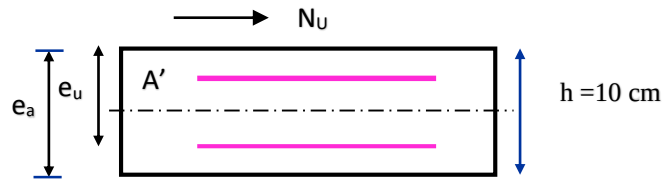
$\mu_u < \mu_{lu}$; $\mu_u = 0.011 < \mu_l = 0.378$, La section est simplement armée, donc :

$A' = 0$ (pas d'armature comprimée).

• Armatures fictives :

$$A_f = \frac{M_f}{\sigma_s}$$

$$\beta = (1 - 0.4 \alpha) \text{ tel que : } \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.011)}) = 0.014$$



Donc : $\beta = 0.994$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_f = \frac{0.98 \times 10^6}{0.994 \times 80 \times 348} = 0.35 \text{ cm}^2.$$

b) Calcul de la section réelle des armatures en flexion composée :

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.35 - \frac{2.33 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.28 \text{ cm}^2.$$

c) Condition de non fragilité :

D'après l'article. **A.4.2.1 BAEL91/99**, le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la condition de non fragilité : $A_s \geq A_{min}$. $A_{min} \geq 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$

Avec :

f_{t28} : La résistance caractéristique de béton à la traction.

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } A_{min} \geq 0.23 \times 100 \times 8 \times \frac{2.1}{400} = 0.966 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} \geq 0.966 \text{ cm}^2$$

Donc :

$A_s = 0.28 \text{ cm}^2 \leq A_{min} = 0.97 \text{ cm}^2$, Les armatures vérifiant la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à L'ELU, alors on adoptera : $A_s = A_{min} = 0.97 \text{ cm}^2$

Donc on adopte $A_s = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$, Avec un espacement $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$.

• **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2/\text{ml}. \text{ Repartie sur 60 cm de hauteur, avec un espacement :}$$

$$S_t = \frac{60}{4} = 15 \text{ cm}. \text{ Donc on adopte } A_r = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}, \text{ avec espacement de } 15 \text{ cm}.$$

d) Vérification des espacements des barres

Armature principale :

$$S_p = 20. \text{ cm} \leq \text{Min}(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{C. V}$$

Armature transversal :

$$S_s = 15. \text{ cm} \leq \text{Min}(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{C. V}$$

e) Vérification au cisaillement : (Art III.2 / BAEL 91)

On doit vérifier l'équation suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ (**Art 5.1.1 BAEL91/99**)

Telle que l'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable

$$\text{Donc : } \bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\text{Et : } \tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

V_u : L'effort tranchant à l'ELU

$$V_u = 1.5Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN.}$$

$$\text{Donc : } \tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0.019 \text{ MPa}$$

$$\text{D'où : } \tau_u = 0.019 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

La condition est vérifiée donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

f) Vérification d'adhérence des Barres au cisaillement

On doit vérifier l'équation suivante : $\tau_{su} \leq \bar{\tau}_{su}$ On a : $\bar{\tau}_{su} = \bar{\Psi}_s f_{t28}$

Ψ_s : Coefficient de seulement ($\Psi_s = 1.5$ acier Fe 400 haute adhérence).

$$\bar{\Psi}_s \geq 1.5 \text{ on prend } \bar{\Psi}_s = 1.5$$

$$\text{D'où : } \bar{\tau}_{su} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\text{et on a : } \tau_{su} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i}$$

$\sum u_i = n\pi\emptyset$: Somme du périmètre utile des barres.

n : Nombre des barres.

$\emptyset$: Diamètre des barres ($\emptyset = 8 \text{ mm}$)

Donc :

$$\sum U_i = 4 \times \pi \times 8 = 100.48 \text{ mm.}$$

$$\text{D'où : } \tau_u = 0.207 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{su} = 3.15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

Donc Il n'est y a pas de risque d'entraînement des barres .

2. Vérification à l'ELS

L'acrotère est exposé aux intempéries donc la fissuration est prise comme préjudiciable, on doit faire une vérification de contraintes dans les aciers et le béton.

a) Dans le béton :

On doit vérifier les deux conditions suivantes :

$$\text{La contrainte dans le béton : } \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \implies \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \implies \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

σ_{bc} : Contrainte maximale dans le béton comprimé ($\sigma_{bc} = k.y$)

$$K = \frac{M_{SER}}{I} \quad \text{Avec : } \begin{cases} I = \frac{by^3}{3} + 15 \cdot [A_s(d-y)^2 + A'_s(y-d')^2] & (\text{Moment d'inertie}) \\ y : \text{position de l'axe neutre} \end{cases}$$

• **Position de l'axe neutre**

$$Y = \eta \frac{A_s + A'_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{bdA_s + dA'_s}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

Avec : $\eta = 15$ (c'est le coefficient d'équivalence acier – béton).

$$Y = 15 \frac{2.01}{100} \left[\sqrt{1 + \frac{100 \times 8 \times 2.01}{7.5 \times (2.01)^2}} - 1 \right] \Rightarrow Y = 1.91 \text{ cm.}$$

• **Calcul de Moment d'inertie I**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta [A_s (d-y)^2 + A'_s (y-d')^2]$$

$$I = \frac{100}{3} (1.91)^3 + 15 [2.01 (8-1.91)^2] \Rightarrow I = 1314.02 \text{ cm}^4$$

D'ou: $K = \frac{0.6 \times 10^{-3}}{1314.02 \times 10^{-8}} = 45.66 \text{ MPa/m}$

$\sigma_{bc} = 45.66 \times 0.0191 = 0.87 \text{ MPa}$

Donc : $\sigma_{bc} = 0.87 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{C.V}$

Tableau IV-13: Vérification de la contrainte de compression dans le béton de l'acrotère.

M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	K (MPa/m)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	Observation
0.6	2.01	1.91	1314.02	45.66	0.87	15	C.V

b) Dans l'acier

On doit vérifier que : $\sigma_s < \overline{\sigma_s} \Rightarrow \overline{\sigma_s} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max(0.5 f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}) \right\}$

$\eta = 1.6$, $f_e = 400 \text{ MPa}$, $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$

$\overline{\sigma_s} = \min \{ 226.6 \text{ MPa}; \max(200 \text{ MPa}, 201.6 \text{ MPa}) \} \Rightarrow \overline{\sigma_s} = 201.6 \text{ MPa.}$

$\sigma_s = nK(d-y)$, Tel que $n = 15$.

$\sigma_s = 15 \times 37.05 \times (0.08 - 0.0211) \Rightarrow \sigma_s = 32.73 \text{ MPa.}$

$\sigma_s = 32.73 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_s} = 201.63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{C.V}$

c) Vérification au flambement

• Calcul de l'élancement

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{L_f \sqrt{A}}{\sqrt{I}}$$

Avec :

 λ : Elancement de l'élément. L_f : Longueur de flambement. i : Rayon de giration. I : Moment d'inertie de la section. A : Section de l'élément.

$$A = 0.1 \times 1 = 0.1 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{1 \times 0.1^3}{12} = 8.33 \times 10^{-5} \text{ m}^4.$$

$$L_f = 2 L_0 = 2H = 2(0.6) = 1.2 \text{ m}.$$

$$\lambda = \frac{1.2\sqrt{0.1}}{\sqrt{8.33 \times 10^{-5}}} = 41.58$$

• Vérification à l'élancement

$$\lambda \leq \max [50 ; \min (\frac{67e_u}{h} ; 100)] = \max [50 ; \min (261.3 ; 100)].$$

$$\lambda = 41.58 \leq \max (50 ; 100) = 100 \implies \text{C.V}$$

• Calcul de l'ancrage

$$L_s = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{F_e}{\tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \cdot \phi_s^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \cdot 1.5^2 \cdot 2.1 = 2.83 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{0.8}{4} \cdot \frac{400}{2.83} = 28.27 \text{ cm}$$

IV.6.1.2 Schéma de ferrailage de l'acrotère

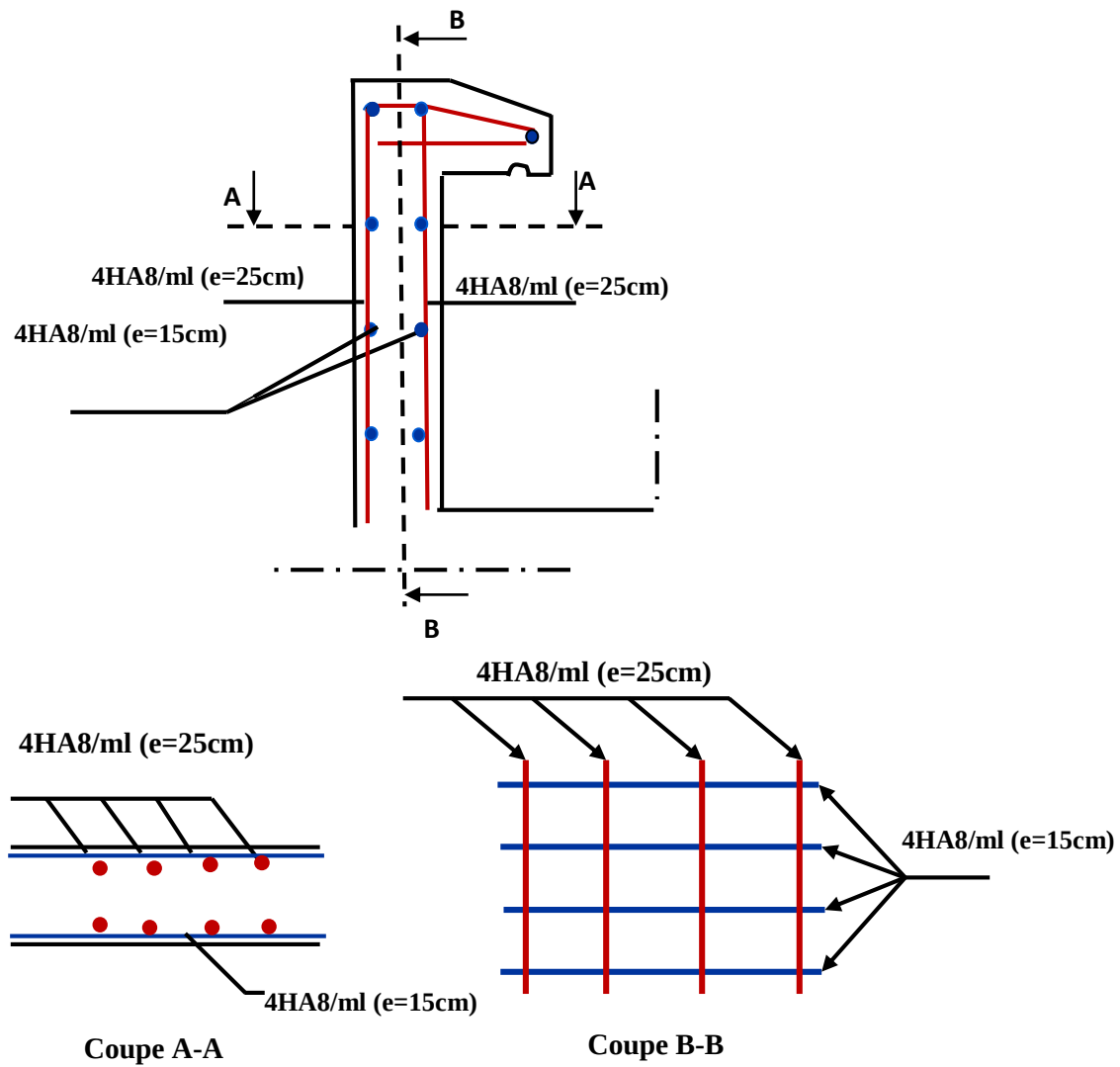


Figure IV.13: Schémas de ferrailage de l'acrotère.

IV.6.2 Etude de balcon

Le balcon est assimilé à une console en béton armée de portée $L=1.40\text{m}$ et d'épaisseur $e=15\text{cm}$, encastré à son extrémité.

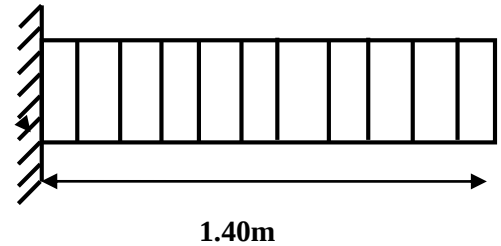


Figure IV.14: Schémas statique de balcon

❖ Evaluation des charges

Les balcons sont sollicités par les actions suivantes :

- Charge permanentes : $G_1 = 5.21 \text{ KN/m}^2$.
- Surcharges sur le balcon : $Q_1 = 3.5 \text{ KN/m}^2$.
- Charge de garde-corps : $G_2 = 1 \text{ KN/ml}$.
- Surcharges dus à la main courante : $Q_2 = 1 \text{ KN/m}$

❖ Calcul des sollicitations

Le calcul se fera pour une bande de **1 m** linéaire.

L'ELU	
qu	$1.35 G_1 + 1.5 Q_1 = 1.35 \times 5.21 + 1.5 \times 3.5$
qu	12.28 KN/ml.
Pu	$1.35 G_2 = 1.35 \times 1$
Pu	1.35 KN/ml.
Qu	$1.5 Q_2 = 1.5(1)$
Qu	1.5 KN

L'ELS	
qs	$G + Q = 5.21 + 3.5$
qs	8.71 KN/ml.
Ps	G_2
Ps	1 KN/ml.
Qs	Q_2
Qs	1 KN

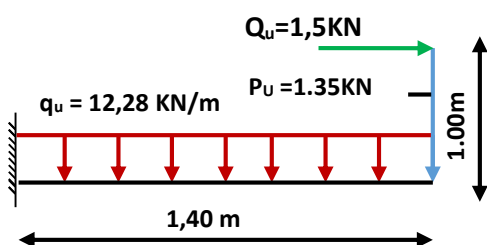


Schéma statique (ELU)

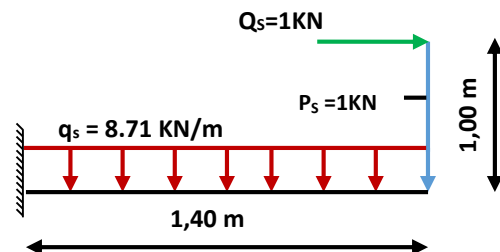


Schéma statique (ELS)

Figure IV.15: Schéma statique pour le calcul du balcon à l'ELU et l'ELS

- Les moments et Les efforts tranchants

ELU	
Tronçon : $0 \leq x \leq 1.4$ m	
$M_u(x) = \begin{cases} -q_u \frac{x^2}{2} - p_u(x) - Q_u(x) \\ -6.14 x^2 - 1.35 x - 1.5 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_u(0m) = -1.5 \text{ KN.m} \\ M_u(1.4m) = -15.42 \text{ KN.m} \end{cases}$	
$T_u(x) = \begin{cases} q_u x + p_u \\ 12.28x + 1.35 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} T_u(0m) = 1.35 \text{ KN} \\ T_u(1.4m) = 18.54 \text{ KN} \end{cases}$	
ELS	
Tronçon : $0 \leq x \leq 1.4$ m	
$M_s(x) = \begin{cases} -q_s \frac{x^2}{2} - p_s(x) - Q_s(x) \\ -4.35 x^2 - 1x - 1 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_s(0m) = -1 \text{ KN.m} \\ M_s(1.4m) = -10.93 \text{ KN.m} \end{cases}$	
$T_s(x) = \begin{cases} q_s x + p_s \\ 8.71 x + 1 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} T_s(0m) = 1 \text{ KN} \\ T_s(1.4m) = 13.19 \text{ KN} \end{cases}$	

Sollicitation	ELU		ELS	
	X=0	X=1.4	X=0	X=1.4
T(x) KN	1.35	18.54	1	13.19
M(X) KN.m	1.5	15.42	1	10.93

- Diagramme des sollicitations à l'ELU

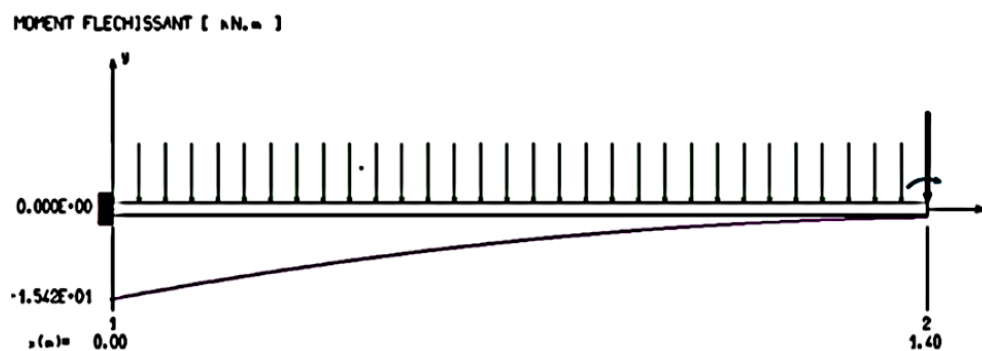


Figure IV.16: Diagramme du moment fléchissant à l'ELU

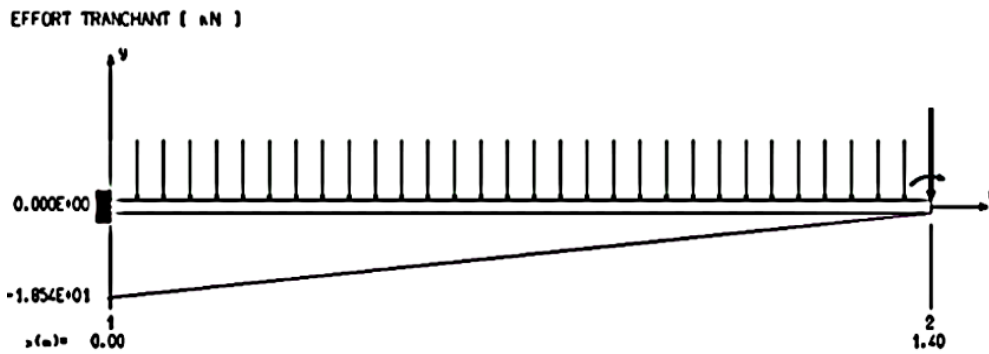


Figure IV.17: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU

- Diagramme des sollicitations à l'ELS

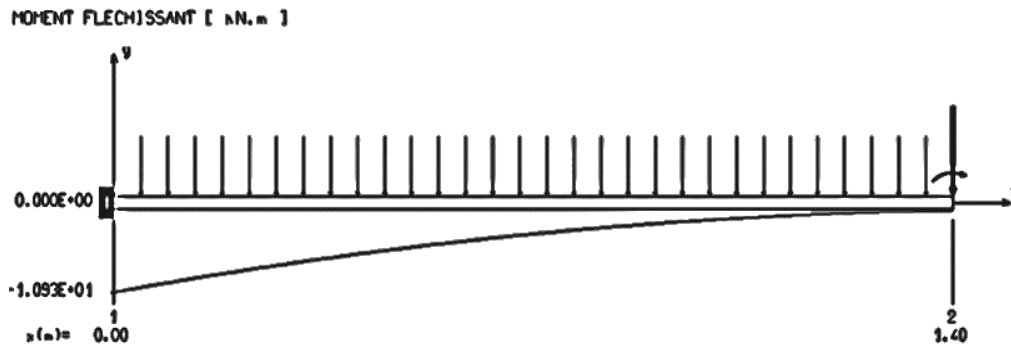


Figure IV.18: Diagramme du moment fléchissant à l'ELS

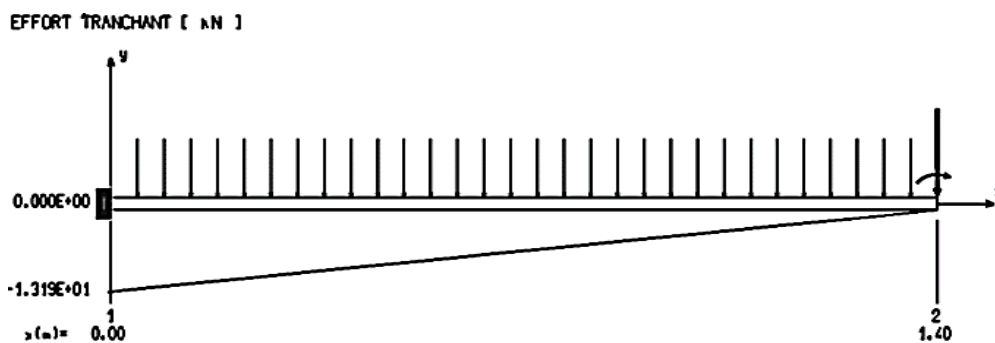


Figure IV.19: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS

IV.6.2.1 Calcul du ferrailage de balcon

❖ Armatures principales :

- Moment réduit :

Le calcul du ferrailage se fait en flexion simple avec :

$$M_u = 15.42 \text{ KN.m. } b=100 \text{ cm; } h=15 \text{ cm; } d = 0.9 h = 13.5 \text{ cm; } d'=C'=2 \text{ cm}$$

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{15.42 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot (0.135)^2 \cdot 14.2} \quad \text{Donc : } \mu_u = 0.059$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{15.42}{10.93} = 1.41$$

$$\mu_{lu} = (3440\gamma + 49 f_{c28} - 3050) \times 10^{-4}$$

$$\implies \mu_{lu} = 0.302$$

D'OU: $\mu_u = 0.059 < \mu_{lu} = 0.302 \implies A' = 0$ (section simplement armée S.S.A).

$\mu_{bu} = 0.059 < 0.302 \implies$ méthode simplifiée.

$$Z_b = d (1 - 0.6 \mu_{bu}) = 0.13 (1 - 0.6 \times (0.059)) = 0.130 \text{ m.}$$

$$A_L = \frac{M_u}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{15.42 \times 10}{0.130 \times 348} = 3.41 \text{ cm}^2; \text{ On adopte: } A_s = 5\text{HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2, St = 20 \text{ cm.}$$

❖ Armature de répartition :

$$A_t = \frac{A_l}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2; \text{ Donc on adopte } A = 5\text{HA}10 = 3.93 \text{ cm}^2/\text{ml}, St = 20 \text{ cm.}$$

1) Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité

$$\begin{cases} A_l \geq A_{\min} \\ A_r \geq A_{\min} \end{cases}$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{F_e} = \frac{0.23 \times 1 \times 0.135 \times 2.1}{400} = 1.63 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} A_l = 5.65 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2 \implies \text{C.V} \\ A_r = 3.93 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2 \implies \text{C.V} \end{cases}$$

b) Vérification de disposition d'armature

• Armature longitudinale

$$S_t \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(45 \text{ cm}; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

Avec :

$$h : \text{l'épaisseur du balcon} = 15 \text{ cm}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \implies \text{C.V}$$

• Armature de répartition :

$$S_t \leq \min(4h; 45 \text{ cm}) = \min(60 \text{ cm}; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \implies \text{C.V}$$

c) Vérification de l'effort tranchant : (BAEL, Art A.5.1.2)

$$T_u^{\max} = 18.54 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} < \bar{\tau} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 2.5 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{18.54}{1 \times 0.135} \times 10^{-3} = 0.137 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \implies \text{C.V}$$

d) Vérification de l'adhérence d'appui : (Art A 6.1.3 BAEL 91)

$$\tau_{ser} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum u_i} \prec \tau_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\sum_{i=1}^n U_i = n \pi \emptyset = 5 \times 3.14 \times 1.2 = 18.84 \text{ cm.}$$

$$\tau_{ser} = \frac{19.95 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.13 \times 5 \times (0.012) \pi} = 0.90 \text{ MPa} \prec \tau_{se} = 3.15 \text{ MPa} \implies \text{C.V}$$

2) Vérification à L'ELS

On doit vérifier les deux conditions suivantes :

La contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$

La contrainte dans l'acier : $\sigma_s < \overline{\sigma}_s$ (Choisie en fonction de la fissuration)

a) Vérification des contraintes maximales dans le béton

$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$, σ_{bc} : Contrainte maximale dans le béton comprimé. ($\sigma_{bc} = K \times y$)

Avec :

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

- Position de l'axe neutre :**

$$Y = \eta \frac{A_s + A'_s}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{bdA_s + dA'_s}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right) \implies \eta = 15 ; A' = 0$$

- Calcul de Moment d'inertie I :**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta [A_s (d-y)^2 + A'_s (y-d')^2]$$

$$St \leq \min(3h, 33\text{cm}) = \min(60; 33) = 33\text{cm}$$

Avec :

h = l'épaisseur de la paillasse ($h = 20\text{cm}$)

$$St = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \implies \text{C.V}$$

- Armature de répartition**

$$St \leq \min(4h, 45\text{cm}) = \min(60; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$St = 25\text{cm} < 45\text{cm} \implies \text{C.V}$$

e) Vérification de l'effort tranchant : (BAEL, Art A.5.1.2)

$$T_u^{\max} = 18.54 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \prec \tau \quad \text{Avec : } \tau_u = \min \left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 2.5 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{18.54}{1 \times 0.135} \times 10^{-3} = 0.137 \text{ MPa} < \tau = 2.5 \text{ MPa} \implies \text{C.V}$$

f) Vérification de l'adhérence d'appui : (Art A 6.1.3 BAEL 91)

$$\tau_{ser} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum u_i} \prec \tau_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\sum_{i=1}^n U_i = n \pi \phi = 5 \times 3.14 \times 1.2 = 18.84 \text{ cm.}$$

$$\tau_{ser} = \frac{19.95 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.13 \times 5 \times (0.012) \pi} = 0.90 \text{ MPa} \prec \tau_{se} = 3.15 \text{ MPa} \implies \text{C.V}$$

3) Vérification à L'ELS

On doit vérifier les deux conditions suivantes :

La contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$

La contrainte dans l'acier : $\sigma_s < \overline{\sigma}_s$ (Choisie en fonction de la fissuration)

b) Vérification des contraintes maximales dans le béton

$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$, σ_{bc} : Contrainte maximale dans le béton comprimé. ($\sigma_{bc} = K \times y$)

Avec :

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

• Position de l'axe neutre :

$$Y = \eta \frac{A_s + A'_s}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{bdA_s + dA'_s}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right) \implies \eta = 15 ; A' = 0$$

• Calcul de Moment d'inertie I :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta [A_s (d-y)^2 + A'_s (y-d')^2]$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV-14: Vérification de la contrainte de compression dans le béton du balcon.

M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	K (MPa/m)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
10.93	5.65	4.01	9782.02	111.73	4.48	15	C.V

b) Vérifications des contraintes maximales dans l'acier: $\sigma_s < \overline{\sigma}_s$

$$\overline{\sigma}_s = \text{Min} \left[\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right] \implies \overline{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = nK(d-y) \text{ , Tel que : } \eta = 15$$

$$\sigma_s = 15 \times 111.73 \times (0.135 - 0.0401) \implies \sigma_s = 159.05 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 159.05 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

4) Vérification de la flèche

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{1}{16}\right) \Rightarrow (0.107 > 0.0625) \Rightarrow \text{C. V}$$

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{M_{\text{ser, travée}}}{10 M_{0, \text{ser}}}\right) \Rightarrow (0.107 \geq 0.10) \Rightarrow \text{C. V}$$

$$\left(\frac{A_s}{b \times d}\right) \leq \left(\frac{4.2}{f_e}\right) \Rightarrow (0.0042 < 0.0105) \Rightarrow \text{C. V}$$

Avec :

$$h_t = 15 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm} ; d = 13.5 \text{ cm} ; L = 140 \text{ cm} ; A_s = 5.65 \text{ cm}^2$$

$$M_{\text{ser}} = 10.93 \text{ KN.m} ; f_e = 400 \text{ MPa}$$

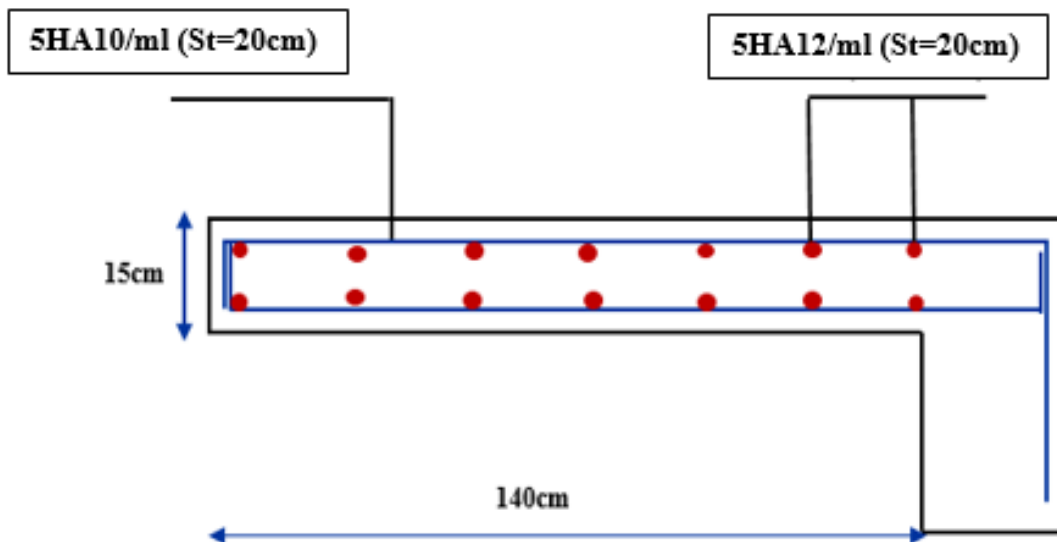
Donc : Toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

- Calcul de l'ancrage**

$$L_s = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{F_e}{\tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \cdot \phi_s^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \cdot 1.5^2 \cdot 2.1 = 2.83 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1}{4} \cdot \frac{400}{2.83} = 35.33 \text{ cm} > b = 30 \text{ cm} \Rightarrow \text{donc il est nécessaire de prévoir des crochets à la fin de chaque armature longitudinale.}$$

IV.6.2.2 Schéma de Ferrailage de balcon**IV.6.3 Etude des escaliers**

Les escaliers de notre bâtiment sont de type droit avec deux volées composées d'une paillasse en béton armé et de marches rectangulaires.

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

La fissuration est considérée comme peu nuisible car les escaliers ne sont pas soumis aux intempéries. La paillasse est assimilée à une poutre horizontale simplement appuyée soumise à un chargement vertical uniformément réparti.

❖ **Calcul des sollicitations :**

- Pour étage courant : (e = 20 cm)

Les charges	paillasse	Palier de repos
Charge permanente G [KN/m ²]	10.17	6.74
Charge d'exploitation Q [KN/m ²]	2.5	2.5

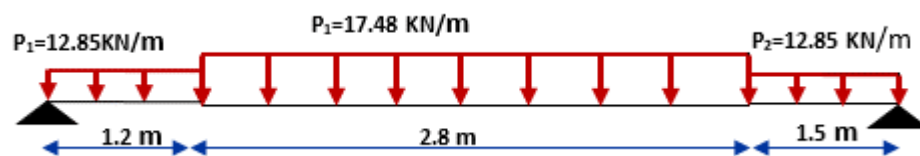
a) **Combinaisons des charges :**

b) **Calcul des sollicitations :**

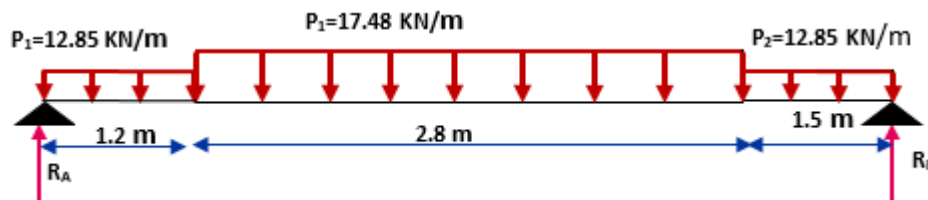
	ELU
	$P_u = 1.35G + 1.5Q$
Paillasse	$P_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 10.17) + (1.5 \times 2.5) = 17.48 \text{ KN/m.}$
Palier de repos	$P_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 6.74) + (1.5 \times 2.5) = 12.85 \text{ KN/m}$
	ELS
	$P_s = G + Q$
Paillasse	$P_s = G + Q = 10.17 + 2.5 = 12.67 \text{ KN/m}$
Palier de repos	$P_s = G + Q = 6.74 + 2.5 = 9.24 \text{ KN/m}$

♦ à L'ELU

- **Schéma statique :**



- **Calcul des réactions :**



$$\sum F_y = 0 \implies R_A + R_B = P_1 \times 2.8 + P_2 \times 1.2 + P_3 \times 1.5$$

$$\implies R_A + R_B = (17.48 \times 2.8) + (12.85 \times 1.2) + (12.85 \times 1.5) = 83.64 \text{ KN.}$$

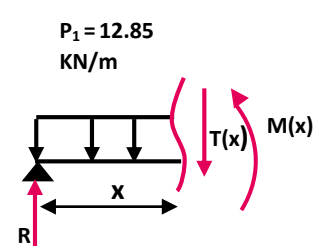
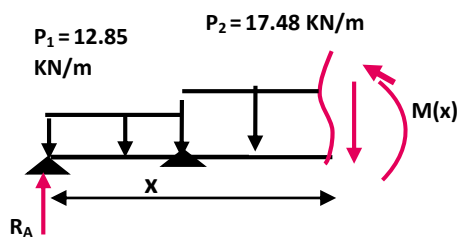
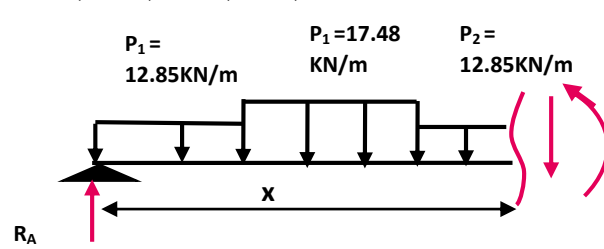
$$\implies R_A + R_B = 83.64 \text{ KN}$$

$$\sum M_A = 0 \implies (P_1 \times 1.2^2/2) + (P_2 \times 2.8 \times 2.6) + (P_2 \times 1.5 \times 4.75) = (R_B \times 5.5)$$

$$\implies R_B = 41.47 \text{ KN}$$

$$\implies R_A = 42.17 \text{ KN}$$

- Calcul du moment fléchissant et de l'effort tranchant :

ELU	
Tronçon 1 : $0 \text{ m} \leq x \leq 1.2 \text{ m}$:	
$M(x) = R_A(x) - P_1 x^2/2$ $\left\{ \begin{array}{l} T(0) = -42.17 \text{ KN.} \\ T(1.2) = -26.75 \text{ KN.} \end{array} \right.$ $\left\{ \begin{array}{l} M(0) = 0.00 \text{ KN.} \\ M(1.2) = 41.36 \text{ KN.} \end{array} \right.$	
Tronçon 1 : $1.2 \text{ m} \leq x \leq 4 \text{ m}$:	
$M(x) = R_A(x) - P_1 * 1.2(x-0.6) - P_2(x-1.2)^2/2$ $\left\{ \begin{array}{l} T(1.2) = -26.75 \text{ KN.} \\ T(4) = 22.19 \text{ KN.} \end{array} \right.$ $\left\{ \begin{array}{l} M(1.2) = 41.36 \text{ KN.} \\ M(4) = 47.74 \text{ KN.} \end{array} \right.$	
Tronçon 1 : $4 \text{ m} \leq x \leq 5.5 \text{ m}$:	
$M(x) = R_A(x) - P_1 * 1.2(x-0.6) - P_2 * 2.8(x-2.6) - P_2(x-4)^2/2$ $\left\{ \begin{array}{l} T(4) = 22.19 \text{ KN.} \\ T(5.5) = 41.47 \text{ KN.} \end{array} \right.$ $\left\{ \begin{array}{l} M(4) = 47.74 \text{ KN.} \\ M(5.5) = 0.00 \text{ KN.} \end{array} \right.$	

Remarque :

Vu que l'appui d'un escalier n'est pas considéré comme un appui simple réel, les moments à l'appui ne sont pas nuls car les escaliers sont semi encastrés dans leurs appuis. Ce qui implique de prendre les valeurs suivantes des moments.

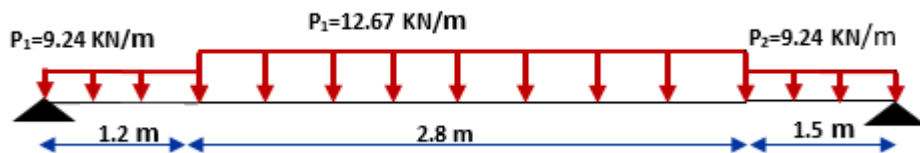
- $M_z^{\max} = M_z(2.73) = 61.83 \text{ KN.m}$
- Aux appuis : $M_{ua} = -0.3 M_z^{\max} = -0.3 \times 61.83 = -18.55 \text{ KN.m}$
- En travées : $M_{ut} = 0.85 M_z^{\max} = 0.85 \times 61.83 = 52.55 \text{ KN.m}$

- **Tableau récapitulatif des moments**

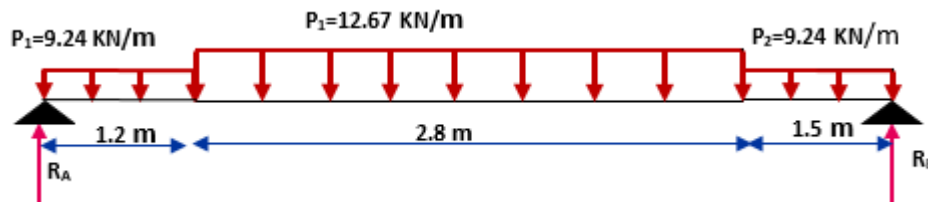
L'ETAT	M _{appuis} (KN.m)	M _{travée} (KN.m)
ELU	18.55	52.55

- ♦ à L' ELS

- **Schéma statique**



- **Calcul des réactions**



$$\sum F_y = 0 \implies R_A + R_B = P_1 \times 2.8 + P_2 \times 1.2 + P_2 \times 1.5$$

$$\implies R_A + R_B = (12.67 \times 2.8) + (9.24 \times 1.2) + (9.24 \times 1.5) = 60.42 \text{ KN}$$

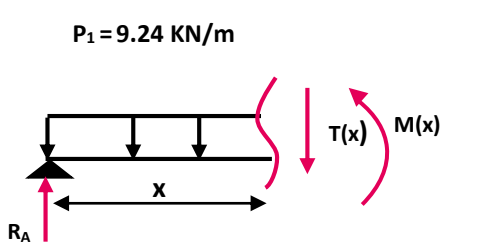
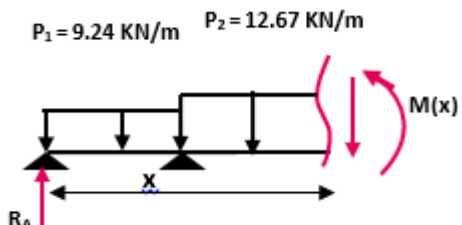
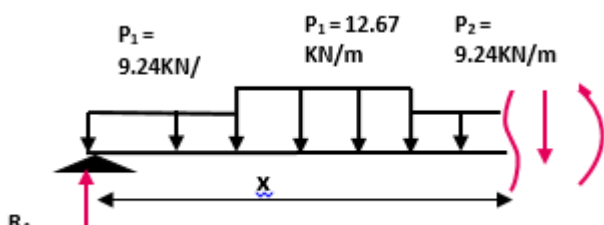
$$\implies \mathbf{R_A + R_B = 60.42 \text{ KN}}$$

$$\sum M_{/A} = 0 \implies (P_1 \times 1.2^2 / 2) + (P_2 \times 2.8 \times 2.6) + (P_2 \times 1.5 \times 4.75) = (R_B \times 5.5)$$

$$\implies \mathbf{R_B = 29.95 \text{ KN}}$$

$$\implies \mathbf{R_A = 30.47 \text{ KN}}$$

- Calcul du moment fléchissant et de l'effort tranchant

ELS	
Tronçon 1 : $0 \text{ m} \leq x \leq 1.2 \text{ m}$:	
$M(x) = R_A(x) - P_1 x^2/2$ $\begin{cases} T(0) = -30.47 \text{ KN.} \\ T(1.2) = -19.39 \text{ KN.} \\ M(0) = 0.00 \text{ KN.} \\ M(1.2) = 29.92 \text{ KN.} \end{cases}$	
Tronçon 2 : $1.2 \text{ m} \leq x \leq 4 \text{ m}$:	
$M(x) = R_A(x) - P_1 \cdot 1.2(x-0.6) - P_2(x-1.2)^2/2$ $\begin{cases} T(1.2) = -19.39 \text{ KN.} \\ T(4) = 16.09 \text{ KN.} \\ M(1.2) = 29.92 \text{ KN.} \\ M(4) = 34.53 \text{ KN.} \end{cases}$	
Tronçon 3 : $4 \text{ m} \leq x \leq 5.5 \text{ m}$:	
$M(x) = R_A(x) - P_1 \cdot 1.2(x-0.6) - P_2 \cdot 2.8(x-2.6) - P_2(x-4)^2/2$ $\begin{cases} T(4) = 16.09 \text{ KN.} \\ T(5.5) = 29.95 \text{ KN.} \\ M(4) = 47.74 \text{ KN.} \\ M(5.5) = 0.00 \text{ KN.} \end{cases}$	

Remarque :

Vu que l'appui d'un escalier n'est pas considéré comme un appui simple réel, les moments à l'appui ne sont pas nuls car les escaliers sont semi encastrés dans leurs appuis. Ce qui implique de prendre les valeurs suivantes des moments.

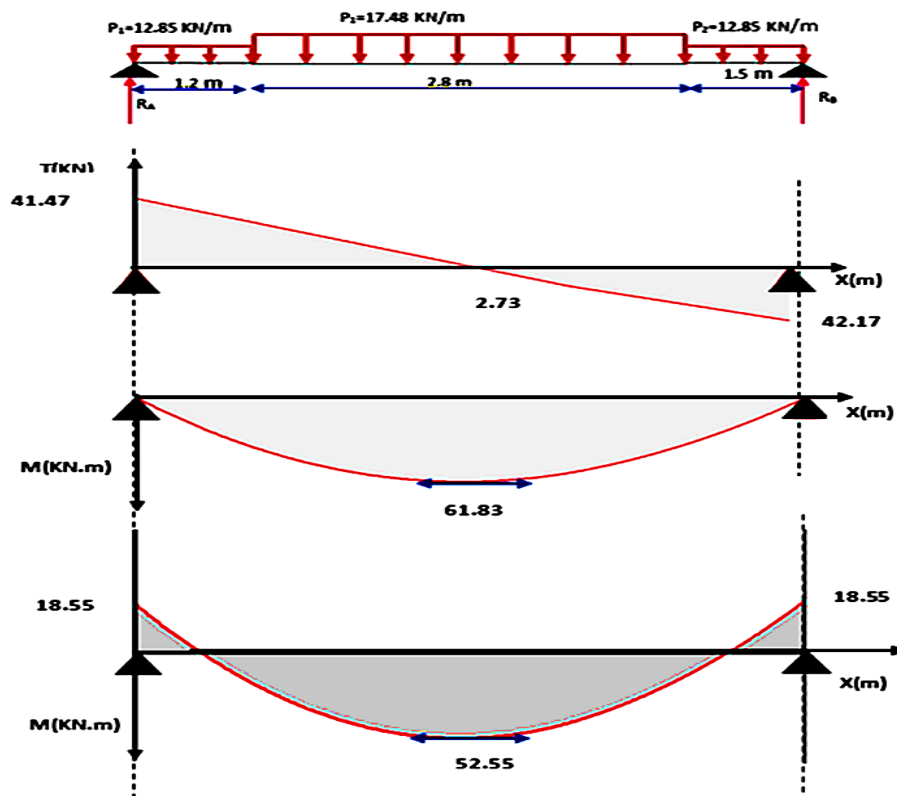
- $M_z^{\max} = M_z(2.73) = 44.75 \text{ KN.m}$
- Aux appuis : $M_{sa} = -0.3 M_z^{\max} = -0.3 \times 44.75 = -13.43 \text{ KN.m}$
- En travées : $M_{st} = 0.85 M_z^{\max} = 0.85 \times 44.75 = 38.04 \text{ KN.m}$

- Tableau récapitulatif des moments

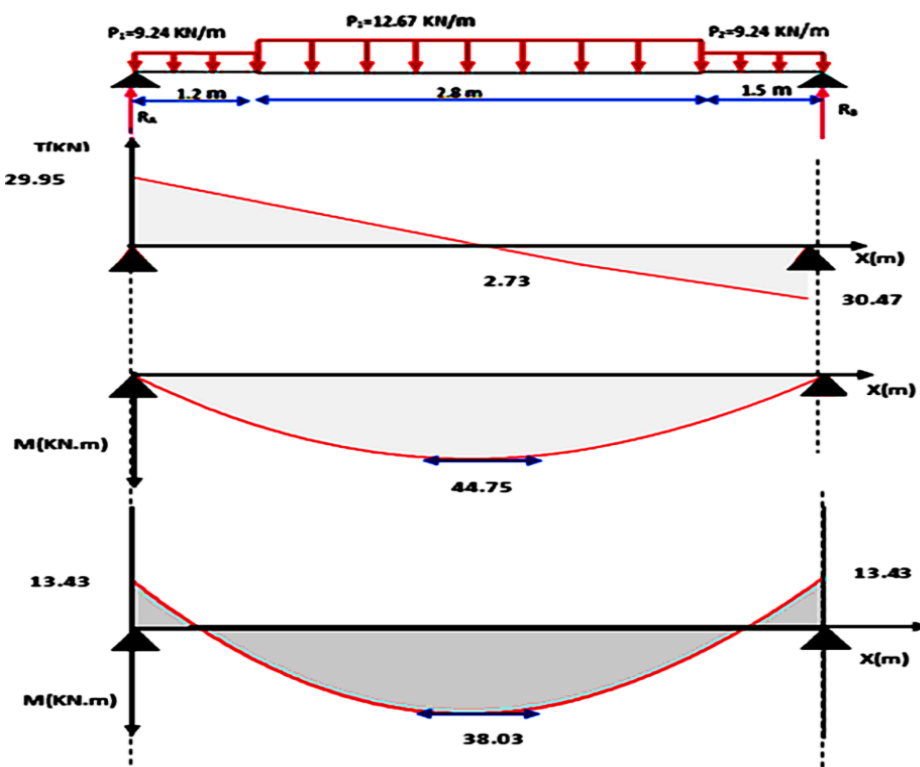
L'ETAT	M _{appuis} (KN.m)	M _{travée} (KN.m)
ELS	13.43	38.04

- Diagramme des moments et des efforts tranchants

- ♦ à L'ELU :



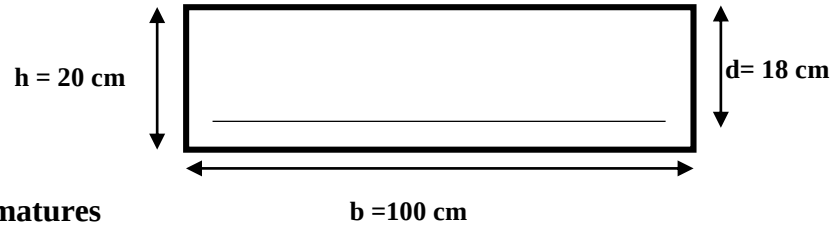
- ♦ à L'ELS :



IV.6.3.1 Ferrailage des escaliers Pour étage courant

a) Calcul du ferrailage à L'ELU

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de **1m**. La fissuration est considérée comme peu préjudiciable (**FPP**). La paillasse est assimilée à une poutre horizontale simplement appuyée soumise à un chargement vertical uniformément réparti.



• Calcul des armatures

♦ En appuis

❖ Armature longitudinale

$h = 20 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$; $d = 0.9 \times h = 18 \text{ cm}$; $\gamma_b = 1.5$; $\gamma_s = 1.15$; FeE400; $F_{ed} = 348 \text{ MPa}$;

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $F_{bu} = 14.20 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{18.55 \times 10^{-3}}{1 \times (0.18)^2 \times 14.2} = 0.04 \implies \mu_{bu} = 0.04$$

$$\gamma = \frac{M_{ua}}{M_{Sa}} = \frac{18.55}{13.43} = 1.38 \implies \gamma = 1.38$$

$$\mu_{lu} = 10^{-4} \times (3440 \gamma + 49 f_{c28} - 3050)$$

$$\mu_{lu} = 10^{-4} \times [(3440 \times 1.38) + (49 \times 25) - 3050] = 0.$$

D'OU: $\mu_{bu} = 0.04 < \mu_{lu} = 0.29 \implies A' = 0$ (section simplement armée S.S.A).

$\mu_{bu} = \mu_{bu} = 0.04 < 0.275 \implies$ On utilise méthode simplifiée.

$$Z_b = d (1 - 0.6 \mu_{bu}) = 18 (1 - 0.6 \times 0.04) = 17.57 \text{ cm}$$

$$A_l = \frac{M_u}{z_b f_{ed}} = \frac{18.55 \times 10}{0.176 \times 348} = 3.03 \text{ cm}^2 / A_s = 3.03 \text{ cm} \implies \text{on adopte:}$$

5HA12 = 5.65 cm²

$$\text{Avec: } St = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} \implies St = 20 \text{ cm}.$$

❖ Armature de répartition

$$A_{rep} = \frac{A_l}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2 \implies$$

4HA10 = 3.14 cm²

$$\text{Avec: } St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \implies St = 25 \text{ cm}.$$

♦ En travée

❖ Armature longitudinale

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ut}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{52.55 \times 10^{-3}}{1 \times (0.18)^2 \times 14.2} = 0.11 \implies \mu_{bu} = 0.011$$

$$\gamma = \frac{M_{ut}}{M_{st}} = \frac{52.55}{38.04} = 1.38 \quad \Longrightarrow \quad \gamma = 1.38$$

$$\mu_{lu} = 10^{-4} (3440\gamma + 49 f_{c28} - 3050)$$

$$\mu_{lu} = 10^{-4} (3440 \times 1.38 + 49 \times 25 - 3050) = 0.29 \quad \Longrightarrow \quad \mu_{lu} = 0.29$$

$$\mu_{bu} = 0.011 < \mu_{lu} = 0.292 \quad \Longrightarrow \quad A' = 0 \text{ (section simplement armée (S.S.A).)}$$

$$\mu_{bu} = 0.011 < 0.275 \quad \Longrightarrow \quad \text{On utilise la méthode simplifiée.}$$

$$Z_b = d (1 - 0.6\mu_{bu}) = 18 (1 - (0.6 \times 0.011)) = 17.88 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{M_{ut}}{z_b f_{ed}} = \frac{52.55 \times 10}{0.179 \times 348} = 8.44 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{On adopte: } \boxed{5\text{HA}16 = 10.05 \text{ cm}^2}$$

$$\text{Avec : } St = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}^2. \quad \Longrightarrow \quad St = 20 \text{ cm.}$$

❖ Armature de répartition

$$A_{rep} = \frac{A_l}{4} = \frac{10.05}{4} = 2.51 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad \boxed{4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2}$$

$$\text{Avec : } St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad St = 25 \text{ cm.}$$

❖ Vérifications

◆ En appuis

• Condition de non fragilité

$$\begin{cases} A_l \geq A_{min} \\ A_t \geq A_{min} \end{cases} \quad \Longrightarrow \quad A_{min} = 0.23 b d (f_{t28} / f_e)$$

$$A_{min} = 0.23 (100) (18) \frac{2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad A_{min} = 2.17 \text{ cm}^2.$$

$$\begin{cases} A_l = 3.93 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 2.17 \text{ cm}^2 & \dots\dots\dots \text{C.V} \\ A_t = 3.14 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 2.17 \text{ cm}^2 & \dots\dots\dots \text{C.V} \end{cases}$$

• Vérification des dispositions d'armatures : (Art : A.8.2.42. BAEL.91 Version 99)

L'écartement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs Suivantes :

• Armature longitudinale

$$St \leq \min (3h, 33\text{cm}) = \min (60; 33) = 33\text{cm}$$

Avec :

$$h = \text{l'épaisseur de la paillasse (h = 20cm)}$$

$$St = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad \text{C.V}$$

• Armature de répartition

$$St \leq \min (4h, 45\text{cm}) = \min (60; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$St = 25\text{cm} < 45\text{cm} \quad \Longrightarrow \quad \text{C.V}$$

❖ **Vérification de l'effort tranchant : (Art : A.5.1.2. BAEL.91 Version 99)**

Pour l'effort tranchant la vérification du cisaillement suffira pour le cas le plus défavorable.

$$(T_u \text{ max} = 30.47 \text{ KN})$$

Donc il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b d} \leq \bar{\tau}_u \implies \bar{\tau}_u = \min(0,1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{42.17 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.234 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,234 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \implies \text{C.V.}$$

Il n'y a aucun risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

❖ **Vérification de l'adhérence à l'appui et d'entraînement des barres :**

(Art : A.6.1.3. BAEL.91 Version 99)

La contrainte d'adhérence doit être inférieure à la valeur limite ultime.

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_s = \psi_s f_{c28} \quad \psi_s : \text{Coefficient de scellement. } (\Psi_s=1,5 \text{ pour FeE400})$$

$$\tau_{ser} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum u_i} < \bar{\tau}_{se}$$

$$\sum u_i = n\pi\phi : \text{Somme du périmètre utile des barres}$$

n: nombre des barres,

ϕ : Diamètre des barres ($\phi = 12\text{mm}$)

$$\tau_s = \frac{42.17}{0.9 \times 0.18 \times 5\pi \times (18)} = 0.92 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_s = \psi_s f_{tj} = \psi_s f_{t28}$$

$$\bar{\tau}_s = 1.5(2.1) = 3.15 \text{ MPa.}$$

$$\tau_s = 0.92 < 3.15 \text{ MPa} \implies \text{C.V.}$$

Condition vérifier donc Il n'est y a pas de risque d'entraînement des barres.

- **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis : (Art : A.5.1.3.13. BAEL.91 V 99).**
- **Influence sur le béton :(Art : A.5.1.3.21. BAEL.91 Version 99).**

$$\text{On doit avoir que : } T_u^{\text{max}} < T_U = 0,4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times b \times a$$

Avec :

$$a = 0,9d = (0.9) \times (18) = 16.2 \text{ cm (longueur de l'appui)}$$

$$T_u^{\text{max}} = 42.17 \text{ KN.}$$

$$T_u = \frac{0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 16.2 \times 10}{1.5} = 1080 \text{ KN}$$

$$T_u = 42.17 \text{ KN} \leq T_u = 1080 \text{ KN} \implies \text{C.V.}$$

- Influence sur les armatures longitudinales inférieures**

On doit vérifier que : $A_{s \text{ appui}} \geq \frac{1.15}{f_e} \left[T_u + \frac{M_{\text{appui}}}{0.9d} \right]$

$$A_{s \text{ appui}} = 5.65 \text{ cm}^2$$

$$T_u^{\text{max}} = 42.17 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{appui}} = 18.55 \text{ KN.m}$$

$$A_{s \text{ appui}} \geq \frac{1.15 \times 10}{400} \left[42.17 + \frac{18.55}{0.9 \times 0.18} \right] = 4.50 \text{ cm}^2.$$

$$A_{s \text{ appui}} = 5.65 \text{ cm}^2 \geq A_s = 5HA12 = 5.65 \text{ cm}^2 \implies \text{C.V.}$$

- Contrainte de compressions dans le béton ELS : (La fissuration est peu nuisible)**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

$$b = 1 \text{ m} ; h = 20 \text{ cm} ; d = 0.9h = 18 \text{ cm}$$

Contrainte maximale dans le béton comprimé :

$$(\sigma_{bc} = K.Y)$$

- Le tableau suivant récapitulé les résultats trouvés**

	Mser (KN.m)	As (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	K (N/mm ³)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	Observation
Appui	13.43	5.65	1.85x10 ⁴	4.74	7.26x10 ⁻²	3.44	15	C.V

- En travée :**

- Condition de non fragilité**

$$\begin{cases} A_l \geq A_{\min} \\ A_t \geq A_{\min} \end{cases} \implies A_{\min} = 0.23 b d (f_{t28} / f_e)$$

$$A_{\min} = 0.23 (100) (18) \frac{2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2 \implies A_{\min} = 2.17 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} A_l = 10.05 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 2.17 \text{ cm}^2 & \dots\dots\dots \text{C.V} \\ A_t = 3.14 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 2.17 \text{ cm}^2 & \dots\dots\dots \text{C.V} \end{cases}$$

- Vérification de disposition d'armature : (Art : A.8.2.42. BAEL.91 Version 99)**

- Armature longitudinale**

$$St \leq \min (3h, 33 \text{ cm}) = \min (60; 33) = 33 \text{ cm}$$

$$St = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \implies \text{C.V}$$

Avec :

$h = \text{l'épaisseur de la paille} (h = 20\text{cm})$

- **Armature de répartition**

$$St \leq \min(4h, 45\text{cm}) = (80; 45\text{ cm}) = 45\text{ cm}$$

$$St = 25\text{cm} < 45\text{cm} \implies \text{C.V}$$

- **Contrainte de compressions dans le béton ELS : (La fissuration est peu nuisible)**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15\text{Mpa}$

$b = 1\text{m}; h = 20\text{cm}; d = 0.9h = 18\text{cm}$

Contrainte maximale dans le béton comprimé ($\sigma_{bc} = KY$)

- **Le tableau suivant récapitulé les résultats trouvés**

	Mser (KN.M)	As (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	K (N/mm ³)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
travée	38.04	10.05	3.52×10^5	21.9	1.08×10^{-2}	2.37	15	C.V

- **Tableau recapitulative des ferraillage**

	As(cm ²)	A adoptée (cm ²)	Amin (cm ²)	Choix	A repartition (cm ²)	Choix
appuis	3.03	5.65	1.45	5HA12	3.14	4HA10
travée	8.44	10.05	1.45	5HA16	3.14	4HA10

❖ **Vérification de la flèche**

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0}$
- $\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

Avec : L : la portée entre nus d'appui.

M : moment maximum en travée.

M₀ : moment isostatique.

A_S : section d'armature tendue correspondante.

Si l'une de ces conditions n'est pas vérifiée on doit calculer la flèche et la vérifier avec la flèche admissible.

On a : $\frac{h}{l} = \frac{20}{550} = 0.036 \leq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \implies \text{C.N.V}$ Donc le calcul de la flèche est indispensable.

❖ Calcul de la flèche

$$f = \frac{5 q_s L^4}{348 E I} = 0.676 \text{ cm} \leq \bar{f} \quad , \text{On a: } \bar{f} = \frac{L}{1000} + 0.5 = 1.05 \text{ cm}$$

$$f = 0.607 \text{ cm} < \bar{f} = 1.05 \text{ cm} \implies \text{C.V}$$

- Pour RDC : (e = 20cm).

Les charges	paillasse	Palier de repos
Charge permanente G [KN/m ²]	9.66	6.74
Charge d'exploitation Q [KN/m ²]	2.5	2.5
Poids de la maçonnerie [KN/m]	8.30	

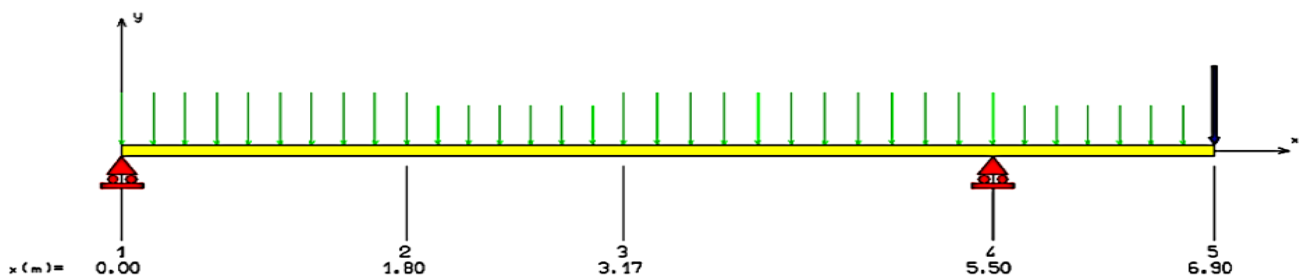
a) Combinaison de charges :

	ELU
	$P_u = 1.35G + 1.5Q$
Paillasse	$P_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 9.66) + (1.5 \times 2.5) = 16.79 \text{ KN/m.}$
Palier de repos	$P_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 6.74) + (1.5 \times 2.5) = 12.85 \text{ KN/m.}$
Poids de maçonneries	$P = 1.35 \times 8.3 = 11.21 \text{ KN.}$
	ELS
	$P_s = G + Q$
Paillasse	$P_s = G + Q = 9.66 + 2.5 = 12.16 \text{ KN/m.}$
Palier de repos	$P_s = G + Q = 6.74 + 2.5 = 9.24 \text{ KN/m.}$
Poids de maçonneries	$P = 1 \times 8.30 = 8.30 \text{ KN.}$

b) Calcul des sollicitations

- ♦ à L'ELU

- Schéma statique :



- Diagramme des moments et des efforts tranchants

- à L'ELU :

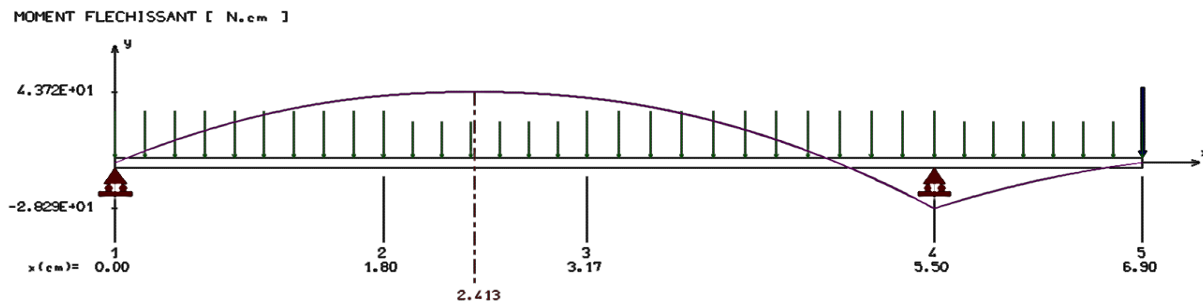


Figure IV.20:Diagramme des moments

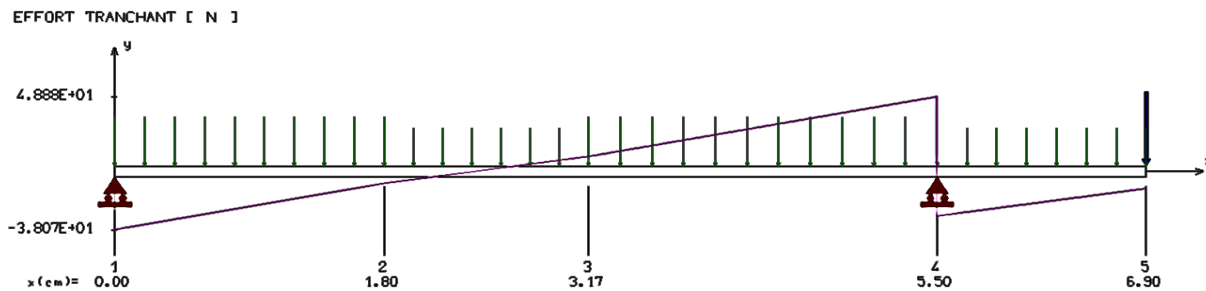


Figure IV.21:Diagramme des efforts tranchants

Remarque

Les efforts maximaux calculés sont résumés au-dessous et vu que l'appui d'un escalier n'est pas considéré comme un appui simple réel, les moments à l'appui ne sont pas nuls car les escaliers sont semi encastrés dans leurs appuis. Ce qui implique de prendre les valeurs suivantes des moments.

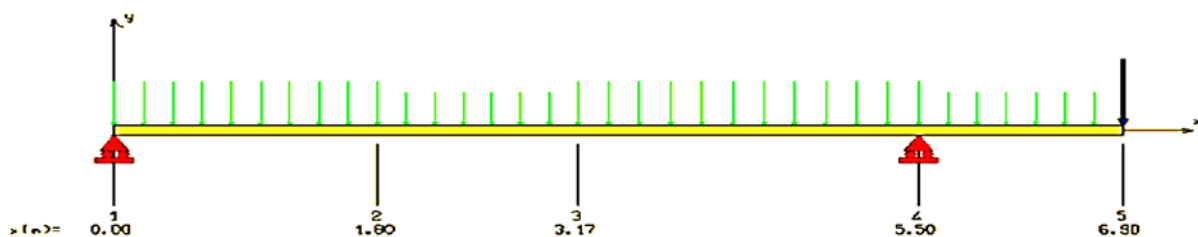
- $T_u^{\max} = 48.88 \text{ KN}$
- $M_z^{\max} = M_z(2.42) = 43.72 \text{ KN.m}$
- Aux appuis : $M_{ua} = -0.3 M_z^{\max} = -0.3 \times 43.72 = -13.12 \text{ KN.m}$
- En travées : $M_{ut} = 0.85 M_z^{\max} = 0.85 \times 43.72 = 37.16 \text{ KN.m}$

• Tableau récapitulatif des moments :

L'ETAT	$M_{\text{appuis}} (\text{KN.m})$	$M_{\text{travée}} (\text{KN.m})$	$T_u^{\max} (\text{KN})$
ELU	13.12	37.16	48.88

♦ à L'ELS :

• Schéma statique :



◆ Diagramme des moments et des efforts tranchants

◆ à L'ELS

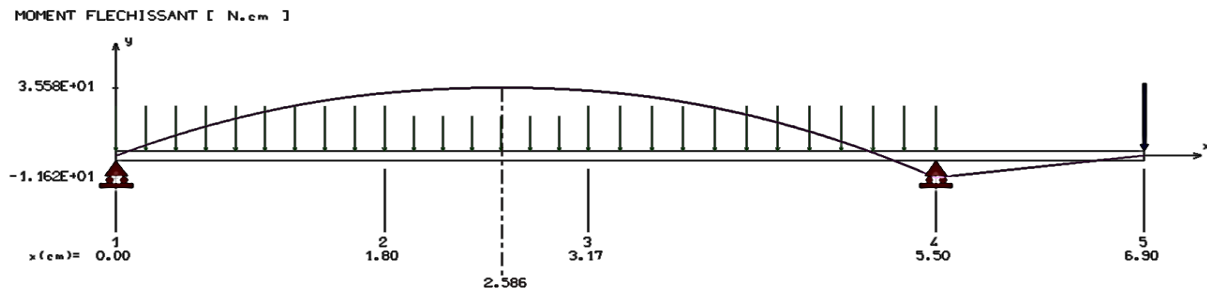


Figure IV.22:: diagramme des moments

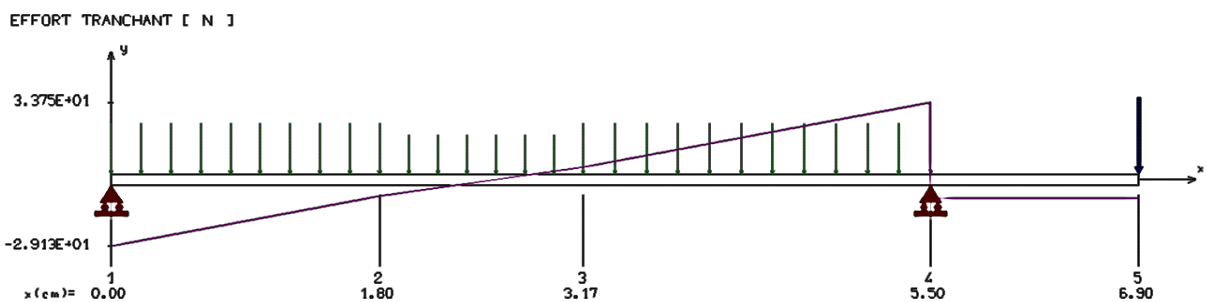


Figure IV.23:: diagramme des efforts tranchants

Remarque

Les efforts maximaux calculés sont résumés au-dessous et vu que l'appui d'un escalier n'est pas considéré comme un appui simple réel, les moments à l'appui ne sont pas nuls car les escaliers sont semi encastres dans leurs appuis. Ce qui implique de prendre les valeurs suivantes des moments.

- $T_s^{\max} = 33.75 \text{ KN}$
- $M_z^{\max} = M_z(2.59) = 35.58 \text{ KN.m}$
- Aux appuis : $M_{sa} = -0.3 M_z^{\max} = -0.3 \times 35.58 = -10.67 \text{ KN.m}$
- En travées : $M_{st} = 0.85 M_z^{\max} = 0.85 \times 35.58 = 30.24 \text{ KN.m}$

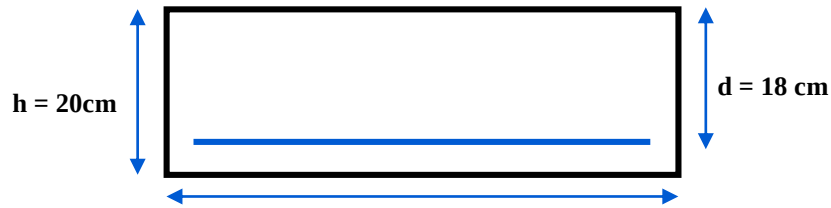
• Tableau récapitulatif des moments

L'ETAT	$M_{\text{appuis}} \text{ (KN.m)}$	$M_{\text{travée}} \text{ (KN.m)}$	$T_s^{\max} \text{ (KN)}$
ELS	10.67	30.24	33.75

IV.6.3.2 Ferrailage Pour RDC

a) Calcul du ferrailage à L'ELU

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de **1m**. La fissuration est considérée comme peu préjudiciable (**FPP**). La paillasse est assimilée à une poutre horizontale simplement appuyée soumise à un chargement vertical uniformément réparti.



- **Calcul des armatures :** $b = 100 \text{ cm}$

♦ **En appuis (FPP) :**

❖ **Armature longitudinale :**

$h = 20 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$; $d = 0.9 \times h = 18 \text{ cm}$; $\gamma_b = 1.5$; $\gamma_s = 1.15$; FeE400; $F_{ed} = 348 \text{ MPa}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $F_{bu} = 14.20 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{13.12 \times 10^{-3}}{1 \times (0.18)^2 \times 14.2} = 0.028 \implies \mu_{bu} = 0.028$$

$$\gamma = \frac{M_{ua}}{M_{sa}} = \frac{13.12}{10.67} = 1.23 \implies \gamma = 1.23$$

$$\mu_{lu} = 10^{-4} \times (3440\gamma + 49 f_{c28} - 3050) = 10^{-4} \times [(3440 \times 1.23) + (49 \times 25) - 3050] = 0.24 \implies \mu_{lu} = 0.24$$

$$\mu_{bu} = 0.028 < \mu_{lu} = 0.24 \implies A' = 0 \text{ (section simplement armée S.S.A)}$$

$$\mu_{bu} = 0.028 < 0.275 \implies \text{On utilise la méthode simplifiée.}$$

$$Z_b = d (1 - 0.6 \mu_{bu}) = 18 (1 - (0.6 \times 0.028)) = 17.7 \text{ cm.}$$

$$A_a = \frac{Mu}{z_b f_{ed}} = \frac{13.12 \times 10}{0.177 \times 348} = 2.13 \text{ cm}^2, A_a = 2.13 \text{ cm}^2 \implies \text{On adopte: } \boxed{5\text{HA}10 = 3.93 \text{ cm}^2}$$

$$\text{Avec: } St = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} \implies St = 20 \text{ cm.}$$

❖ **Armature de répartition :**

$$A_{rep} = \frac{As}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2 \text{ Soit : } \boxed{4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2}$$

$$\text{Avec: } St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \implies St = 25 \text{ cm.}$$

♦ **En travée**

❖ **Armature longitudinale**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ut}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{37.16 \times 10^{-3}}{1 \times (0.18)^2 \times 14.2} = 0.08 \implies \mu_{bu} = 0.08$$

$$\gamma = \frac{M_{ut}}{M_{st}} = \frac{37.16}{30.24} = 1.23 \implies \gamma = 1.23$$

$$\mu_{lu} = 10^{-4} (3440\gamma + 49 f_{c28} - 3050) = 10^{-4} ((3440 \times 1.23) + (49 \times 25) - 3050) = 0.265 \implies \mu_{lu} = 0.24$$

$$\mu_{bu} = 0.08 < \mu_{lu} = 0.24 \implies A' = 0 \text{ (section simplement armée S.S.A).}$$

$\mu_{bu} = 0.08 < 0,275 \implies$ On utilise la méthode simplifiée.

$$Z_b = d (1 - 0,6\mu_{bu}) = 18 (1 - (0,6 \times 0,08)) = 17.14 \text{ cm.}$$

$$A_t = \frac{M_{ut}}{z_b f_{ed}} = \frac{37.16 \times 10}{0.171 \times 348} = 6.24 \text{ cm}^2 \implies \text{On adopte: } \boxed{5\text{HA}14 = 7.70 \text{ cm}^2}$$

Avec: $St = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}^2. \implies St = 20 \text{ cm.}$

❖ **Armature de répartition :**

$$A_{rep} = \frac{A_l}{4} = \frac{7.7}{4} = 1.92 \text{ cm}^2 \text{ Soit : } \boxed{4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2}$$

Avec: $St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}^2 \implies St = 25 \text{ cm.}$

❖ **Vérifications**

◆ **En appuis**

• **Condition de non fragilité**

$$\begin{cases} A_l \geq A_{min} \\ A_t \geq A_{min} \end{cases} \implies A_{min} = 0,23 b d (f_{t28} / f_e)$$

$$A_{min} = 0,23 (100) (18) \frac{2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2 \implies A_{min} = 2.17 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} A_l = 3.93 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 2.17 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V} \\ A_t = 3.14 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 2.17 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V} \end{cases}$$

• **Vérification de disposition d'armature : (Art : A.8.2.42. BAEL.91 Version 99)**

L'écartement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs Suivantes :

• **Armature longitudinale :**

$$St \leq \min (3h, 33\text{cm}) = \min (60; 33) = 33\text{cm}$$

Avec :

$$h = \text{l'épaisseur de la paillasse (h = 20cm)}$$

$$St = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \implies \text{C.V}$$

• **Armature de répartition :**

$$St \leq \min (4h, 45\text{cm}) = (80; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$St = 25\text{cm} < 45\text{cm} \implies \text{C.V}$$

• **Vérification de l'effort tranchant : (Art : A.5.1.2. BAEL.91 Version 99)**

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement suffira le cas le plus défavorable.

$$(T_u \text{ max} = 48.88 \text{ KN}).$$

Donc il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{b d} \leq \bar{\tau}_u \implies \bar{\tau}_u = \min(0,1 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{48.88 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.27 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,27 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \implies \text{C.V}$$

Il n'y a aucun risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Vérification de l'adhérence à l'appui et d'entraînement des barres : (Art : A.6.1.3. BAEL.91 Version 99)**

La contrainte d'adhérence doit être inférieure à la valeur limite ultime.

$$\tau_{se} = \frac{V_{u \text{ max}}}{0.9 d \sum_{i=1}^n U_i} < \bar{\tau}_s = \psi_s f_{c28} \quad \psi_s : \text{Coefficient de scellement}$$

$$\Psi_s = 1,5 \text{ pour FeE400}$$

$$\sum u_i = n \pi \phi : \text{Somme du périmètre utile des barres}$$

n: nombre des barres

ϕ : Diamètre des barres ($\phi = 10 \text{ mm}$)

$$\tau_s = \frac{48.88}{0.9 \times 0.18 \times 5 \pi \times (10)} = 1.92 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_s = \psi_s f_{tj} = \psi_s f_{t28}$$

$$\bar{\tau}_s = 1.5(2.1) = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_s = 1.92 < 3.15 \text{ MPa} \implies \text{C.V}$$

Condition vérifiée donc Il n'est y a pas de risque d'entrainement des barres

- **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis : (Art : A.5.1.3.13. BAEL.91 V 99)**
- **Influence sur le béton : (Art : A.5.1.3.21. BAEL.91 Version 99).**

On doit avoir que : $T_u^{\text{max}} < \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times b \times a$

Avec :

$$a = 0,9d = (0.9) \times (18) = 16.2 \text{ cm (a : longueur de l'appui)}$$

$$T_u^{\text{max}} = 48.88 \text{ KN}$$

$$\bar{T}_u = 0.4 \times \frac{25}{1,5} \times 16.2 \times 10 = 1080 \text{ KN}$$

$$T_u = 48.88 \text{ KN} \leq \bar{T}_u = 1080 \text{ KN} \implies \text{C.V}$$

• **Influence sur les armatures longitudinales inférieures**

On doit vérifier que : $A_{S \text{ appui}} \geq \frac{1.15}{f_e} \left[T_u + \frac{M_{\text{appui}}}{0.9d} \right]$

$$A_{S \text{ appui}} = 3.93 \text{ cm}^2$$

$$T_u^{\max} = 48.88 \text{ KN.m} ; M_{\text{appui}} = 13.12 \text{ KN.m}$$

$$A_{S \text{ appui}} \geq \frac{1.15 \times 10}{400} \left[48.88 + \frac{13.12}{0.9 \times 0.18} \right] = 3.73 \text{ cm}^2.$$

$$A_{S \text{ appui}} = 3.73 \text{ cm}^2 \quad A_s = 3.93 = 5HA10 \geq 3.73 \text{ cm}^2 \implies \text{C.V}$$

• **Contrainte de compressions dans le béton ELS :** (La fissuration est peu nuisible)

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

$$b = 1\text{m} ; h = 20 \text{ cm} ; d = 0.9h = 18 \text{ cm}$$

Contrainte maximale dans le béton comprimé ($\sigma_{bc} = KY$) :

$$A_s' = 0 ; \quad A_s = 3.93 \text{ cm}^2$$

• **Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés**

	Mser (KN.m)	As (cm²)	I (cm⁴)	Y (cm)	K (N/mm³)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
appui	10.67	3.93	$1.37 \cdot 10^4$	4.05	$7.79 \cdot 10^{-2}$	3.16	15	C.V

♦ **Aux travées**

• **Condition de non fragilité**

$$\begin{cases} A_l \geq A_{\min} \\ A_t \geq A_{\min} \end{cases} \implies A_{\min} = 0,23 b d (f_{t28} / f_e)$$

$$A_{\min} = 0,23 (100) (18) \frac{2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2 \implies A_{\min} = 2.17 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} A_l = 7.70 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 2.17 \text{ cm}^2 & \dots\dots\dots \text{C.V} \\ A_t = 3.14 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 2.17 \text{ cm}^2 & \dots\dots\dots \text{C.V} \end{cases}$$

• **Vérification de disposition d'armature : (Art : A.8.2.42. BAEL.91 Version 99)**

L'écartement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs Suivantes :

• **Armature longitudinale**

$$St \leq \min (3h, 33\text{cm}) = \min (60; 33) = 33\text{cm}.$$

Avec :

$h = l'$ épaisseur de la paillasse ($h = 20 \text{ cm}$)

$St = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \implies \text{C.V}$

- **Armature de répartition**

$St \leq \min(4h, 45\text{cm}) = (80; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

$St = 25\text{cm} < 45\text{cm} \implies \text{C.V}$

- **Contrainte de compressions dans le béton ELS :** (La fissuration est peu nuisible).

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

$b = 1\text{m}$; $h = 20 \text{ cm}$; $d = 0.9h = 18 \text{ cm}$

Contrainte maximale dans le béton comprimé ($\sigma_{bc} = KY$) :

$A_s' = 0$; $A_s = 7.70 \text{ cm}^2$

- **Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés**

	Mser (KN.m)	As (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	K (N/mm ³)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
travée	30.24	7.70	2.36×10^4	5.4	1.3×10^{-1}	6.92	15	C.V

- **Tableau recapitulatif du ferrailage:**

	As (cm ²)	Aadopée (cm ²)	Amin (cm ²)	Choix	Arepartition (cm ²)	choix
Appuis	2.13	3.93	2.72	5HA10	3.14	4HA10
Travée	6.24	7.70	2.72	5HA14	3.14	4HA10

- ❖ **Vérification de la flèche**

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \quad ; \quad \frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Avec : L : la portée entre nus d'appui.

M : moment maximum en travée.

M₀ : moment isostatique.

A_s : section d'armature tendue correspondante.

Si l'une de ces conditions n'est pas vérifiée on doit calculer la flèche et la vérifier avec la flèche admissible.

On a :

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{550} = 0.036 \leq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{C.N.V} \implies \text{Donc le calcul de la flèche est indispensable.}$$

- Calcul de la flèche

$$f = \frac{5 q_s L^4}{384 E I} = 0.04 \text{ cm} \leq \bar{f} \quad \text{On a: } \bar{f} = \frac{L}{1000} + 0.5 = 1.05 \text{ cm}$$

$$f = 0.04 \text{ cm} < \bar{f} = 1.05 \text{ cm} \implies \text{C.V}$$

IV.6.3.3 Schéma de ferrailage d l'escalier

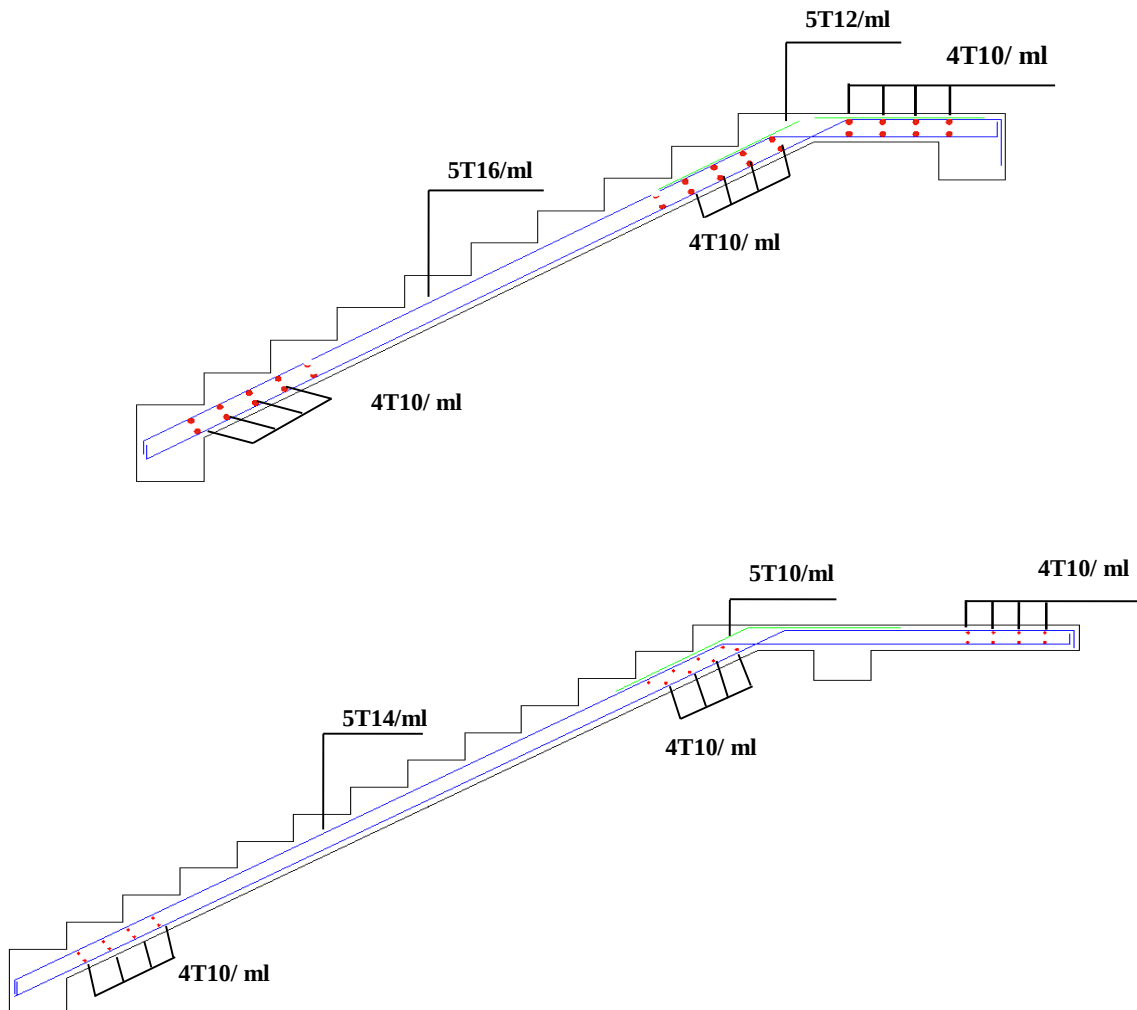


Figure IV.24:: schéma de ferrailage Escalier étage courante et RDC.

IV.6.4 Etude de la poutre palière

L'étude de la poutre palière sera pour l'escalier dont le cas est le plus défavorable, et dans notre cas la longueur de la poutre palière des escaliers est pareil quoique ce soit pour l'EC et le RDC, mais les efforts prouvés dans les calculs sont très importants à l'EC donc on fait l'étude de la poutre à cet étage et on le généralise pour toutes les poutres palières de la structure y compris celle du RDC.

La poutre palière est une poutre qui supporte les volées des escaliers entre deux niveaux successifs. Cette poutre est sollicitée par un chargement uniforme du aux poids des volées, (réaction **B** calculée précédemment) et elle aussi sollicitée par un couple de torsion.

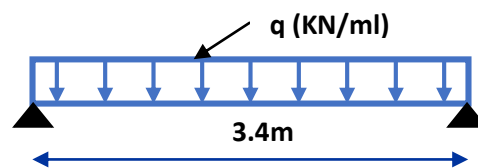


Figure IV.25: schéma statique de la poutre palière

La poutre palière est calculée à l'ELU puisque la fissuration est considérée peu nuisible.

a) Pré dimensionnement de la poutre palière

Selon le **BAEL 91[2]**, les dimensions de la poutre sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0.4h \leq b \leq 0.7h \end{array} \right. \implies \begin{array}{l} 22.67 \leq h \leq 34 \text{ cm} \\ 7.5 \leq b \leq 15 \text{ cm} \end{array} \implies \begin{array}{l} h = 25 \text{ cm.} \\ b = 15 \text{ cm.} \end{array}$$

On adopt: **(b x h) = (30x35).**

❖ Verification:

Le **RPA99 [1]** préconise :

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots \text{OK.} \\ b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots \text{OK.} \\ \frac{h}{b} = 1.16 \text{ cm} \leq 4 \dots \text{OK.} \end{array} \right.$$

Nous prenons : **h = 35 cm ; b = 30 cm.**

b) Chargement de la poutre palière : La poutre palière est soumise à :

1. Charge d'exploitation : $Q = 2.5 \text{ KN/m.}$
2. Son poids propre le long de la poutre : $G_p = 25 \times 0.3 \times 0.35 = 2.625 \text{ KN/ml.}$
3. Poids de la maçonnerie : $G_{\text{maç}} = 2.44 (3.06 - 0.35) \frac{1}{2} = 3.31 \text{ KN/ml.}$
4. Réaction d'appui provenant de l'escalier et du palier :
 - ♦ **ELU** : $R_b = 41.47 \text{ KN.}$
 - ♦ **ELS** : $R_b = 29.95 \text{ KN.}$

c) Combinaison de charge

À l'ELU	$q_u = 1.35 (G_p + G_{mac}) + R_b = 1.35 (2.625 + 3.31) + 41.47 = \mathbf{49.48 \text{ KN/ml.}}$
À l'ELS	$q_s = G_p + G_{mac} + R_b = 2.625 + 3.31 + 29.95 = \mathbf{35.89 \text{ KN/ml.}}$

d) Calcul des sollicitations

♦ À l'ELU :

- **Moment isostatique :** $M_0 = q_u \frac{L^2}{8} = 49.48 \times \frac{(3.4)^2}{8} = 71.50 \text{ KN.m}$
- **Effort tranchant :** $T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{49.48 \times 3.4}{2} = 84.12 \text{ KN}$

Pour tenir compte de semi encastrement

Sur appuis : $M_a = -0.3 M_0 = -0.3 \times 71.50 = -21.45 \text{ KN.m} \implies M_a = -21.45 \text{ KN.m}$

Sur travée : $M_t = 0.85 M_0 = 60.78 \text{ KN.m} \implies M_t = 60.78 \text{ KN.m}$

♦ À l'ELS:

- **Moment isostatique :** $M_0 = q_s \frac{L^2}{8} = 35.89 \times \frac{(3.4)^2}{8} = 51.86 \text{ KN.m}$
- **Effort tranchant:** $T_s = \frac{q_s L}{2} = \frac{35.89 \times 3.4}{2} = 61.01 \text{ KN}$

Pour tenir compte de semi encastrement :

Sur appuis : $M_a = -0.3 M_0 = -15.56 \text{ KN.m}$

Sur travée : $M_t = 0.85 M_0 = 44.08 \text{ KN.m}$

e) Diagramme des moments et des efforts tranchants

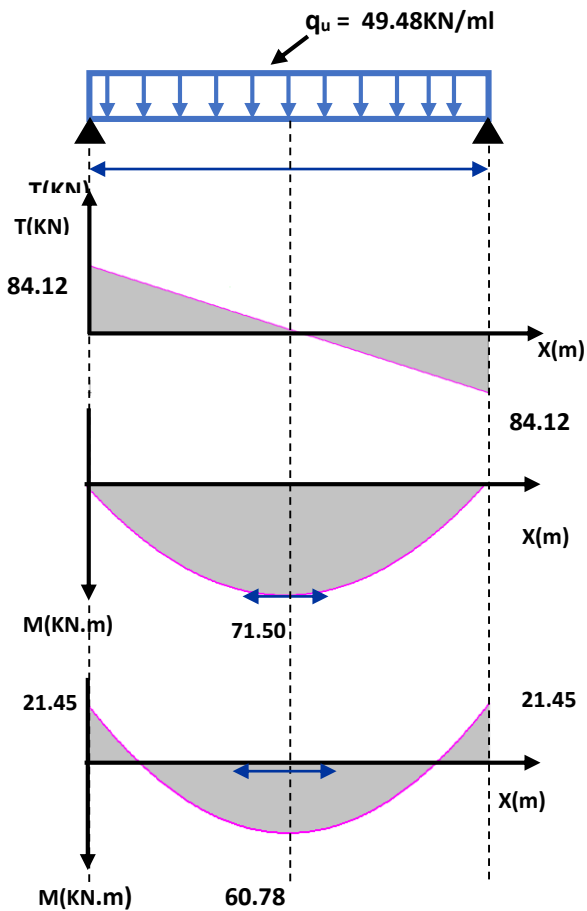
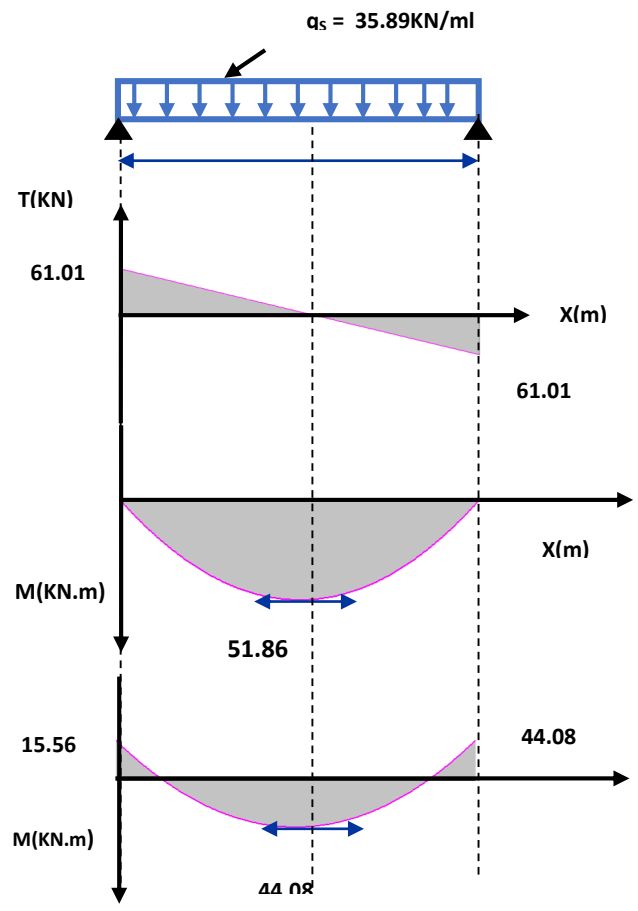
À l'ELU :À l'ELS :

Figure IV.26: Diagramme des moments et des efforts tranchants

f) Calcul des armatures

♦ En appuis :

$$\mu_{bu} = \frac{Ma}{bd^2 f_{bu}} = \frac{21.45 \times 10^{-3}}{0.3 \times (0.32)^2 \times 14.2} = 0.049$$

$$10^4 \mu_{lu} = 3440\gamma + 49 f_{c28} - 3050 \implies \mu_{lu} = 0.29$$

$$\mu_{bu} = 0.049 < \mu_{lu} = 0.29 \implies A' = 0 \text{ (section simplement armée. S.S.A)}$$

$$\mu_{bu} = 0.024 < 0.275 \implies \text{On utilise méthode simplifiée.}$$

$$Z_b = d (1 - 0.6\mu_{bu}) = 0.32 (1 - (0.6 \times 0.049)) = 0.31 \text{ m.}$$

$$A_a = \frac{M_a}{z_b f_{ed}} = \frac{21.45 \times 10}{0.31 \times 348} = 1.99 \text{ cm}^2, \text{ On adopte :}$$

$$A_a = 3\text{HA}14 = 4.62 \text{ cm}^2$$

♦ En travée

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{60.78 \times 10^{-3}}{0.3 \times (0.32)^2 \times 14.2} = 0.14$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{SR}} = \frac{60.78}{44.08} = 1.38$$

$$10^4 \mu_{lu} = 3440 \gamma + 49 f_{c28} - 3050 \implies \mu_{lu} = 0.29$$

$$\mu_{bu} = 0.14 < \mu_{lu} = 0.29 \implies A' = 0 \text{ (section simplement armée S.S.A.)}$$

$$\mu_{bu} = 0.14 < 0.275 \implies \text{On utilise méthode simplifiée.}$$

$$Z_b = d (1 - 0.6 \mu_{bu}) = 0.32 (1 - (0.6 \times 0.14)) = 0.29.$$

$$A_t = \frac{M_t}{z_b f_{ed}} = \frac{60.78 \times 10}{0.29 \times 348} = 6.02 \text{ cm}^2, \text{ On adopte : } \boxed{A_t = 3\text{HA}16 = 6.03 \text{ cm}^2}$$

g) Vérification à l'ELU

- Condition de non fragilité : (Art A.4.21 de BAEL91 modifié 99)

$$A_{\min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 32 \frac{2.1}{400} = 1.16 \text{ cm}^2.$$

$$\text{En appuis : } A_a = 4.62 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.16 \text{ cm}^2 \implies \text{C.V}$$

$$\text{En travée : } A_t = 6.03 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.16 \text{ cm}^2 \implies \text{C.V}$$

- Vérification de l'effort tranchant : (BAEL, Art A.5.1.2)

$$T_u^{\max} = 84.12 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} \\ 4 \text{ MPa} \end{array} \right. = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} = \frac{84.12 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.32} = 0.88 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.88 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \implies \text{C.V}$$

Donc : Il n'y a aucun risque de cisaillement donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Vérification de l'adhérence à l'appui et d'entraînement des barres : (Art : A.6.1.3. BAEL.91 Version 99)**

$$\tau_{se} = \frac{V_{u \max}}{0.9 d \sum_{i=1}^n U_i} < \overline{\tau_s} = \psi_s f_{c28} \quad , \quad \psi_s : \text{Coefficient de scellement}$$

$\Psi_s=1,5$ pour FeE400

$\sum u_i = n\pi\phi$: Somme du périmètre utile des barres

n: nombre des barres

ϕ : Diamètre des barres ($\phi = 14\text{m}$)

$$\tau_s = \frac{84.12 \times 10^3}{0.9 \times 320 \times 3\pi \times (14)} = 2.21 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_s} = \psi_s f_{tj} = \psi_s f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_s} = 1.5(2.1) = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_s = 2.21 \text{ MPa} < \overline{\tau_s} = 3.15 \text{ MPa} \implies \text{C.V}$$

Donc : pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

- **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis : (Art : A.5.1.3.13. BAEL.91 V 99)**
- **Influence sur le béton : (Art : A.5.1.3.21. BAEL.91 Version 99).**

$$T_u^{\max} < \overline{T_U} = 0.4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times b \times a$$

Avec

$a=0.9d$ (longueur de l'appui)

$$T_u^{\max} = 84.12 \text{ KN}$$

$$\overline{T_U} = 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 0.9 \times 32 \times 30 \times 10^{-1} = 576 \text{ KN}$$

$$T_U = 84.12 \text{ KN} \leq \overline{T_U} = 576 \text{ KN} \implies \text{C.V}$$

- **Influence sur les armatures longitudinales inférieures**

$$\text{On doit vérifier que : } A_{S \text{ appui}} \geq \frac{1.15}{f_e} \left[T_U + \frac{M_{\text{appui}}}{0.9d} \right]$$

$$A_{S \text{ appui}} = 4.62 \text{ cm}^2$$

$$T_u^{\max} = 84.12 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{appui}} = 21.45 \text{ KN.m} \quad A_{S \text{ appui}} \geq \frac{1.15 \times 10}{400} \left[84.12 + \frac{21.45}{0.9 \times 0.32} \right] = 4.56 \text{ cm}^2$$

$$A_{S \text{ appui}} = 4.62 \text{ cm}^2 \geq 4.56 \text{ cm}^2 \implies \text{C.V}$$

- **Calcul des armatures transversales :**

$$St \leq \min (0.9d, 40\text{cm}) = \min (28.8, 40) = 28.8\text{cm} \implies St = 20 \text{ cm}$$

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq 0.4 \implies A_t \geq \frac{b \times S_t \times 0.4}{f_e} \implies A_t \geq \frac{0.4 \times 30 \times 20}{400} = 0.6 \text{ cm}^2$$

On prend des ϕ 10 pour les cadres et les étriers. (Un cadre et un étrier).

h) Vérification à L'ELS

- **Etat limite de déformation (la flèche) :(Art B.6.5.2 de BAEL 91 modifier99).**

- $\frac{A_s}{b.d} = \frac{6.03}{30 \times 32} = 0,00628 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \text{ MPa} \implies \text{C.V}$
- $\frac{h}{l} = \frac{35}{340} = 0.103 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \implies \text{C.V}$
- $\frac{h}{l} = \frac{35}{340} = 0.103 \geq \frac{1 \times M_t}{10 \times M_0} = \frac{60.78}{10 \times 71.50} = 0,085 \implies \text{C.V}$

Tel que : M_t : moment dans les travers

M_0 : moment d'une poutre isostatique

Toutes les conditions sont vérifiées donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

b) Contrainte de compression dans le béton ELS

Contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} = K.Y$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés

	M ser (KN.M)	As (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	K (N/mm ³)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc}^- (MPa)	Observation
travée	44.08	6.03	7.91x10 ⁴	2.52	5.57x10 ⁻²	1.4	15	C. V
appui	15.56	4.62	6.29x10 ⁴	1.93	2.47x10 ⁻²	0.48	15	C. V

i) Etude de la poutre à la torsion : (Selon BAEL91 révisé99)

- **Armatures longitudinales**

$$M_{\text{tor}} = 6.44 \text{ KN.m;}$$

$$e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = (b - e) \times (h - e) = (30 - 5) \times (35 - 5) = 750 \text{ cm}^2$$

$$\mu = 2[(b - e) + (h - e)] = 1.1 \text{ m.}$$

$$A_{\text{tor}} = \frac{1.15 \times 100 \times M_{\text{tor}} \times \Omega}{2\mu f_e} = \frac{1.15 \times 100 \times 6.44 \times 0.075 \times 10^{-2}}{2 \times 1.1 \times 400}$$

$$A_{\text{tor}} = 6.31 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 6.31 \text{ cm}^2.$$

- **Contrainte de cisaillement due à la torsion**

$$\tau_{utor} = \frac{0.01 \times M_{tor}}{2 \Omega_e} = \frac{0.01 \times 6.44 \times 10^{-3}}{2 \times 0.075 \times 0.05} = 8.58 \times 10^{-3} \text{ MPa}$$

$$\tau_{uTOt} = \sqrt{\tau_{UTOR}^2 + \tau_u^2} = \sqrt{(8.58 \times 10^{-3})^2 + 0.5^2} = 0.5 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{uTOt} = 0.5 \text{ MPa} < \tau_u = 2.5 \text{ MPa.}$$

- **Armatures transversales**

$$A_{tr tor} = \frac{1.15 \times M_{tor} \times S_t}{2 \Omega f_e} = \frac{1.15 \times 6.44 \times 0.2 \times 10^{-3}}{2 \times 0.075 \times 400} = 0.246 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 0.246 \text{ cm}^2$$

Avec: $S_t = 20 \text{ cm}$.

IV.6.4.1 Ferrailage finale de la poutre palière

- **Armatures longitudinales**

♦ **En travée :** $A_S = A_t + \frac{A_{tor}}{2} = 3.39 + \frac{6.31}{2} = 6.54 \text{ cm}^2$

♦ **En appuis :** $A_S = A_a + \frac{A_{tor}}{2} = 3.39 + \frac{6.31}{2} = 6.54 \text{ cm}^2$

- **Armatures transversals**

$$A = A_{tr tor} + A_t \implies A = 0.246 + 0.6 = 0.846 \text{ cm}^2.$$

Armatures longitudinal (cm ²)		Armature transversals (cm ²)
Travée	Appui	
3HA14 + 3HA12 = 8.01	3HA14 + 3HA12 = 8.01	Cad + etr Ø10 = 1.57

IV.6.4.2 Schéma de ferrailage de la poutre palière

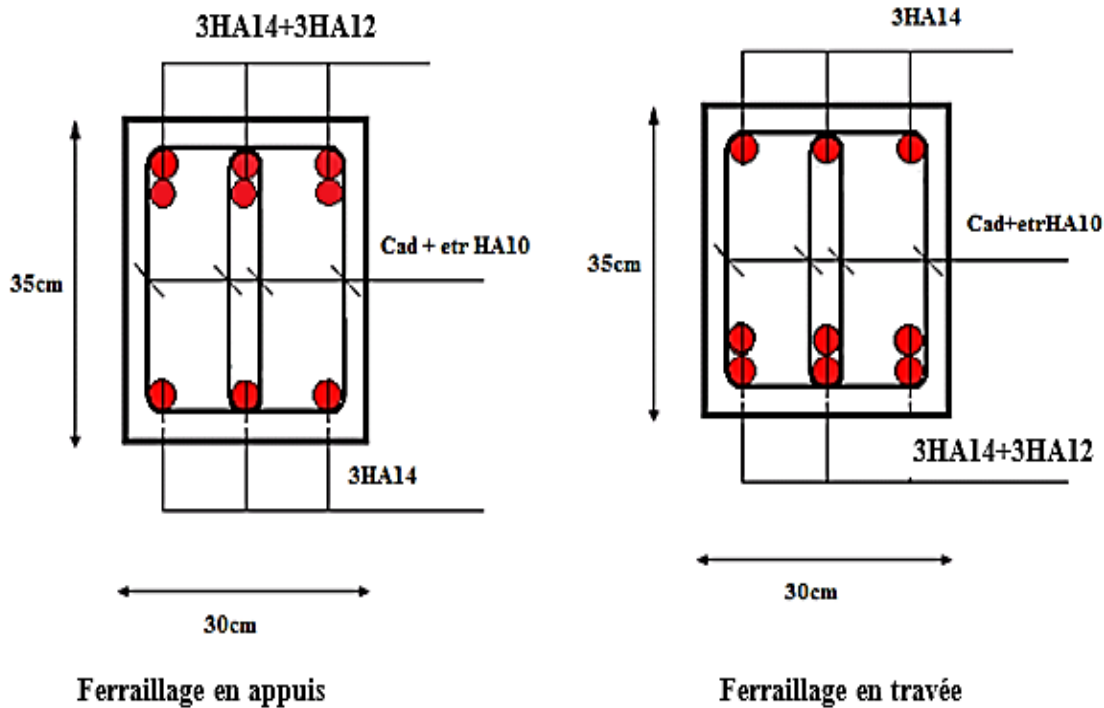


Figure IV.27: Ferrailage de la poutre palière

IV.6.5 Etude du plancher

Les planchers sont des éléments horizontaux plans, permettant la séparation entre les niveaux successifs, et déterminent les différents niveaux d'un bâtiment.

Les planchers de notre bâtiment sont en corps creux (16+5) associés à des poutrelles préfabriquées.

Le plancher à corps creux est constitué de :

- Nervures appelées poutrelles de section en T, elles assurent la fonction de portance; la distance entre axes des poutrelles est de **65 cm**.
- Remplissage en corps creux; sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique, sa hauteur est de **16 cm**.
- Une dalle de compression en béton de **5 cm** d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armatures ayant pour but :
 - Limiter les risques de fissuration dus au retrait.
 - Résister aux efforts dus aux charges appliquées sur des surfaces réduites.

IV.6.5.1 Dalle de compression

La dalle de compression est coulée sur toute la surface de plancher, avec une épaisseur de **5 cm**.

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

- **33 cm** : dans le sens parallèle aux poutrelles.
- **20cm** : dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

En pratique (en Algérie on considère un maillage de **20cm**)

❖ Armatures perpendiculaires aux poutrelles

- Si : $L_1 \leq 50 \text{ cm}$

La section d'acier perpendiculaire aux nervures exprimée en cm^2/ml doit être au moins égale à :

$$A_{\perp \text{ nervures}} = \frac{200}{f_e}$$

- Si : $50 \leq L_1 \leq 80 \text{ cm}$

La section d'acier perpendiculaire aux nervures exprimée en cm^2/ml doit être au moins égale à :

$$A_{\perp \text{ nervures}} = 4 \cdot \frac{L_1}{f_e} \quad \text{avec : } (L_1 \text{ en cm}) \quad \text{Avec : un espacement : } St=20 \text{ cm}$$

Avec : L_1 : distance entre l'axe des poutrelles ($L_1=65 \text{ cm}$).

$A_{\perp \text{ nervures}}$: Diamètre perpendiculaire aux poutrelles, $F_e = 520 \text{ MPa}$

(F_e : limite élastique des aciers utilisées). 'Quadrillage de treilles soudé (**TLE 520**)

$$A_{\perp \text{ nervures}} = 4 \cdot \frac{65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2/\text{ml} ; A_{\perp} = 5 \text{ } \emptyset 6 = 1.41 \text{ cm}^2 ; \text{ Avec un espacement : } St=20 \text{ cm.}$$

❖ Armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{// \text{ nervures}} = A_{\perp} / 2 = 1.41 / 2 = 0.705 \text{ cm}^2 ; A_{//} = 5 \text{ } \emptyset 6 = 1.41 \text{ cm}^2$$

$A_{//}$: diamètre parallèle aux poutrelles.

Pour le ferrailage de la dalle de Compression, On adopte un treillis Soudés dont la dimension des Mailles est égale à 20cm suivant les deux sens (**20x20**).

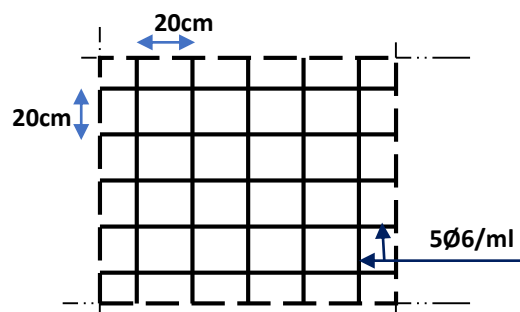


Figure IV.28: Treillis soudés (20x20)

IV.6.5.2 Calcul des poutrelles

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leur calcul est associé à celui d'une poutre continue semi encastrée aux poutres de rives. et leurs rôles dans le plancher est de transmettre les charges verticales appliquée sur ce dernier aux poutres principales.

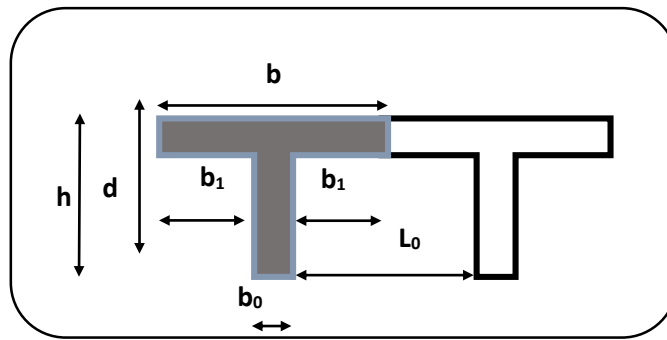
Le calcul se fait en deux étapes :

- 1^{ère} étapes : avant le coulage de la table de compression
- 2^{ème} étapes : après le coulage de la table de compression

❖ Pré dimensionnement des poutrelles

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- Sont disposées parallèlement à la plus petite portée.
- Si les poutres dans les deux sens sont égales alors on choisit le sens ou on a plus d'appuis (critère de continuité) car les appuis soulagent les moments en travée et diminuent la flèche.



L_1 : La longueur de l'hourdis ; $L_1=65\text{cm}$

L_0 : la distance entre deux parements voisins de deux poutrelles ; $L_0 = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$

L : la longueur de la plus grande travée ; $L=4.7 \text{ cm}$

b_0 : largeur de la nervure ; $b_0 = 12\text{cm}$

h_0 : épaisseur de la dalle de compression ; $h_0 = 5 \text{ cm}$

b : largeur de la dalle de compression ; $b = 2b_1 + b_0$

On a : $h \geq \frac{L}{22.5} = \frac{470}{22.5} = 20.88 \text{ cm}$; **On prend $h = 21\text{cm}$.**

Pour b_0 on a : $0.3 h \leq b_0 \leq 0.7 h \implies 0.3 \times 21 \leq b_0 \leq 0.7 \times 21$

$6.3 \text{ cm} \leq b_0 \leq 14.7 \text{ cm} \implies \text{donc on a : } b_0 = 12\text{cm}$

Calcul de largeur de la table

$$b_1 = \frac{b-b_0}{2} \leq \min \left\{ \frac{L_0}{2} ; \frac{L}{10} \right\} \implies b_1 \leq (22.5 ; 47) \implies b_1 = 22.5\text{cm}$$

$$b = 2b_1 + b_0 = 2(22.5) + 12 = 53 \text{ cm} ; \mathbf{b = 53cm}$$

1^{ère} étape : avant coulage de la dalle de compression

La poutrelle est considérée simplement appuyée sur deux appuis sur ses deux extrémités, elle doit supporter son poids propre, le poids du corps creux et la surcharge d'exploitation.

- Charges et surcharges**

Charge Permanente	Poids propre des poutrelles	$21 \times 0.2 \times 0.05 = 0.21 \text{ KN/m}$
	Poids propre du corps creux	$0.95 \times 0.65 = 0.62 \text{ KN/m}$
	Total	0.83 KN/m
Charge exploitation	Main d'œuvre	$1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN/m}$

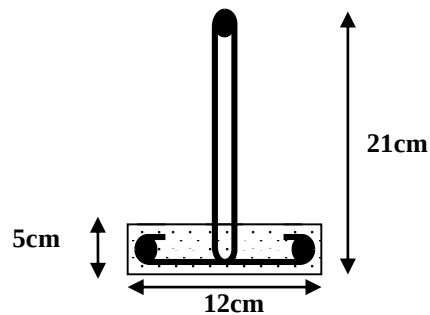


Figure IV.29: La nervure

- Combinaison des charges**

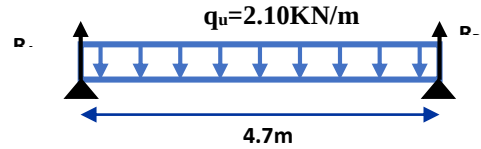
À l'ELU	$q_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 0.83) + (1.5 \times 0.65) = 2.10 \text{ KN/ml} ; q_u = 2.10 \text{ KN/ml.}$
À l'ELS	$q_s = G + Q = 0.83 + 0.65 = 1.48 \text{ KN/ml} ; q_s = 1.48 \text{ KN/ml.}$

- **Calcul des efforts tranchants et moments max en travée**

- ♦ **à L'ELU :**

$$M_u = M_{\max} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{2.1 \times 4.7^2}{8} = 5.79 \text{ KN.m}$$

$$T_u = T_{\max} = \frac{q_u l}{2} = \frac{2.1 \times 4.7}{2} = 4.94 \text{ KN.}$$



- ♦ **à L'ELS :**

$$M_{\text{ser}} = M_{\max} = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{1.48 \times 4.7^2}{8} = 4.08 \text{ KN.m}$$

$$T_{\text{ser}} = T_{\max} = \frac{q_s l}{2} = \frac{1.48 \times 4.7}{2} = 3.48 \text{ KN.}$$

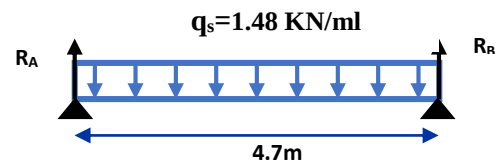


Tableau IV-15: Combinaison des charges de la poutrelle.

	E L U	E L S
M = ql²/8 (KN.m)	5.79	4.08
T = ql/2 (KN)	4.94	3.48

La poutrelle travaille en flexion simple.

Les poutrelles n'étant pas exposées aux intempéries, le calcul se fait à **L'ELU** car la fissuration est considérée comme peut nuisible (**FPP**).

$$d = 0.9xh_0 = 4.5 \text{ cm} ; \quad M_u = 5.79 \text{ KN.m} ; \quad f_{bu} = 14.2 \text{ MPa} ; \quad b_0 = 16 \text{ cm} ; \quad M_{\text{ser}} = 4.08 \text{ KN.m}$$

D'après l'organigramme de flexion simple on a :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_u} = \frac{5.79 \times 10^6}{200 \times 45^2 \times 14.2} = 0.97$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{\text{ser}}} = \frac{5.79}{4.08} = 1.42$$

$$\mu_{lu} = 10^{-4} (3440 \gamma + 49 f_{c28} - 3050) = 0.305$$

Donc : $\mu_{bu} > \mu_{lu} \Rightarrow A' \neq 0$, La section est doublement armée.

Donc les armatures comprimées sont nécessaires, à cause de la faible section du béton, ces armatures ne peuvent pas être placées, on prévoit alors des étaielements sous poutrelles destinées à supporter les charges et les sur charges avant le coulage du béton.

2^{ième} étape : après coulage de la dalle de compression

Après le coulage et le durcissement de la dalle de compression la poutrelle travaille comme une poutre en T avec les dimensions suivantes : $b = 65 \text{ cm}$, $h_0 = 5 \text{ cm}$, $b_0 = 20 \text{ cm}$, $h = 21 \text{ cm}$.

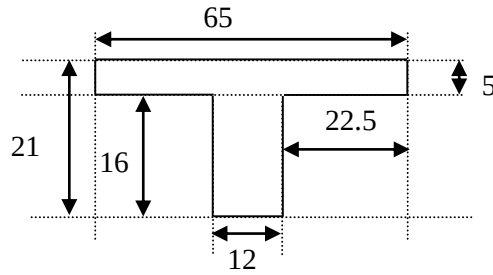


Figure IV.30: La section en T de la poutrelle

- Charge et surcharge et La combinaison de charge

$$\begin{cases} ELU: q_u = (1,35g + 1,5q) \\ ELS: q_{ser} = (g + q) \end{cases}$$

Avec :

$$\begin{cases} g=0.65G \\ q=0.65Q \end{cases}$$

	G (KN/m²)	Q (KN/m²)	g = 0.65G (KN/m²)	q=0.65Q (KN/m²)	q_u (KN/m²)	q_s (KN/m²)
Terrasse inaccessible	7.1	1.00	4.61	0.65	7.21	5.26
Etage courant	5.35	1.50	3.48	0.97	6.15	4.45
RDC	5.30	2.50	3.44	1.62	7.07	5.06

On calcule le plancher le plus défavorable et on généralisé le ferrailage pour les autres planchers des différents niveaux.

Le cas le plus défavorable c'est le cas de **RDC** :

Donc on prend : **G= 5.30 KN/m² et Q=2.5 KN/m²**

q_u = 7.07 KN/m²

q_s = 5.06 KN/m²

- Calcul des sollicitations

★ Choix de la méthode de calcul

Pour le calcul des efforts internes dans les poutrelles sont considérés comme poutres continues sur plusieurs appuis, on utilise l'une des 02 méthodes simplifiées.

- La méthode forfaitaire.
- La méthode de Caquot.

1) Méthode forfaitaire:**❖ Principe de la méthode forfaitaire :**

Cette méthode consiste à évaluer les moments maximums sur appuis et en travées; fixés forfaitairement par rapport à la valeur du moment isostatique M_0 dans la travée.

❖ Domaine d'application :

Cette méthode est applicable si les quatre hypothèses suivantes sont vérifiées :

$$1) \begin{cases} Q \leq 2G. \\ \text{Où} \\ Q \leq 5 \text{ kN/m}^2. \end{cases}$$

2) Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différents travées.

3) Le rapport de longueur entre deux portées successives doit vérifier :

$$\begin{cases} 0,8 \leq \frac{L_n}{L_{n-1}} \leq 1,25 \\ 0,8 \leq \frac{L_n}{L_{n+1}} \leq 1,25 \end{cases}$$

4) Fissuration peu nuisible.

Remarque

Si l'une des conditions n'est pas vérifiée la méthode forfaitaire n'est pas applicable donc on applique la méthode de Caquot.

❖ L'application de la méthode

$$1) \begin{cases} Q = 2.5 \leq 2G = 12.22 \text{ kN/m}^2 \\ Q = 2.5 \leq 5 \text{ kN/m}^2. \end{cases} \Rightarrow \text{C.V}$$

2) Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.

$$3) \begin{cases} \frac{L_n}{L_{n-1}} = \frac{4.7}{6.3} = 0.75 < 0.8 \Rightarrow \text{C.N.V} \\ \frac{L_n}{L_{n+1}} = \frac{4.7}{3.4} = 1.38 \Rightarrow 1.38 > 1.25 \Rightarrow \text{C.N.V} \end{cases}$$

4) La fissuration est peu nuisible. $\Rightarrow \text{C.V}$

La **troisième** condition n'est pas vérifiée, donc on doit passer à la méthode de **CAQUOT** pour déterminer les moments en appuis et en travées.

2) Méthode de Caquot

➤ Domaine d'application

Elle s'applique essentiellement aux planchers des constructions industrielles ; elle s'applique également à des planchers à charge d'exploitation modérée.

➤ Application de la méthode

Soit l'appui numéro « i » d'une poutre continue ; entouré par les deux travées ouest (**w**) et est (**e**) de longueurs respectives **L_w** et **L_e**. Les travées peuvent supporter respectivement :

- Une charge uniformément répartie d'intensité **q_w** et **q_e**.
- Des charges concentrées **P_w** **P_e** appliquées à des distances **a_w** et **a_e** de l'appui (ces distances sont calculées à partir de l'appui soit vers la gauche dans la travée **w** soit vers la droite de la travée **e**).
- La longueur réduite de chaque travée **L'** :

★ **L' = L** pour une travée de rive.

★ **L' = 0.8 L** pour une travée intermédiaire.

➤ Règle des moments

- Les moments en appuis

$$M_a = - \frac{q_w \cdot L_w^3 + q_e \cdot L_e^3}{8,5 \cdot (L'_w + L'_e)}$$

M_a = moment aux appuis du aux charges réparties sur les deux travées.

- Les moments en travées

$$M_t = M_w - V_w \cdot X_0 - \frac{q X_0^2}{2} \quad \Longrightarrow \quad X_0 = - \frac{V_w}{q}$$

M_t = le moment maximal en travée.

➤ Règle de l'effort tranchant

$$V_w = \frac{M_w - M_e}{L} - q \frac{L}{2}$$

$$V_e = V_w + q \times L$$

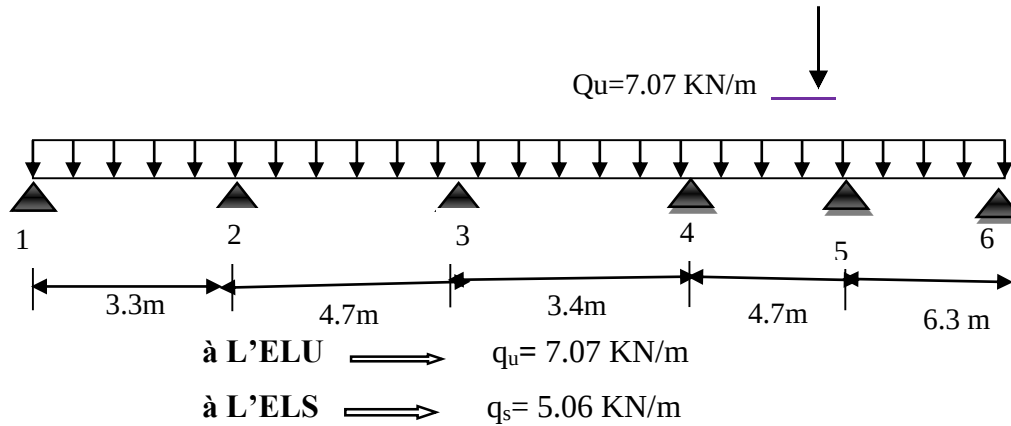
V_w : l'effort tranchant sur l'appui gauche.

V_e : l'effort tranchant sur l'appui droit.

- Application de la méthode (Caquot)

- ◆ Pour étage commercial (RDC)

1^{er} type: (Poutrelle a 5 travée)



- ◆ à L'ELU :

1) Calcule des moments :

❖ **Moment sur appuis :** $L'_1 = L_1 = 3.3\text{m}$; $L'_2 = 0.8L_2 = 0.8 \times 4.7 = 3.76\text{m}$.

$L'_3 = 0.8L_3 = 0.8 \times 3.4 = 2.72\text{m}$; $L'_4 = 0.8L_4 = 0.8 \times 4.7 = 3.76\text{m}$; $L'_5 = L_5 = 6.3\text{m}$.

$$M_1 = M_6 = 0$$

$$M_a = -\frac{q_w \times l_w'^3 + q_e \times l_e'^3}{8.5(l_w' + l_e')} \quad \text{Avec :}$$

q_w : charge ultime réduite droite.

q_e : charge ultime réduite gauche.

$$M_2 = -\frac{q_{u.\text{reduit}} (l_1'^3 + l_2'^3)}{8.5(l_1' + l_2')} = -\frac{7.07 \times (3.3^3 + 3.76^3)}{8.5 \times (3.3 + 3.76)} = -10.49 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = -\frac{q_{u.\text{reduit}} (l_2'^3 + l_3'^3)}{8.5(l_2' + l_3')} = -\frac{7.07 \times (3.76^3 + 2.72^3)}{8.5 \times (3.76 + 2.72)} = -9.41 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = -\frac{q_{u.\text{reduit}} (l_3'^3 + l_4'^3)}{8.5(l_3' + l_4')} = -\frac{7.07 \times (2.72^3 + 3.76^3)}{8.5 \times (2.72 + 3.76)} = -9.41 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = -\frac{q_{u.\text{reduit}} (l_4'^3 + l_5'^3)}{8.5(l_4' + l_5')} = -\frac{7.07 \times (3.76^3 + 6.3^3)}{8.5 \times (3.76 + 6.3)} = -25.07 \text{ KN.m}$$

D'après l'utilisation de la méthode de **CAQUOT**, les résultats trouvés sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau IV-16: Calculs des efforts tranchants et des moments de la poutrelle type1 à l'ELU.

q _u (KN/m)	7.07		7.07	7.07	7.07	7.07
L(m)	3.3		4.7	3.4	4.7	6.3
L'(m)	3.3		3.76	2.72	3.76	6.3
Appui	1	2	3	4	5	6
L' _w (m)	0	3.3	3.76	2.72	3.76	6.3
L _e '(m)	3.3	3.76	2.72	3.76	3.81	0
M _a (KN.m)	0	-10.49	-9.41	-9.41	-25.07	0
Travée	1-2		2-3	3-4	4-5	5-6
M _w (KN.m)	0		-10.49	-9.41	-9.41	-25.07
M _e (KN.m)	-10.49		-9.41	-9.41	-27.27	0
V _w (m)	-8.48		-16.84	-12.02	-12.81	-26.60
V _e (m)	14.85		16.39	12.02	20.42	18.29
X ₀ (m)	1.19		2.38	1.70	1.81	3.76
M _t (KN.m)	5.08		9.56	0.81	2.19	22.76

- Diagrammes des efforts tranchants et moments fléchissant

EFFORT TRANCHANT [kN]

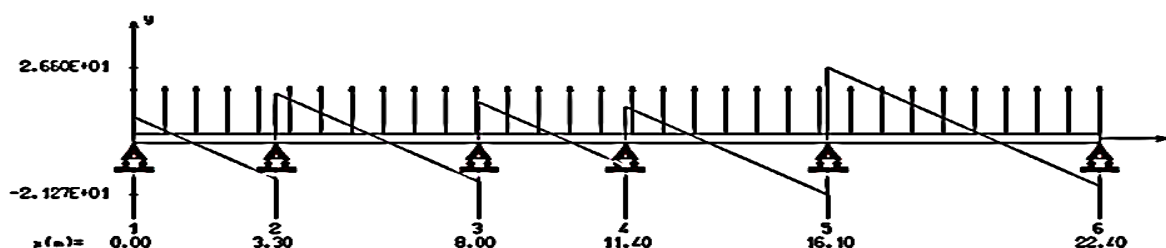


Figure IV.31: Diagramme des efforts tranchants à L'ELU

MOMENT FLECHISSANT [kN.m]

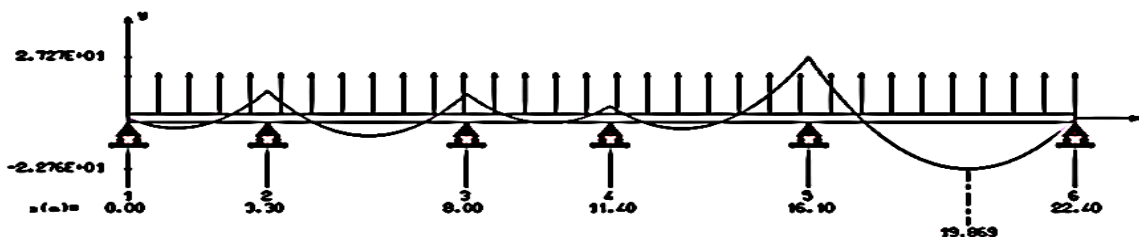
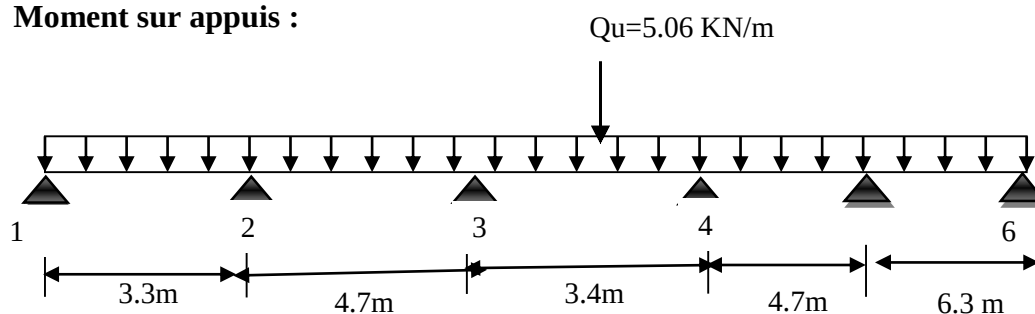


Figure IV.32: Diagramme des moments à L'ELU

- à L'ELS

- 2) Calcule des moments :

- ❖ Moment sur appuis :



à L'ELU $\Rightarrow q_u = 7.07 \text{ KN/m}$

à L'ELS $\Rightarrow q_s = 5.06 \text{ KN/m}$

$$M_1 = M_6 = 0$$

$$M_a = -\frac{q_w \times l_w'^3 + q_e \times l_e'^3}{8,5(l_w' + l_e')} \quad \text{Avec :}$$

q_w : charge ultime réduite droite.

q_e : charge ultime réduite gauche.

$$M_2 = -\frac{q_{u.\text{reduit}} (l_1'^3 + l_2'^3)}{8,5(l_1' + l_2')} = -\frac{5.06 \times (3.3^3 + 3.76^3)}{8,5 \times (3.3 + 3.76)} = -7.51 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = -\frac{q_{u.\text{reduit}} (l_2'^3 + l_3'^3)}{8,5(l_2' + l_3')} = -\frac{5.06 \times (3.76^3 + 2.72^3)}{8,5 \times (3.76 + 2.72)} = -6.73 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = -\frac{q_{u.\text{reduit}} (l_3'^3 + l_4'^3)}{8,5(l_3' + l_4')} = -\frac{5.06 \times (2.72^3 + 3.76^3)}{8,5 \times (2.72 + 3.76)} = -6.73 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = -\frac{q_{u.\text{reduit}} (l_4'^3 + l_5'^3)}{8,5(l_4' + l_5')} = -\frac{5.06 \times (3.76^3 + 6.3^3)}{8,5 \times (3.76 + 6.3)} = -17.94 \text{ KN.m}$$

D'après l'utilisation de la méthode de CAQUOT, les résultats trouvés sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau IV-17: Calculs des efforts tranchants et des moments de la poutrelle type1 à l'ELS.

Qs(KN/m)	5.06		5.06	5.06	5.06	5.06
L(m)	3.3		4.7	3.4	4.7	6.3
L'(m)	3.3		3.76	2.72	3.76	6.3
Appui	1	2	3	4	5	6
L'w(m)	0	3.3	3.76	2.72	3.76	6.3
Le'(m)	3.3	3.76	2.72	3.76	3.81	0
Ma(KN.m)	0	-7.51	-6.73	-6.73	-17.94	0
Travée	1-2		2-3	3-4	4-5	5-6
Mw(KN.m)	0		-7.51	-6.73	-6.73	-17.94
Me(KN.m)	-7.51		-6.73	-6.73	-17.94	0
Vw(m)	-6.07		-12.06	-8.60	-9.50	-18.79
Ve(m)	10.63		11.72	8.60	14.28	13.09
X0(m)	1.00		2.38	1.69	1.88	3.1
Mt(KN.m)	3.54		6.86	1.58	2.19	15.99

- Diagrammes des efforts tranchants et moments fléchissant

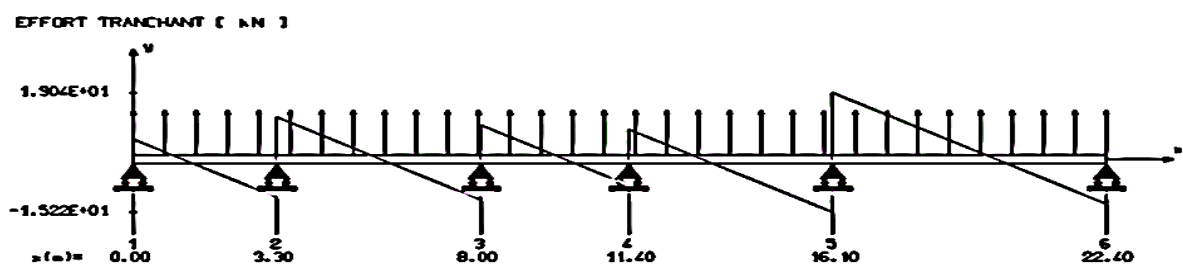


Figure IV.33: Diagramme des efforts tranchants à L'ELS.

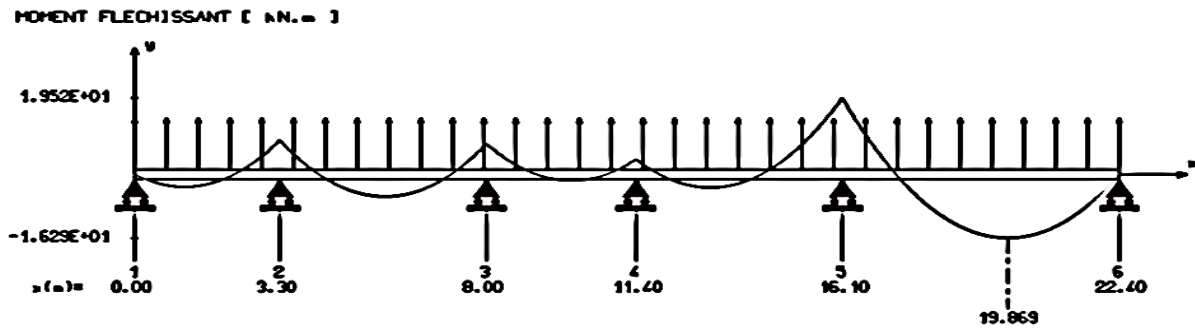
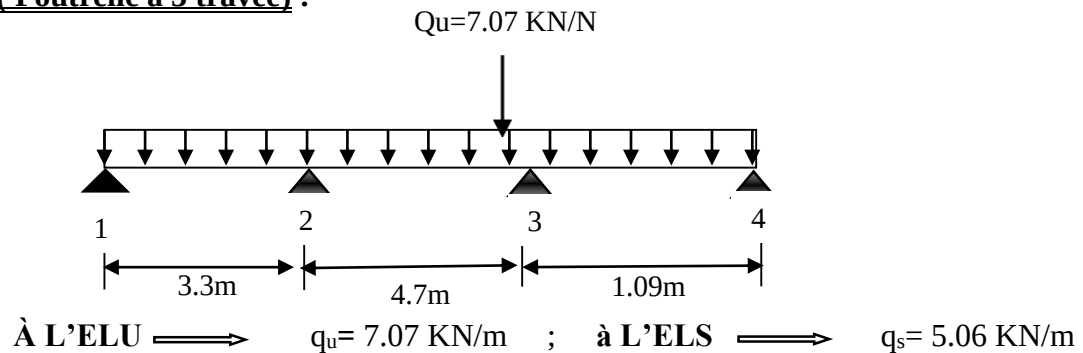


Figure IV.34: Diagramme des moments à L'ELS

2^{ème} type: (Poutrelle a 3 travée) :



♦ à L'ELU

1) Calcule des moments

❖ Moment sur appuis :

$$L'_1 = L_1 = 3.3\text{m.}$$

$$L'_2 = 0.8L_2 = 0.8 \times 4.7 = 3.76\text{m.}$$

$$L'_3 = L_3 = 1.09\text{m.}$$

$$M_1 = M_4 = 0$$

$$M_a = -\frac{q_w \times l_w'^3 + q_e \times l_e'^3}{8,5(l_w' + l_e')} \quad \text{Avec :}$$

q_w : charge ultime réduite droite.

q_e : charge ultime réduite gauche.

$$M_2 = -\frac{q_{u.\text{réduit}} (l_1'^3 + l_2'^3)}{8,5(l_1' + l_2')} = -\frac{7.07 \times (3.3^3 + 3.76^3)}{8,5 \times (3.3 + 3.76)} = -10.49 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = -\frac{q_{u.\text{réduit}} (l_2'^3 + l_3'^3)}{8,5(l_2' + l_3')} = -\frac{7.07 \times (3.76^3 + 1.09^3)}{8,5 \times (3.76 + 1.09)} = -9.34 \text{ KN.m}$$

D'après l'utilisation de la méthode de **CAQUOT**, les résultats trouvés sont donnés dans le tableau suivant :

q_u(KN/m)	7.07		7.07	7.07
L(m)	3.3		4.7	1.09
L'(m)	3.3		3.76	1.09
Appui	1	2	3	4
L'_w(m)	0	3.3	3.76	1.09
L_e'(m)	3.3	3.76	1.09	0
M_a(KN.m)	0	-10.49	-9.34	0
Travée	1-2		2-3	3-4
M_w(KN.m)	0		-10.49	-9.34
M_e(KN.m)	-10.49		-9.34	0
V_w(m)	-8.49		-16.86	-12.42
V_e(m)	14.84		16.37	-4.7137
X₀(m)	1.20		1.92	1.76
M_t(KN.m)	5.09		2.57	1.57

- Diagrammes des efforts tranchants et moments fléchissant :

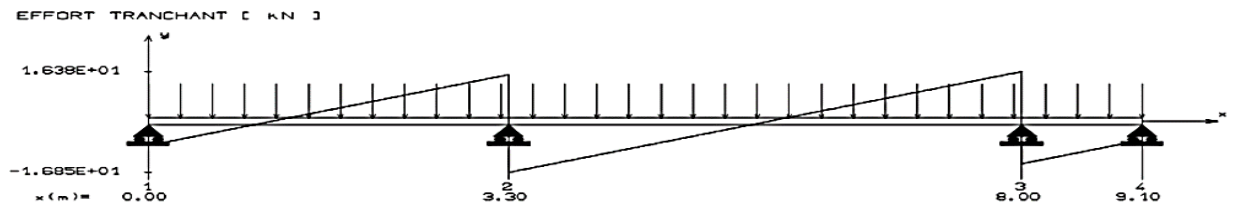


Figure IV.36: Diagramme des efforts tranchants à L'ELU

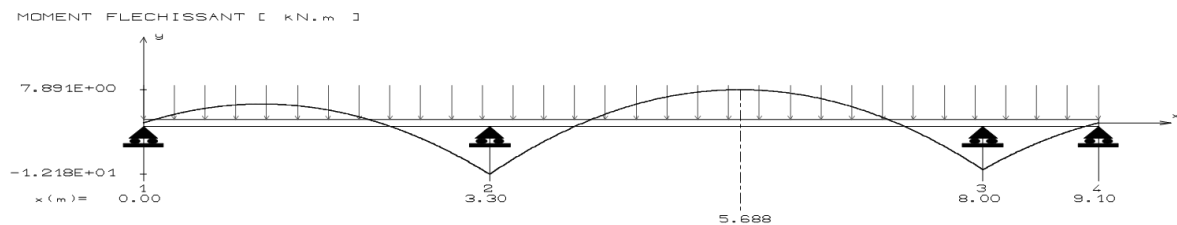
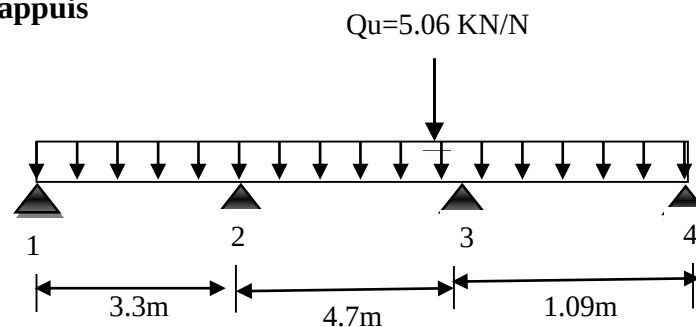


Figure IV.35: Diagramme des moments à L'ELU

♦ à L'ELS

2) Calcule des moments

❖ Moment sur appuis



À L'ELU $\Rightarrow q_u = 7.07 \text{ KN/m}$; à L'ELS $\Rightarrow q_s = 5.06 \text{ KN/m}$

$$L'_1 = L_1 = 3.3\text{m.}$$

$$L'_2 = 0.8L_2 = 0.8 \times 4.7 = 3.76\text{m.}$$

$$L'_3 = L_3 = 1.09\text{m.}$$

$$M_1 = M_4 = 0$$

$$M_a = -\frac{q_w \times l_w'^3 + q_e \times l_e'^3}{8.5(l_w' + l_e')} \quad \text{Avec :}$$

q_w : charge ultime réduite droite.

q_e : charge ultime réduite gauche.

$$M_2 = -\frac{q_{u.\text{reduit}} (l_1'^3 + l_2'^3)}{8.5(l_1' + l_2')} = -\frac{5.06 \times (3.3^3 + 3.76^3)}{8.5 \times (3.3 + 3.76)} = -7.50 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = -\frac{q_{u.\text{reduit}} (l_2'^3 + l_3'^3)}{8.5(l_2' + l_3')} = -\frac{5.06 \times (3.76^3 + 1.09^3)}{8.5 \times (3.76 + 1.09)} = -6.68 \text{ KN.m}$$

D'après l'utilisation de la méthode de **CAQUOT**, les résultats trouvés sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau IV-18: Calculs des efforts tranchants et des moments de la poutrelle type1 à l'ELS

Qs(KN/m)	5.06		5.06	5.06
L(m)	3.3		4.7	1.09
L'(m)	3.3		3.76	1.09
Appui	1	2	3	4
L'w(m)	0	3.3	3.76	1.09
Le'(m)	3.3	3.76	2.72	0
Ma(KN.m)	0	-7.50	-6.68	0
Travée	1-2		2-3	3-4
Mw(KN.m)	0		-7.50	-6.68
Me(KN.m)	-7.50		-6.68	0
Vw(m)	-6.08		-12.06	-8.89
Ve(m)	10.62		11.72	-3.3746
X0(m)	1.20		2.38	1.76
Mt(KN.m)	3.65		7.44	1.13

- Diagrammes des efforts tranchants et moments fléchissant :**

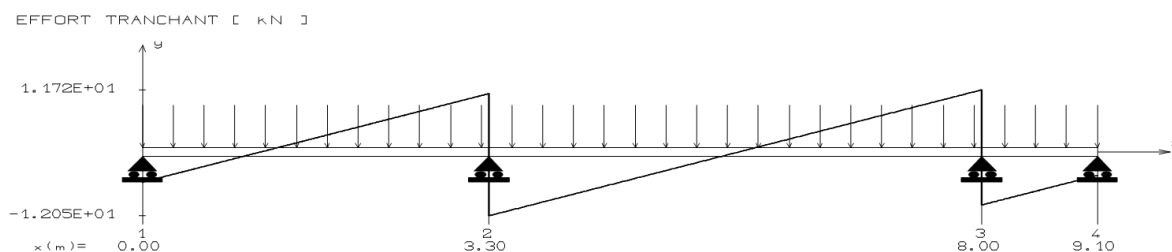


Figure IV.37: Diagramme des efforts tranchants à L'ELS.

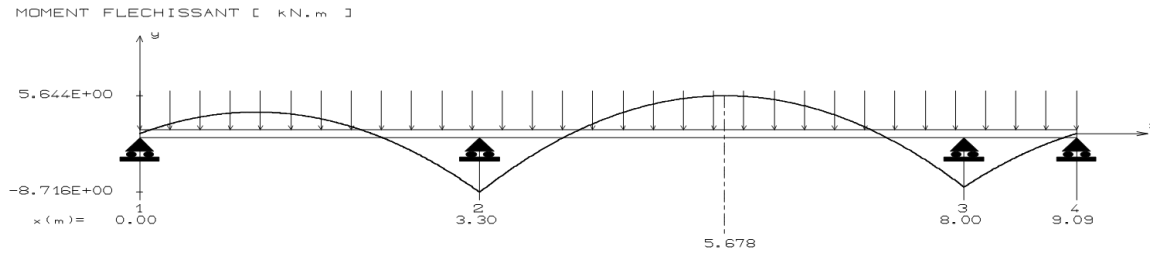
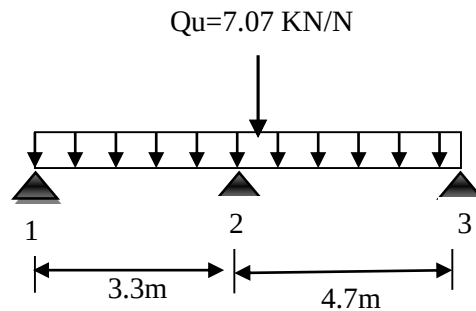


Figure IV.38: Diagramme des moments à L'ELS

3^{ème} type :(Poutrelle a 2 travée) :

à L'ELU $\Rightarrow$ $q_u = 7.07 \text{ KN/m}$; à L'ELS $\Rightarrow$ $q_s = 5.06 \text{ KN/m}$

♦ à L'ELU

1) Calcule des moments

❖ Moment sur appuis

$$L'_1 = L_1 = 3.3\text{m.}$$

$$L'_2 = L_2 = 4.7\text{m.}$$

$$M_1 = M_3 = 0$$

$$M_a = - \frac{q_w \times l_w'^3 + q_e \times l_e'^3}{8,5(l'_w + l'_e)} \quad \text{Avec :}$$

q_w : charge ultime réduite droite.

q_e : charge ultime réduite gauche.

$$M_2 = - \frac{q_{u,\text{reduit}} (l_1'^3 + l_2'^3)}{8,5(l'_1 + l'_2)} = - \frac{7.07 \times (3.3^3 + 4.7^3)}{8,5 \times (3.3 + 4.7)} = -3.74 \text{ KN.m}$$

D'après l'utilisation de la méthode de **CAQUOT**, les résultats trouvés sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau IV-19: Calculs des efforts tranchants et des moments de la poutrelle type 3 à l'ELU.

q_u(KN/m)	7.07		7.07
L(m)	3.3		4.7
L'(m)	3.3		4.7
Appui	1	2	3
L'_w(m)	0	3.3	4.7
L_e'(m)	3.3	4.7	0
M_a(KN.m)	0	-14.53	0
Travée	1-2		2-3
M_w(KN.m)	0		-14.53
M_e(KN.m)	-14.53		0
V_w(m)	-7.26		-19.70
V_e(m)	16.07		13.53
X₀(m)	1.03		2.79
M_t(KN.m)	3.73		12.92

• Diagrammes des efforts tranchants et moments fléchissant

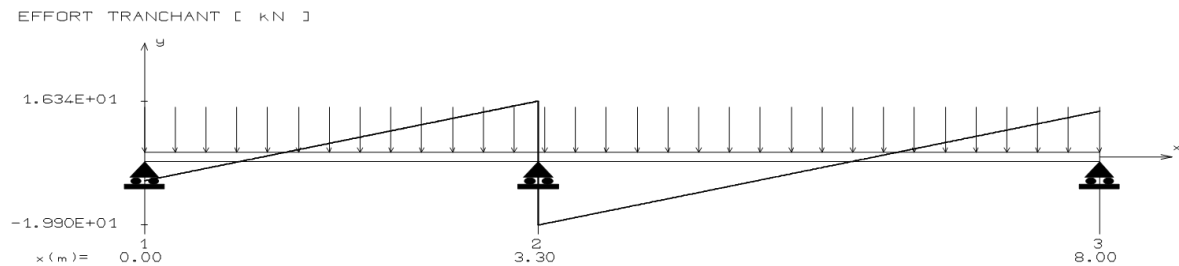


Figure IV.39: Diagramme des efforts tranchants à L'ELU

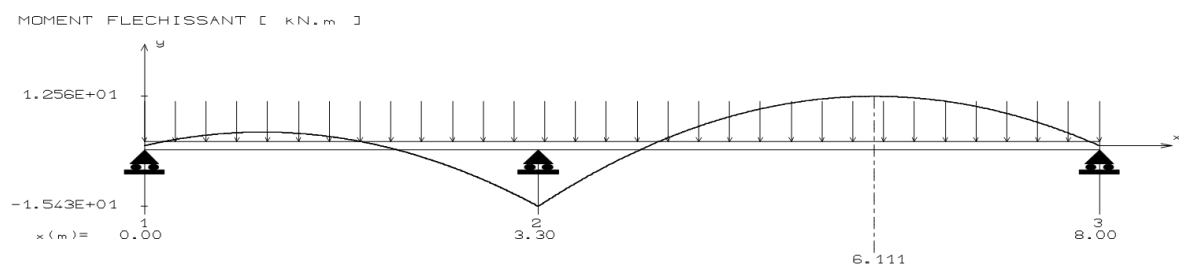


Figure IV.40: Diagramme des moments à L'ELU

♦ à L'ELS

2) Calcule des moments

❖ Moment sur appuis

$$L'_1 = L_1 = 3.3\text{m.}$$

$$L'_2 = L_2 = 4.7\text{m.}$$

$$M_1 = M_3 = 0$$

$$M_a = -\frac{q_w \times l_w'^3 + q_e \times l_e'^3}{8,5(l_w' + l_e')} \quad \text{Avec :} \quad \left\{ \begin{array}{l} q_w : \text{charge ultime réduite droite.} \\ q_e : \text{charge ultime réduite gauche.} \end{array} \right.$$

$$M_2 = -\frac{q_{u.\text{réduit}} (l_1'^3 + l_2'^3)}{8,5(l_1' + l_2')} = -\frac{5,06 \times (3,3^3 + 4,7^3)}{8,5 \times (3,3 + 4,7)} = -10,39 \text{ KN.m}$$

D'après l'utilisation de la méthode de **CAQUOT**, les résultats trouvés sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau IV-20: Calculs des efforts tranchants et des moments de la poutrelle type 3 à l'ELS.

Qs(KN/m)	5.06		5.06
L(m)	3.3		4.7
L'(m)	3.3		4.7
Appui	1	2	3
L'w(m)	0	3.3	4.7
Le'(m)	3.3	4.7	0
Ma(KN.m)	0	-10.39	0
Travée	1-2		2-3
Mw(KN.m)	0		-10.39
Me(KN.m)	-10.39		0
Vw(m)	-5.20		-14.10
Ve(m)	11.49		9.68
X0(m)	1.03		2.79
Mt(KN.m)	2.67		9.26

- Diagrammes des efforts tranchants et moments fléchissant**

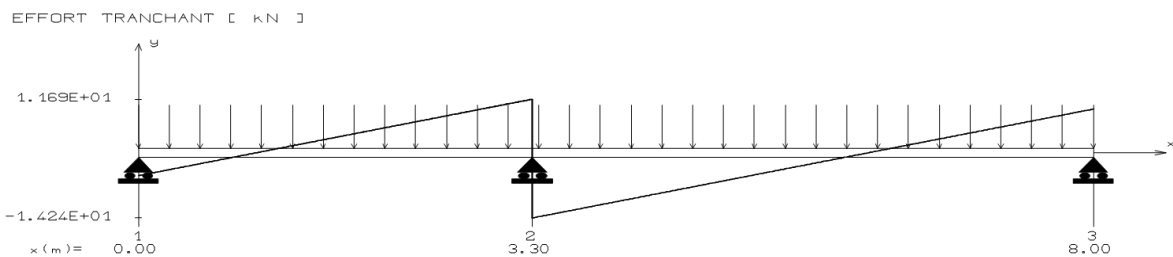


Figure IV.41: Diagramme des efforts tranchants à L'ELS.

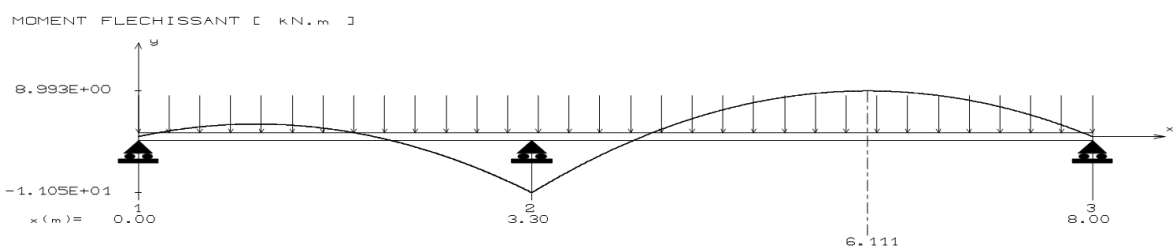
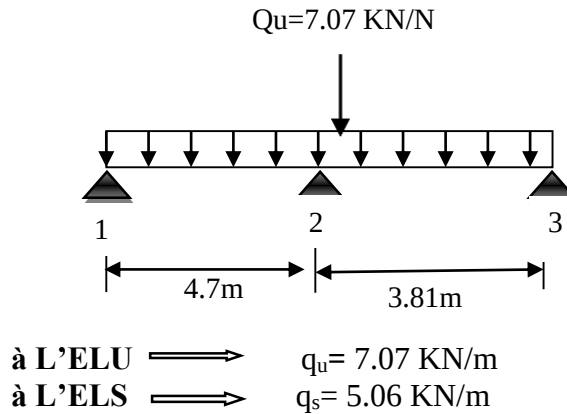


Figure IV.42: Diagramme des moments à L'ELS

4^{ème} type: (Poutrelle a 2 travée) :

♦ à L'ELU

1) Calcul des moments

❖ Moment sur appuis

$$L'_1 = L_1 = 4.7\text{m.}$$

$$L'_2 = L_2 = 3.81\text{m.}$$

$$M_1 = M_3 = 0$$

$$M_a = - \frac{q_w \times l_w'^3 + q_e \times l_e'^3}{8,5(l_w' + l_e')} \quad \text{Avec :}$$

q_w : charge ultime réduite droite.

q_e : charge ultime réduite gauche.

$$M_2 = - \frac{q_{u,\text{réduit}} (l_1'^3 + l_2'^3)}{8,5(l_1' + l_2')} = - \frac{7.07 \times (4.7^3 + 3.81^3)}{8,5 \times (4.7 + 3.81)} = -15.55 \text{ KN.m}$$

D'après l'utilisation de la méthode de **CAQUOT**, les résultats trouvés sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau IV-21: Calculs des efforts tranchants et des moments de la poutrelle type 4 à l'ELU.

q_u(KN/m)	7.07	7.07	
L(m)	4.7	3.81	
L'(m)	4.7	3.81	
Appui	1	2	3
L'w(m)	0	4.7	3.81
Le'(m)	4.7	3.81	0
Ma(KN.m)	0	-15.55	0
Travée	1-2		2-3
Mw(KN.m)	0		-15.55
Me(KN.m)	-15.55		0
Vw(m)	-13.30		-17.55
Ve(m)	19.93		9.19
X0(m)	1.89		2.48
Mt(KN.m)	12.51		6.23

- Diagrammes des efforts tranchants et moments fléchissant

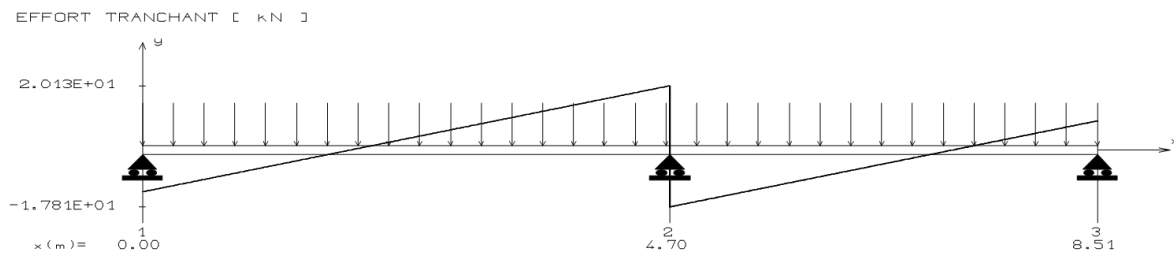


Figure IV.43: Diagramme des efforts tranchants à L'ELU

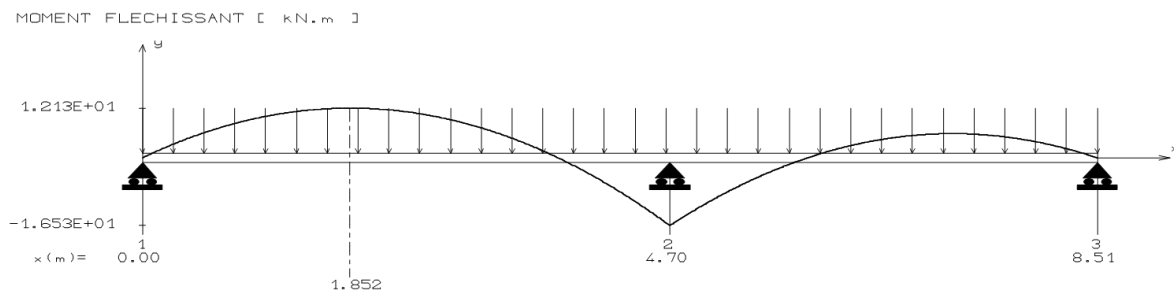


Figure IV.44: Diagramme des moments à L'ELU

- à L'ELS

- 2) Calcule des moments

- ❖ Moment sur appuis

$$L'_1 = L_1 = 4.7\text{m.}$$

$$L'_2 = L_2 = 3.81\text{m.}$$

$$M_1 = M_3 = 0$$

$$M_a = -\frac{q_w \times l_w'^3 + q_e \times l_e'^3}{8,5(l_1' + l_2')} \quad \text{Avec :} \quad \left\{ \begin{array}{l} q_w : \text{charge ultime réduite droite.} \\ q_e : \text{charge ultime réduite gauche.} \end{array} \right.$$

$$M_2 = -\frac{q_{u.\text{réduit}} (l_1'^3 + l_2'^3)}{8,5(l_1' + l_2')} = -\frac{5.06 \times (4.7^3 + 3.81^3)}{8,5 \times (4.7 + 3.81)} = -11.13 \text{ KN.m}$$

D'après l'utilisation de la méthode de **CAQUOT**, les résultats trouvés sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau IV-22: Calculs des efforts tranchants et des moments de la poutrelle type 3 à l'ELS.

Qs(KN/m)	5.06		5.06
L(m)	4.7		3.81
L'(m)	4.7		3.81
Appui	1	2	3
L'w(m)	0	4.7	3.81
Le'(m)	4.7	3.81	0
Ma(KN.m)	0	-11.13	0
Travée	1-2		2-3
Mw(KN.m)	0		-11.13
Me(KN.m)	-11.13		0
Vw(m)	-9.52		-12.56
Ve(m)	14.26		6.72
X0(m)	1.88		2.48
Mt(KN.m)	8.95		4.46

- Diagrammes des efforts tranchants et moments fléchissant

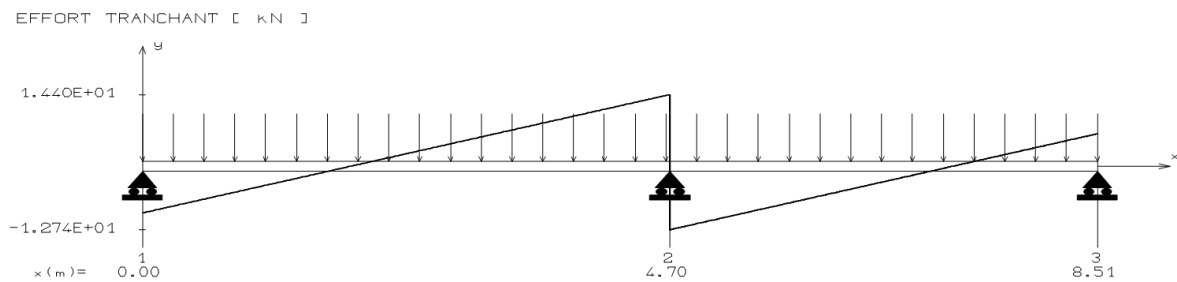


Figure IV.45: Diagramme des efforts tranchants à L'ELS.

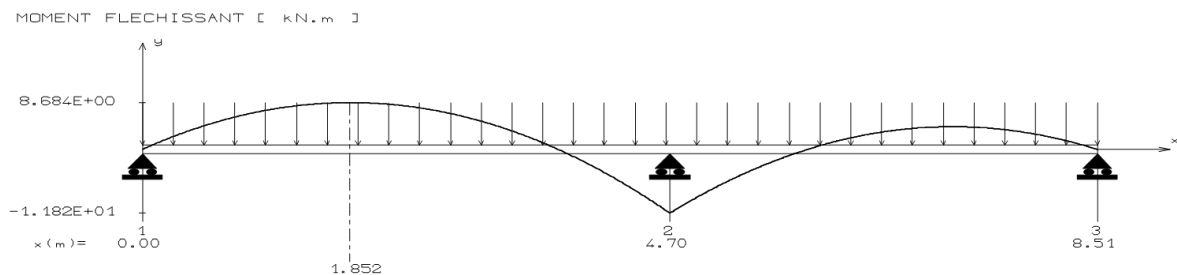
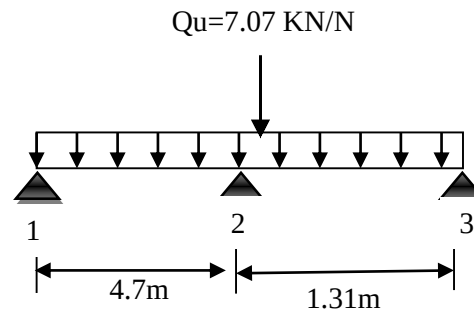


Figure IV.46: Diagramme des moments à L'ELS

5^{ème} type: (Poutrelle a 2 travée) :

à L'ELU $\Rightarrow q_u = 7.07 \text{ KN/m}$

à L'ELS $\Rightarrow q_s = 5.06 \text{ KN/m}$

♦ à L'ELU

1) Calcul des moments

❖ Moment sur appuis

$$L'_1 = L_1 = 4.7\text{m.}$$

$$L'_2 = L_2 = 1.31\text{m.}$$

$$M_1 = M_3 = 0$$

$$M_a = -\frac{q_w \times l_w'^3 + q_e \times l_e'^3}{8,5(l_w' + l_e')} \quad \text{Avec : } \begin{cases} q_w : \text{charge ultime réduite droite.} \\ q_e : \text{charge ultime réduite gauche.} \end{cases}$$

$$M_2 = -\frac{q_{u.\text{réduit}} (l_1'^3 + l_2'^3)}{8,5(l_1' + l_2')} = -\frac{7.07 \times (4.7^3 + 1.31^3)}{8,5 \times (4.7 + 1.31)} = -14.68 \text{ KN.m}$$

D'après l'utilisation de la méthode de **CAQUOT**, les résultats trouvés sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau IV-23: Calculs des efforts tranchants et des moments de la poutrelle type 5 à l'ELU.

qu(KN/m)	7.07		7.07
L(m)	4.7		1.31
L'(m)	4.7		1.31
Appui	1	2	3
L'_w(m)	0	4.7	1.31
L'_e(m)	4.7	1.31	0
M_a(KN.m)	0	-14.68	0
Travée	1-2		2-3
M_w(KN.m)	0		-14.68
M_e(KN.m)	-14.68		0
V_w(m)	-13.49		-15.84
V_e(m)	19.74		-6.5783
X₀(m)	1.90		2.24
M_t(KN.m)	12.87		3.06

- Diagrammes des efforts tranchants et moments fléchissant

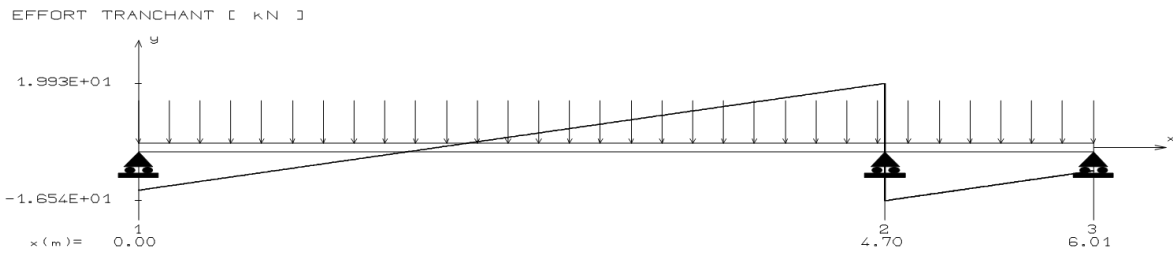


Figure IV.47: Diagramme des efforts tranchants à L'ELU

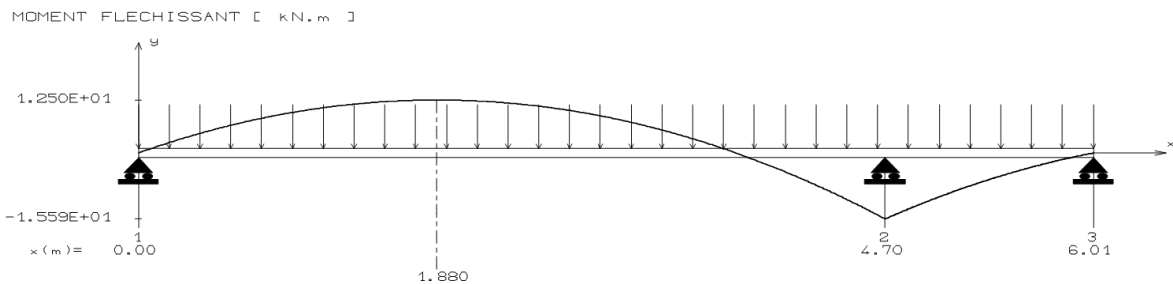


Figure IV.48: Diagramme des moments à L'ELU

- à L'ELS

- 2) Calcul des moments

- ❖ Moment sur appuis

$$L'_1 = L_1 = 4.7\text{m.}$$

$$L'_2 = L_2 = 1.31\text{m.}$$

$$M_1 = M_3 = 0$$

$$M_a = -\frac{q_w \times l_w'^3 + q_e \times l_e'^3}{8,5(l_w' + l_e')} \quad \text{Avec :} \quad \left\{ \begin{array}{l} q_w : \text{ charge ultime réduite droite.} \\ q_e : \text{ charge ultime réduite gauche.} \end{array} \right.$$

$$M_2 = -\frac{q_{u,\text{réduit}} (l_1'^3 + l_2'^3)}{8,5(l_1' + l_2')} = -\frac{5,06 \times (4,7^3 + 1,31^3)}{8,5 \times (4,7 + 1,31)} = -10,51 \text{ KN.m}$$

D'après l'utilisation de la méthode de **CAQUOT**, les résultats trouvés sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau IV-24: Calculs des efforts tranchants et des moments de la poutrelle type 5 à l'ELS.

Q _s (KN/m)	5.06		5.06
L(m)	4.7		1.31
L'(m)	4.7		1.31
Appui	1	2	3
L' _w (m)	0	4.7	1.31
L _e '(m)	4.7	1.31	0
M _a (KN.m)	0	-10.51	0
Travée	1-2		2-3
M _w (KN.m)	0		-10.51
M _e (KN.m)	-10.51		0
V _w (m)	-9.65		-11.34
V _e (m)	14.13		-4.74
X ₀ (m)	1.91		2.24
M _t (KN.m)	9.20		2.19

- Diagrammes des efforts tranchants et moments fléchissant

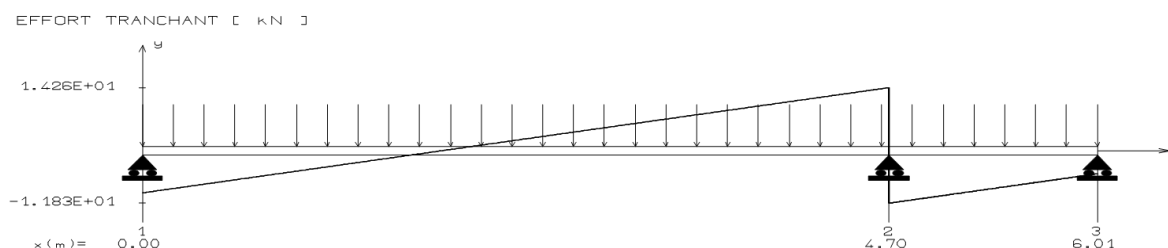


Figure IV.49: Diagramme des efforts tranchants à L'ELS

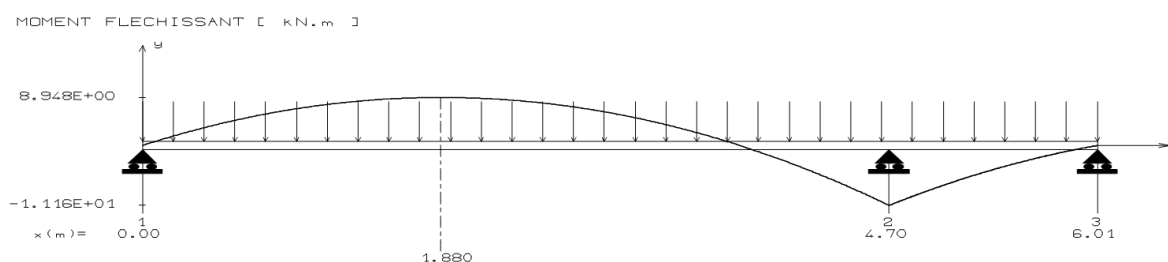


Figure IV.50: Diagramme des moments à L'ELS

IV.6.5.3 Ferrailage des plancher

Le calcul se fait à ELU en flexion simple, pour la poutrelle la plus sollicitée.

Le tableau ci-dessous résume les efforts maximaux en appuis et en travées.

à L'ELU				à L'ELS			
M_u^a(max) (KN.m)	M_u^t(max) (KN.m)	V_w(max) (KN)	V_e(max) (KN)	M_{ser}^a(max) (KN.m)	M_{ser}^t(max) (KN.m)	V_w(max) (KN)	V_e(max) (KN)
27.27	22.76	26.60	21.27	19.52	16.29	19.04	15.22

Problématique et note : nous avons une poutrelle qui a une travée de longueur 630cm, celle-là présente des efforts très importants d'où le ferrailage sera couteux et très compliqué pour les poutrelles y compris la flèche sera très importante.

Parmi la solution que nous proposons, rajouter une poutre de longueur 550cm et de section (30x40) cm² selon le sens porteur et perpendiculaire par rapport aux poutres secondaires (poutre sur poutre) et dans la zone où nous avons cette longueur, qui sera ancré dans les poutres secondaires, ceci peut renforcer cette longueur ce qui reflète une diminution significative efforts résumés dans les tableaux suivants :

à L'ELU après le chainage			
$M^a_{u(max)}$ (KN.m)	$M^t_{u(max)}$ (KN.m)	$V_W(max)$ (KN)	$V_e(max)$ (KN)
12.57	9.01	17.21	16.61

à L'ELS après le chainage			
$M^a_{ser(max)}$ (KN.m)	$M^t_{ser(max)}$ (KN.m)	$V_W(max)$ (KN)	$V_e(max)$ (KN)
9.00	6.45	12.31	11.88

❖ Calcul des armatures longitudinales :

◆ En travée :

Les calculs des armatures s'effectuent comme une poutre de section en T.

$b = 65\text{cm}$; $b_0 = 12\text{cm}$; $h = 21\text{cm}$; $h_0 = 5\text{cm}$; $d = 0.9h = 18.9\text{cm}$

• Le moment équilibré par la table de compression :

$$M^t_{u(max)} = 9.01 \text{ KN.m}$$

$$M_{tu} = b h_0 F_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \quad , \quad F_{bc} = \frac{0.85 F_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$M_{tu} = 14.2 \times 0.65 \times 0.05 \times \left(0.189 - \frac{0.05}{2} \right) 10^3 = 75.69 \text{ KN.m} \implies M_{tu} = 75.69 \text{ KN.m}$$

$M^t_u(max) \leq M_{tu} \implies$ L'axe neutre dans la table, une seule partie de la table est comprimée, et comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs, la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions ($b \times h$), $b = 65\text{cm}$ et $h = 21\text{cm}$

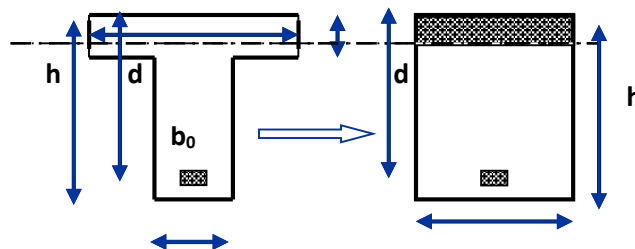
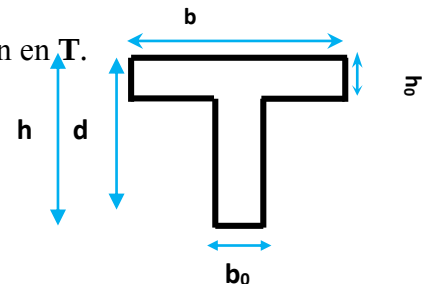


Figure IV.51: Coupe de Section Rectangulaire et Section en T

- Calcul de μ_{bu} :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b d^2 F_{bc}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{9.01 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.189^2 \times 14.2} = 0.027$$

$$\mu_{bu} = 0.069$$

- Calcul de μ_{lu} :

$$\mu_{lu} = [3440(\gamma) + 49(f_{c28}) - 3050] \cdot 10^{-4} \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{9.01}{6.45} = 1.397$$

$$\mu_{lu} = [3440(\gamma) + 49(f_{c28}) - 3050] \cdot 10^{-4} = 0.30$$

$$\mu_{bu} = 0.027 < \mu_{lu} = 0.30$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} \implies \text{(Pas d'armatures comprimées } A' = 0).$$

$$\mu_{bu} = 0.027 < 0.275 \implies \text{On utilise la méthode simplifiée.}$$

- Calcul de Z_b : $Z_b = d[1 - 0.6\mu_{bu}] = 0.189[1 - 0.6(0.027)] \implies Z_b = 0.186m$

- Calcul de A_{st} :

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{9.01 \times 10}{0.186 \times 348} = 1.39 \text{ cm}^2$$

On prend :

$3\text{HA}10 = 2.36 \text{ cm}^2$

- Les résultats du calcul des Sections d'Armatures en Travée

Type	M_u^t (max) [kN.m]	μ_{bu}	$A's$ [cm ²]	Z [cm]	A_{st} [cm ²]	Choix	A_s adopté [cm ²]
Résultats	9.01	0,027	0	18,6	1.39	3HA10	2.36

- ♦ En appui :

$$M_{u \max}^a = 12.57 \text{ KN.m}$$

La table entièrement tendue donc la section considérée pour le calcul est une section rectangulaire avec $d=18.9\text{cm}$ et $b=65\text{cm}$

- Calcul de μ_{bu} : $\mu_{bu} = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = \frac{12.57 \times 10^{-3}}{0.65 \times (0.189)^2 \times 14.2} = 0.038$ Avec : $\gamma = \frac{Mu}{M_{ser}} = \frac{12.57}{9.00} = 1.4$

- Calcul de μ_{lu} : $\mu_{lu} = [3440(1.397) + 49(25) - 3050] \cdot 10^{-4} = 0.30$

$$\mu_{bu} = 0.038 < \mu_{lu} = 0.30$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} \implies \text{(Pas d'armatures comprimées } A' = 0).$$

$\mu_{bu} = 0.038 < 0.275 \implies$ On utilise la méthode simplifiée

- Calcul de Z_b : $Z_b = d [1 - 0.6\mu_{bu}] = 0.189[1 - 0.6(0.038)] = 0.185 \text{ m} \implies Z_b = 0.185 \text{ m}$

- Calcul de A_{sa} : $A_{sa} = \frac{M_u}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{12.57 \times 10}{0.185 \times 348} = 1.95 \text{ cm}^2$ On prend : **2HA12 = 2.26 cm²**

- Les résultats du calcul des Sections d'Armatures en appui

Type	$M^a_u \text{ (max)}$ [kN.m]	μ_{bu}	$A's$ [cm ²]	Z [cm]	A_{sa} [cm ²]	Choix	A_s adopté [cm ²]
Résultats	12.57	0,038	0	18.5	1.95	2HA12	2.26

- Calcul des armatures transversales : (Art-A.7.1.22/BAEL99).

$$\phi_t \geq \min\left(\frac{h}{35}, \phi_l, \frac{b_0}{10}\right)$$

$$\phi_t \geq \min\left(\frac{21}{35}, 1, \frac{12}{10}\right)$$

$$\phi_t \geq 0.6 \text{ cm}$$

Nous prendrons $\emptyset = 6 \text{ mm}$; les armatures transversales sont : **2HA6** ($A = 0.57 \text{ cm}^2$).

$$\implies \boxed{\mathbf{2HA6 = 0.57 \text{ cm}^2}}$$

- Espacement des armatures transversales (S_t) : (Art-A.5.1.22/BAEL99).

$$S_t \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) = \min(17.01 \text{ cm}, 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 17.01 \text{ cm}$$

On prend: $\implies S_t = 15 \text{ cm}$

❖ Verifications:

♦ à L'ELU :

- Condition de non fragilité : (Art. A.4.2.2/BAEL99).

$$A_{\min} = 0.23b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 18.9 \frac{2.1}{400} = 0.274 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.274 \text{ cm}^2$$

$$A_{sa} = 2.26 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.274 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{c.v}$$

$$A_{st} = 2.36 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.274 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{c.v}$$

- ❖ Vérification de l'effort tranchant : (Art. A.5.1.1/BAEL99)

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u \leq \overline{\tau_u} \\ \overline{\tau_u} \leq \min\left(\frac{0.2 F_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) \\ \overline{\tau_u} \leq \min\left(\frac{0.2 \times 25}{1.5}, 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$V_u^{\max} = 17.21 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{17.21 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.189} = 0.76 \text{ MPa}$$

$$\text{FPP} \implies \bar{\tau} = \min(0.20 f_{cj} / \gamma_b; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.76 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \implies \text{C.V}$$

❖ **Vérification de l'adhérence aux appuis : (Art. A.6.1.31/BAEL99)**

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_s = \psi_s f_{t28} \quad \text{On a: } \tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 d \sum u_i}$$

$$\psi_s = 1.5 \text{ (acier Fe400, haute adhérence)}$$

$\bar{\tau}_s$: Contrainte d'adhérence.

τ_{se} : Contrainte d'adhérence.

$$\sum u_i = n \pi \phi : \text{Somme du périmètre utile des barres}$$

n: nombre des barres

ϕ : Diamètre des barres ($\phi = 12 \text{ mm}$)

$$\tau_{se} = \frac{17.21 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.189 \times 2 \pi \times (0.012)} = 1.34 \text{ MPa}$$

$$\text{Et on a: } \bar{\tau}_s = \psi_s f_{tj} = \psi_s f_{t28}$$

$$\bar{\tau}_s = 1.5(2.1) = 3.15 \text{ MPa} \implies \tau_{se} = 1.34 < \bar{\tau}_s = 3.15 \text{ MPa} \implies \text{C.V}$$

Donc Il n'est y a pas de risque d'entraînement des barres.

❖ **Ancrage des barres**

• **Ancrages rectilignes : (Art A.5.1, 22 /BAEL99)**

Les barres rectilignes de diamètre Φ et de limite d'élasticité f_e sont ancrées sur une longueur L_s dite longueur de scellement droit donnée par l'expression :

L_s : la longueur de scellement droit

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \psi^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm} \implies L_s = 50 \text{ cm.}$$

• **Ancrages courbe :**

L_a : la longueur d'encombrement.

$$L_a = 0.4 L_s = 20 \text{ cm} \implies L_a = 20 \text{ cm.}$$

Escapement:

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq (A_t f_e) / (0.4 b_0) = \frac{1.01 \times 100 \times 400}{120 \times 0.4} = 84.16 \text{ cm.} \implies S_t = 15 \text{ cm} \leq 84.16 \text{ cm} \implies \text{C.V.}$$

♦ **À L'ELS :**

Moments max :

Sur appuis : $M_{\text{ser}}^a = 19.52 \text{ KN.m}$

En travée : $M_{\text{ser}}^t = 16.29 \text{ KN.m}$

• **Effort tranchant :** $V_s = 19.04 \text{ KN.}$

Contrainte de compression dans le béton : La fissuration étant peu préjudiciable,

on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Contrainte maximale dans le béton comprimé ($\sigma_{bc} = KY$)

En travée : $M_{\text{ser}} = 6.45 \text{ KN.m}$; $b = 65 \text{ cm}$; $A_s = 2.36 \text{ cm}^2$; $A_s' = 0$; $d = 18.9 \text{ cm}$

♦ **En appuis:** $M_{\text{ser}} = 9.00 \text{ KN.m}$; $b = 65 \text{ cm}$; $A_s = 2.26 \text{ cm}^2$; $A_s' = 0$; $d = 18.9 \text{ cm}$.

• **Le tableau suivant récapitulé les résultats trouvés**

	Mser (KN.m)	As (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	K (N/mm ³)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Travée	6.45	2.36	1.13×10^4	6.45	5.7×10^{-2}	3.68	15	Vérifiée
Appui	9.00	2.26	1.06×10^4	6.17	8.49×10^{-2}	5.24	15	Vérifiée

❖ **Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures**

La fissuration est peu préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire pas de limitation de σ_s en service.

❖ **Vérification de la flèche :**

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0}$
- $\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

Avec : L : la portée entre nus d'appui.

M : moment maximum en travée.

M_0 : moment isostatique.

A_s : section d'armature tendue correspondante.

Si l'une de ces conditions n'est pas vérifiée on doit calculer la flèche et la vérifier avec la flèche admissible.

On a :

$$\frac{h}{l} = \frac{21}{470} = 0.057 \leq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{CNV} \implies \text{Donc le calcul de la flèche est indispensable.}$$

❖ **Calcul de la flèche :**
$$f = \frac{5 q_s L^4}{348 E I} \leq \bar{f}$$

Avec : $E = 111^3 \sqrt{f} c28 = 32,164.10^3 \text{ MPa}$

❖ **Aire de la section homogénéisée :** $B_0 = b h_0 + b_0 (h - h_0) + 15 A_s$

$$B_0 = (65 \times 5) + 12 \times (21 - 5) + 15(2.36) = 552.4 \text{ cm}^2$$

Moment statique : $S_{xx} = \frac{b_0 h_0^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 A_s d$

$$S_{xx} = \frac{12 \times (21)^2}{2} + (65 - 12) \times \frac{5^2}{2} + 15(2.36 \times 18.9) = 3977.56 \text{ cm}^3$$

❖ **Position du centre de gravité :** $y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{3977.56}{552.4} = 7.2 \text{ cm}$

$$y_2 = h - y_1 = 21 - 7.2 = 13.8 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} [y_1^3 + y_2^3] + (b - b_0) h_0 \left[\frac{h_0^2}{2} + (y_1 - \frac{h_0}{2})^2 \right] + 15 A_s (y_2 - c_1)^2$$

$$I_0 = \frac{5}{3} [7.2^3 + 13.8^3] + (65 - 12) 5 \left[\frac{5^2}{2} + (7.2 - \frac{5}{2})^2 \right] + 15 \times 2.36 (13.8 - 2)^2$$

$$I_0 = 4753.37 + 9166.35 + 4929.1 = 18848.82 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5 \times 5.06 \times (4.7)^4 \times 10^{-3}}{348 \times 32.164 \times 10^3 \times 18848.82 \times 10^{-8}} = 0.0058 \text{ m} = 0.58 \text{ cm}$$

On a : $\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{470}{500} = 0.94 \text{ cm}$ $f = 0.58 \text{ cm} < \bar{f} = 0.94 \text{ cm} \implies \text{CV}$

IV.6.5.4 Ferrailage du plancher

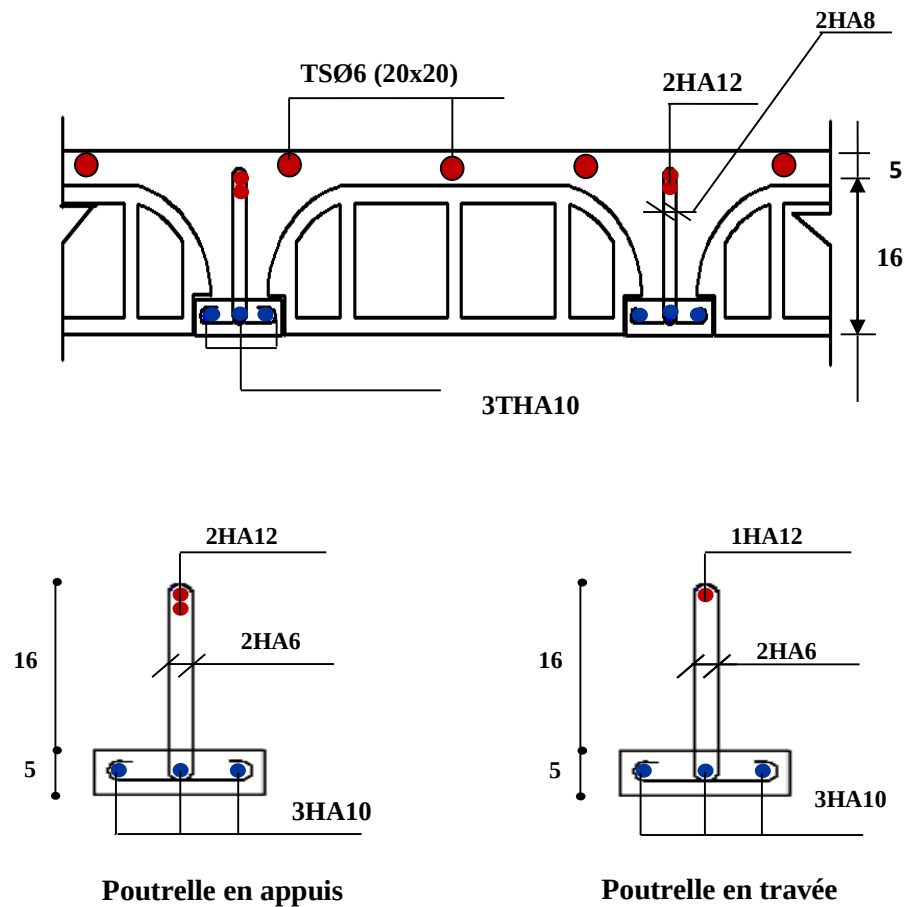


Figure IV.52: Ferrailage du plancher

IV.6.6 Etudes des dalles pleines

Une dalle pleine est un élément à contour généralement rectangulaire dont les appuis peuvent être continus (poutres, voiles ou murs maçonnés) ou ponctuels (poteaux).

La dalle est considérée comme totalement ou simplement appuyée et soumise à une charge uniformément répartie.

Dans notre cas on a une dalle à contour rectangulaire, et autres types à contour irrégulière, Le calcul de la dalle rectangulaire est fait selon la méthode exposée au BAEL (A.5.2,1).

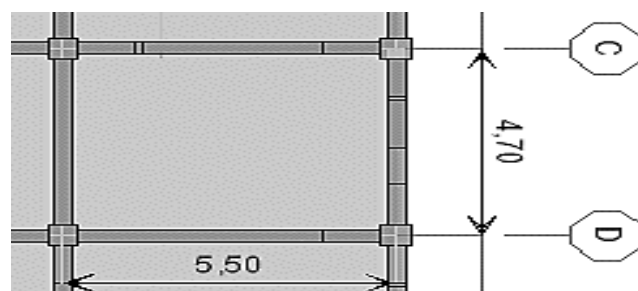


Figure IV.53: schéma montrant la géométrie des dalles

❖ Détermine les charges et surcharges

• Charges permanentes

Tableau IV-25: charge permanente de la dalle pleine.

Les éléments	L'épaisseur e [m]	Poids volumique [KN/m ³]	poids surfacique [KN/m ²]
Carrelage	0,02	20	0,40
Mortier De Pose	0,02	20	0,40
Lit De Sable	0,03	18	0,54
Dalle Pleine	0,15	25	3,75
Enduit En Plâtre	0,02	10	0,20
Cloisons Séparation	-	-	1,00
			G = 6,29

- **Surcharge d'exploitation:** $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$ (étage service, pour le cas le plus défavorable)

❖ Les sollicitations de calcul

Les sollicitations de calcul pour tous les panneaux des dalles sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau IV-26: sollicitations de calcul des dalles pleines

La dalles	G (kn/m ²)	Q (kn/m ²)	$qu=1.35G+1.5Q$ (kn /m ²)	$qs =G+Q$ (kn/m ²)
I	6.29	2.5	12.24	9.48

❖ Calcul de la charge totale:

$$P_G = 12,24 \times 4,7 \times 5,5 = 316,4 \text{ KN.}$$

$$P_Q = 9,48 \times 4,7 \times 5,5 = 245,06 \text{ KN.}$$

• Dalle rectangulaire :

Le ferrailage sera déterminé à partir des moments isostatiques au centre de la dalle M_x et M_y , correspondant respectivement aux sens L_x et L_y et évalués pour des bandes de 1 m de largeur.

Les portées L_x et L_y d'un « panneau » de dalle sont mesurées entre les nus des appuis :

-Si $0,40 \leq L_x/L_y \leq 1 \rightarrow$, la dalle est considérée comme portant dans deux directions.

-Si $\alpha < 0,40$ la dalle est considérée comme portant uniquement dans le sens de sa petite portée.

☞ Evaluation des moments :

Détermine les valeurs de M_1 et M_2 :

D'après les abaques (table de Pigeaud):

On à:

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4,7}{5,5} = 0,85 > 0,4 \quad \Longrightarrow \quad \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

On prend le tableau pour $\rho = 0,85$ et par itération on trouve : $M_1 = 0,0427$; $M_2 = 0,0297$

$$\begin{cases} M_{ox} = p (M_1 + \nu M_2) \\ M_{oy} = p (M_2 + \nu M_1) \end{cases} \quad \Longrightarrow \quad \text{Avec: } \nu = 0$$

Donc :

$$M_{ox} = p \cdot M1 = 316.40 \times 0.0427 = 13.51 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = p \cdot M2 = 316.40 \times 0.0297 = 9.39 \text{ KN.m}$$

☞ **Evaluation de l'effort tranchant :**

La valeur de l'effort tranchant par unité de longueur sur le contour de la dalle, est évaluée pour :
Les charges sont uniformément réparties.

$$V_{ox} = \frac{P}{2L_y + L_x} = \frac{316.4}{2(5.5) + 4.7} = 20.15 \text{ KN}$$

$$V_{oy} = \frac{P}{3L_y} = \frac{316.4}{3(5.5)} = 19.17 \text{ KN}$$

IV.6.6.1 Ferrailage des dalles pleines

♦ **à l'ELU**

- **Diamètre des barres d'armatures (BAEL A.7.2,1):**

$$\Phi \leq \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm.}$$

On prend: $\Phi = 8 \text{ mm}$

- Calcul d_x et d_y :

$$d_x = h - c - \frac{\Phi}{2} = 15 - 2 - \frac{0.8}{2} = 12.6 \text{ cm} \quad d_y = d_x - \Phi = 12.6 - 0.8 = 11.8 \text{ cm}$$

Sens x - x :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ox}}{b \cdot d_x^2 \cdot f_{bu}} = \frac{13.51 \times 10^5}{100 \times (12.6)^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.059$$

$$\alpha_l = \frac{\varepsilon_{bc}}{\varepsilon_{bc} + (\varepsilon_l \times 1000)} = \frac{3.5}{3.5 + (1.74)} = 0.668$$

$$\mu_l = 0.80 \alpha_l (1 - 0.4 \alpha_l) = 0.80 \times 0.668 [1 - (0.4 \times 0.668)] = 0.392$$

$$\mu_{bu} = 0.059 < \mu_l = 0.392 \implies (A'_x = 0)$$

$$\alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.059)}) = 0.08$$

$$Z_u = d_x (1 - 0.4 \alpha_u) = 12.6 [1 - 0.4(0.08)] = 12.19 \text{ cm.}$$

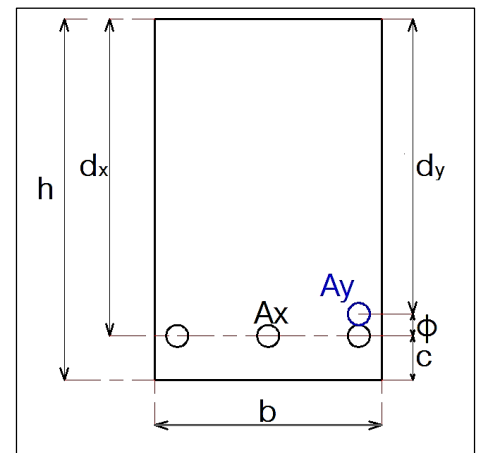
- **Calcul la section théorique d'acier:**

$$A_x = \frac{M_{ox}}{Z_u \cdot \sigma_{su}} = \frac{M_{ox}}{Z_u \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{13.51 \times 10^3}{12.19 \times \frac{400}{1.15}} = 3.19 \text{ cm}^2$$

- **La section d'armature réelle:** On adopte: $A_x = 4.52 \text{ cm}^2 \implies 4\text{HA}12$
- **La section minimale d'armatures (BAEL B.7.4):**

$$A_{x_{\min}} = 0.0008 \frac{3-\rho}{2} b h = 0.0008 \frac{3-0.85}{2} \times 100 \times 15 = 1.29 \text{ cm}^2$$

$$A_{x_{\min}} = 1.29 \text{ cm}^2 < A_x = 4.52 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$



- **L'écartement minimal des barres (BAEL A.8.2,42):** La direction la moins sollicitée (cas d'une charge répartie): $S_t \leq \min(4h ; 45\text{cm}) = \min(60 ; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$

On adopte: $S_t = 25\text{cm}$

Sens y – y :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{oy}}{b d_y^2 f_{bu}} = \frac{9,39 \times 10^5}{100 \times (11,8)^2 \times 14,2 \times 10^2} = 0,047$$

$$\alpha_l = \frac{\varepsilon_{bc}}{\varepsilon_{bc} + (\varepsilon_l \times 1000)} = \frac{3,5}{3,5 + (1,74)} = 0,668$$

$$\mu_l = 0,80\alpha_l(1 - 0,4\alpha_l) = 0,80 \times 0,668[1 - (0,4 \times 0,668)] = 0,392$$

$$\mu_{bu} = 0,047 < \mu_l = 0,392 \implies (A'_x = 0)$$

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2(0,047)}) = 0,06$$

$$Z_u = d_y(1 - 0,4\alpha_u) = 11,8[1 - 0,4(0,06)] = 11,52\text{cm}$$

- **Calcul la section théorique d'acier:** $A_s = \frac{M_{oy}}{Z_u \cdot \sigma_{su}} = \frac{M_{oy}}{Z_u \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{9,39 \times 10^3}{11,52 \times \frac{400}{1,15}} = 2,34\text{cm}^2$

- La section d'armature réelle: On adopte: **$A_s = 4,52\text{cm}^2 \implies 4\text{HA}12$**

- La section minimale d'armatures:

$$A_{y_{\min}} = 0,0008 b h = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,2\text{cm}^2$$

$$A_{y_{\min}} = 1,2\text{cm}^2 < A_y = 4,52\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

- **L'écartement minimal des barres (BAEL A.8.2,42):** La direction la moins sollicitée (cas d'une charge répartie) $S_t \leq \min(3h ; 33\text{cm}) = \min(45 ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$.

On adopte: $S_t = 25\text{cm}$.

❖ **Vérification à l'ELU:**

- **Vérification a l'effort tranchant**

Dalle réalisée sans reprise de bétonnage, on doit alors vérifier que:

$$\tau_u = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \frac{25}{1,5} = 1,17\text{MPa}$$

$$\tau_u = 1,17\text{MPa} < \overline{\tau_u} = 3,33\text{MPa} \dots \dots \text{CV}$$

❖ **Vérification à l'ELS**

$$\text{Combinaison d'action: } q_u = G + Q = 6,29 + 2,5 = 8,79\text{KN/m}^2$$

$$\text{Calcul de la charge totale: } P = 8,79 \times 4,7 \times 5,5 = 227,22\text{KN}$$

$$\text{Calcul des sollicitations: } M_1 = 0,0427; M_2 = 0,0297; v = 0$$

Donc:

$$M_{ox} = (M_1) P = (0,0427) 227,22 = 9,70\text{KN.m}$$

$$M_{oy} = (M_2) P = (0,0297) 227,22 = 6,75\text{KN.m}$$

- **Détermine la position de l'axe neutre**

$$\frac{by^2}{2} + nA'_s(y - d') - nA_s(d - y) = 0 \quad \text{tel que: } A'_s = 0 ; n = 15$$

$$\frac{100y^2}{2} - 15 \times 4.52 (12,6 - y) = 0$$

$$50y^2 + 67.8y - 854.28 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 418.78$$

$$y = 3,51 \text{ cm}$$

- **Détermine le moment d'inertie de la section homogène:**

$$I = \frac{by^3}{3} + nA'_s(y - d')^2 + nA_s(d - y)^2 = \frac{100(3.51)^3}{3} + 15 \times 4.52 (12,6 - 3.51)^2 = 7043.63 \text{ cm}^4$$

- ❖ **Vérification de la contrainte de compression du béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{9,70}{7043.63} \times 3.51 \times 10^3 = 4,83 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,83 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

- ❖ **Vérification de la contrainte de traction de l'acier**

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{9,70}{7043.63} (12,6 - 3,51) \times 10^3 = 187.77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 187,77 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa (F.P.P.)} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

- **Calcul des déformations**

$$\text{Combinaison d'action: } q_{ser} = G + Q = 6,29 + 2,5 = 8,79 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Calcul de la charge totale: } P = 8,79 \times 4.7 \times 5.5 = 227.22 \text{ KN.}$$

Calcul des sollicitations:

$$M_{ox} = (M_1 + \nu M_2) P = (0.0427 + 0,2(0.0297)) 227,22 = 11,05 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = (M_2 + \nu M_1) P = (0.0297 + 0,2(0.0427)) 227,22 = 8,69 \text{ KN.m}$$

- ❖ **Vérification de la flèche (BAEL B.7.5)**

$$\frac{A_s}{b_0 d} = \frac{4,52}{100 \times 12,6} = 0,003 < \frac{2}{f_e} = 0,005 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\frac{h}{l_x} = \frac{15}{200} = 0,075 > f \frac{M_t}{20 M_0} = \frac{0,75 \times 11,05}{20 \times 11,05} = 0,037 \dots\dots\dots \text{CV}$$

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

IV.6.6.2 Schéma de ferrailage des dalles pleines

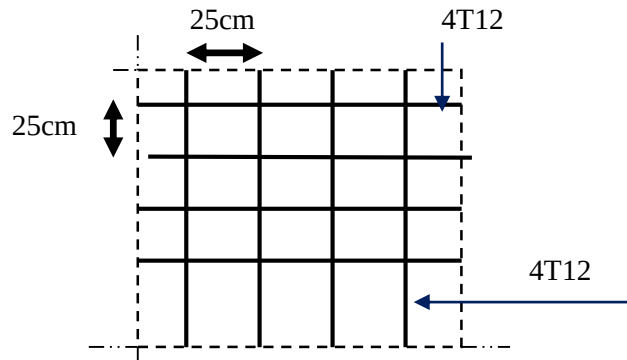


Figure IV.54. Schéma de ferrailage de la dalle pleines.

IV.6.7 Etude de la salle des machines

L'ascenseur est un appareil destiné à faire monter ou descendre verticalement (des personnes ou des chargements) aux différents étages d'un bâtiment.

Il se constitue d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale dans l'ascenseur uni d'un dispositif mécanique permettant le déplacement de la cabine.

Notre bâtiment comprend une seule cage d'ascenseur dont la vitesse d'entraînement.

$V = 1\text{m/s}$. La surface de la cabine est de $(1.20 \times 1.50) \text{ m}^2$.

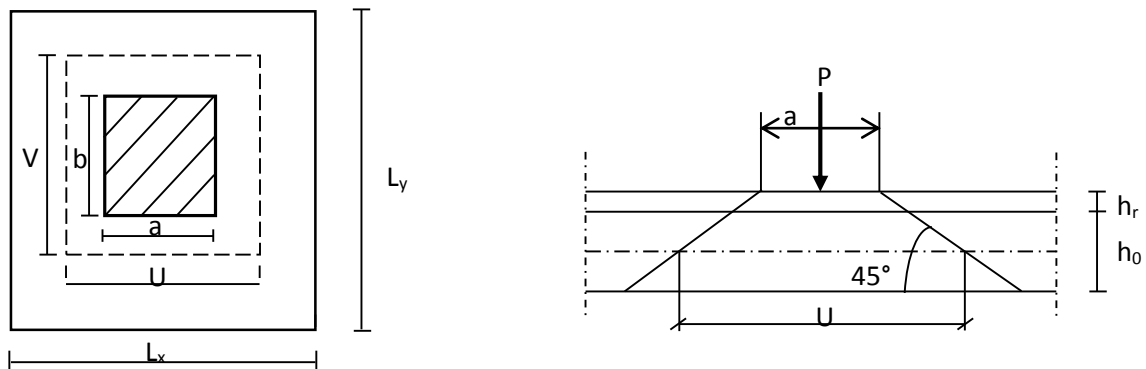


Figure IV.55: Répartition de la charge localisée sur la dalle

- Dimensionnement de la dalle :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.20}{1.50} = 0.8 > 0.4 \quad \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

- ♦ Pour un panneau isolé : $h_t > \frac{L_x}{30} = \frac{120}{30} = 4 \text{ cm}$

Le R.P.A impose que $h_{\min} = 12 \text{ cm}$, donc on prend : $h_t = 15 \text{ cm}$

La dalle encastrée sur quatre côtés, elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permettent d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge centrée.

Avec :

$$\begin{cases} h_0 : \text{Epaisseur de la dalle } (h_0 = 15 \text{ cm}) \\ h_r : \text{Epaisseur du revêtement } (h_r = 5 \text{ cm}) \\ p : \text{la charge concentrée} \\ k = 1, \text{ car les revêtements est aussi solide que le béton.} \\ a = b = 80 \text{ cm} \\ v : \text{coefficient de poisson} \end{cases}$$

$$\text{On aura: } \begin{cases} U = a + 2k \cdot h_r + h_0 = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm} \\ V = b + 2k \cdot h_r + h_0 = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm} \end{cases} \implies U = V = 105 \text{ cm}$$

❖ **Calcul des sollicitations :**

♦ **À L'ELU : ($v=0$)**

La charge ponctuelle de la dalle : **90 KN/m² (1X1) m² = 90 KN (poids du moteur)**

$$q_u = 1,35 \times 90 = \mathbf{121.5 \text{ KN}}$$

Dalle en béton armé : $G = (25 \times 0.15 + 22 \times 0.05) = 4.85 \text{ KN/m}$

$$Q = 1 \text{ KN.}$$

$$q_u = (1.35 \times 4.85 + 1.5 \times 1) = \mathbf{8.05 \text{ KN/m.}}$$

♦ **À L'ELS : ($v=0.2$)**

Dalle en béton armé : $q_{\text{ser}} = (4.85 + 1) = 5.85 \text{ KN.}$

Combinaison	Charge répartie (KN/m ²)	Charge concentrée (KN)
ELU	8.05	121.5
ELS	5.85	90

• **Principe de calcul :**

a) **Calcul des moments dus au poids propre de la dalle M_{x2} et M_{y2} (charges réparties):**

Les moments fléchissant développés au centre du panneau ont pour expression :

$$\begin{cases} M_{x1} = \mu_x \cdot q_u L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y M_{x1} \end{cases}$$

$$\text{Avec: coefficient de poisson } \begin{cases} v = 0,2 \implies \text{à L'ELS} \\ v = 0 \implies \text{à L'ELU} \end{cases}$$

b) **Calcul des moments dus à la charge concentrée :**

$$M_1, M_2 : \text{coefficients données en fonction de } \left(\alpha, \frac{U}{L_x}, \frac{U}{L_y} \right).$$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_u \cdot M_1 \\ M_{y2} = q_u \cdot M_2 \end{cases}$$

♦ À L'ELU : ($v=0$)

a) Calcul des moments dus au poids propre de la dalle M_{x2} et M_{y2} (charges réparties):

$$\begin{cases} M_{x1} = \mu_x \cdot q_u L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y M_{x1} \end{cases} \implies \text{Avec: } v=0$$

Pour: $\alpha = 0.8$

$$\text{D'après le BAEL : } \alpha = 0,8 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0561 \\ \mu_y = 0,5959 \end{cases}$$

$$M_{x1} = 0.0561 \times 8.05 \times (1.20)^2 = 0.650 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0.5959 \times 0.650 = 0.387 \text{ KN.m}$$

b) Calcul de M_{x1} ; M_{y1} : dus à la charge concentrée :

$$\begin{cases} v = \frac{L_x}{L_x} = \frac{120}{150} = 0.8 \\ \frac{U}{L_x} = \frac{105}{120} = 0.87 \\ \frac{U}{L_y} = \frac{105}{150} = 0.7 \end{cases}$$

On prend le tableau pour $\alpha = 0.8$ et par itération on trouve : $M_1 = 0.065$; $M_2 = 0.042$

$$\begin{cases} M_{x1} = q (M_1 + v M_2) \\ M_{y2} = q (M_2 + v M_1) \end{cases} \implies \text{Avec: } v=0$$

Donc :

$$M_{x1} = q_u \cdot M_1 = 121.5 \times 0.065 = 7.897 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = q_u \cdot M_2 = 121.5 \times 0.042 = 5.103 \text{ KN.m.}$$

Superposition des moments :

$$M_{ox} = M_{x1} + M_{x2} = 0.650 + 7.897 = 8.547 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = M_{y1} + M_{y2} = 0.387 + 5.103 = 5.49 \text{ KN.m}$$

Afin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront multipliés par le coefficient **0,85** en travée et **0,3** aux appuis.

$$\begin{cases} M_{X \text{ app}} = -0,30 M_x \implies M_{Y \text{ app}} = -0,30 M_y \\ M_{X \text{ tra}} = 0,85 M_x \implies M_{Y \text{ tra}} = 0,85 M_y \end{cases}$$

Les résultats trouvés sont donnés dans le tableau suivant :

	Sens	Zone	Moments(KN.m)
ELU	X-X	sur appuis	2.56
		En travée	7.26
	Y-Y	sur appuis	1.65
		En travée	4.67

♦ À L'ELS : ($\nu=0.2$)

a) Calcul des moments dus au poids propre de la dalle M_{x2} et M_{y2} (charges réparties):

$$\begin{cases} M_{x1} = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y M_{x1} \end{cases} \implies \text{Avec: } \nu=0.2$$

Pour: $\alpha = 0.8$

D'après le BAEL : $\alpha = 0.8 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0686 \\ \mu_y = 0.7111 \end{cases}$

$$M_{ox1} = 0.0686 \times 5.85 \times (1.20)^2 = 0.578 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy2} = 0.7111 \times 0.578 = 0.411 \text{ KN.m}$$

b) Calcul de M_{x1} ; M_{y1} : dus à la charge concentrée :

$$\begin{cases} \nu = \frac{Lx}{Lx} = \frac{120}{150} = 0.8 \\ \frac{U}{Lx} = \frac{105}{120} = 0.87 \\ \frac{U}{Ly} = \frac{105}{150} = 0.7 \end{cases}$$

On prend le tableau pour $\alpha = 0.8$ et par itération on trouve : $M_1 = 0.065$; $M_2 = 0.042$

$$\begin{cases} M_{x1} = q (M_1 + \nu M_2) \\ M_{y2} = q (M_2 + \nu M_1) \end{cases} \implies \text{Avec: } \nu=0.2$$

Donc :

$$M_{x1} = q_s \cdot (M_1 + \nu M_2) = 90 \times (0.065 + 0.2 \times 0.042) = 6.606 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = q_s \cdot (M_2 + \nu M_1) = 90 \times (0.042 + 0.2 \times 0.065) = 4.95 \text{ KN.m}$$

Superposition des moments :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 0.575 + 6.606 = 7.181 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 0.411 + 4.95 = 5.361 \text{ KN.m}$$

Afin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront multipliés par le coefficient **0,85** en travée et **0,3** aux appuis.

$$M_{X \text{ app}} = -0.30 M_x \implies M_{Y \text{ app}} = -0.30 M_y$$

$$M_{X \text{ tra}} = 0.85 M_x \implies M_{Y \text{ tra}} = 0.85 M_y$$

	Sens	Zone	Moments(KN.m)
ELS	X-X	sur appuis	2.15
		En travée	6.10
	Y-Y	sur appuis	1.61
		En travée	4.56

❖ Diagrammes des moments

♦ À L'ELU :

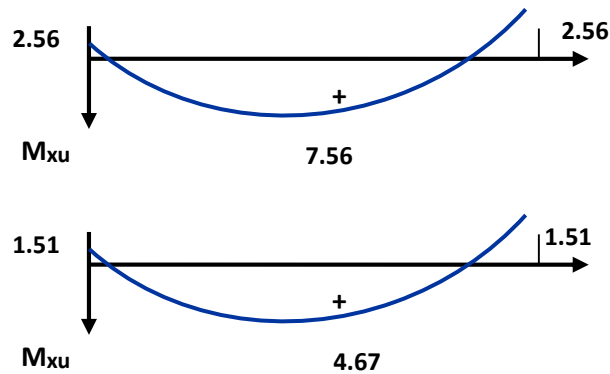


Figure IV.56: Diagrammes des moments à L'ELU

À L'ELS :

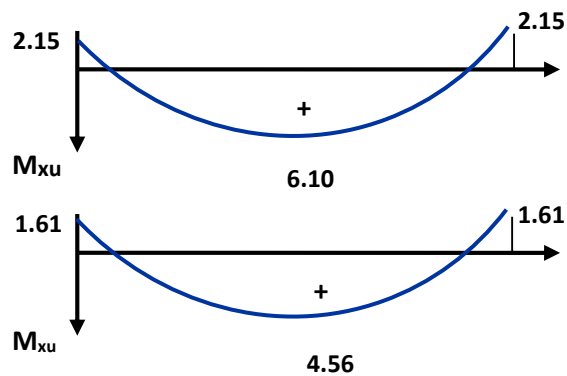


Figure IV.57: Diagrammes des moments à L'ELS.

IV.6.7.1 Ferrailage des de la salle des machines

• Calcul des armatures en flexion simple

Le calcul se fera à L'ELU pour une bande de 1m.

$H = 15\text{cm}$; $b = 100\text{cm}$; $d = 13\text{cm}$; $\gamma_b = 1.5$; $\gamma_s = 1.15$; FeE400. $F_{ed} = 348\text{ MPa}$;

$f_{c28} = 25\text{ MPa}$; $f_{t28} = 2.1\text{ MPa}$; $F_{bu} = 14.20\text{ MPa}$. $A' = 0$

❖ **Ferraillage dans le sens x-x :** (Fissuration peu préjudiciable).

Aux appuis $\Longrightarrow M_a = 2.56 \text{ kN.m}$

En travée : $\Longrightarrow M_t = 7.26 \text{ kN.m}$

• **Les résultats sont groupés dans le tableau suivant**

position	M (KN.m)	U _{bu}	γ	ulu	Z _b (cm)	A _S (calculer) (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	Choix	S _t (cm)
appuis	2.56	0.0107	0.013	0.186	12.93	0.57	1.32	2.01	4HA8	25
travée	7.26	0.0302	0.038	0.186	12.80	1.63	1.32	2.01	4HA8	25

❖ **Ferraillage dans le sens y-y :**

Aux appuis $\Longrightarrow M_a = 1.65 \text{ KN.m}$

En travée : $\Longrightarrow M_t = 4.67 \text{ KN.m}$

• **Les résultats sont groupés dans le tableau suivant**

Position	M _u (K N.m)	U _{bu}	Γ	ulu	Z _b (cm)	A _S (calculer) (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	Choix	S _t (cm)
appuis	1.65	0.0069	0.0086	0.186	12.95	0.37	1.32	2.01	4HA8	25
Travée	4.67	0.0194	0.024	0.186	12.87	1.04	1.32	2.01	4HA8	25

❖ **Vérifications :**

• **Vérification de la condition de non fragilité : (Art : A.4.2.1.BAEL91)**

$$A_{min} = \delta_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3 - \alpha}{2} \rightarrow \text{Avec } \rho_0 = 0,8 \text{ ‰}$$

$$\text{Avec : } \delta_0 = 0,0008 \text{ pour } FeE400 \text{ et } \alpha = \frac{l_x}{l_y}$$

$$A_{min} = 0,0008 \times 100 \times 15 \times \frac{3 - 0,8}{2} = 1,32 \text{ cm}^2 / ml$$

$$A_{st} \geq \rho_0 \times b \times \frac{h_t}{2} \left(3 - \frac{l_x}{l_y} \right) \quad \text{avec } \rho_0 : \text{taux d'armatures dans chaque direction ; } \rho_0 = 0,8 \text{ ‰}$$

$$A_{st} \geq 0,0008 \times 100 \times \frac{15}{2} \left(3 - \frac{120}{150} \right) = 1,32 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Aux appuis : } A_{ua} = 2,01 \text{ cm}^2/ml > A_{min} = 1,32 \text{ cm}^2/ml \Longrightarrow \text{C.V} \\ \text{En travées : } A_{ut} = 2,01 \text{ cm}^2/ml > A_{min} = 1,32 \text{ cm}^2/ml \Longrightarrow \text{C.V} \\ \text{Aux appuis : } A_{ua} = 2,01 \text{ cm}^2/ml > A_{min} = 1,32 \text{ cm}^2/ml \Longrightarrow \text{C.V} \\ \text{En travées : } A_{ut} = 2,01 \text{ cm}^2/ml > A_{min} = 1,32 \text{ cm}^2/ml \Longrightarrow \text{C.V} \end{array} \right.$$

• **Vérification des diamètres maximaux des barres:**

$$\text{On doit vérifier que : } \phi_{max} \leq \frac{h}{10}$$

$$\phi_{\max} = 10 \text{ mm} \leq \frac{150}{10} = 15 \text{ mm} \implies \text{C.V}$$

• **Ecartement des barres :**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne peut excéder la plus faible des deux valeurs suivantes en région centrale.

$$\text{Armatures } A_x // L_x : S_t = 25 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \implies \text{C.V}$$

$$\text{Armatures } A_y // L_y : S_t = 25 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \implies \text{C.V}$$

• **Vérification au poinçonnement: (BAEL91/Art : A.5.2.42)**

$$q_u \leq 0,045 \times \mu_i \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

q_u : La charge de calcul à L'ELU

h : Epaisseur totale de la dalle

μ_i : Périmètre du rectangle d'impact au niveau de la feuille moyenne de la dalle.

$$\mu_i = 2(U + V) = 2(1,05 + 1,05) = 4,20 \text{ m}$$

$$q_u = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN}$$

$$q_u < \frac{0,045 \times 4,20 \times 0,15 \times 25,10^3}{1,5} = 472,50 \text{ KN} \implies \text{C.V}$$

• **Vérification de la contrainte tangentielle :**

$$U=V \implies V = \frac{q_u}{2u+v} = \frac{121,5}{2 \times 1,05 + 1,05} = 28,93 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{28,93 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,222 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa}.$$

On remarque que $\tau = 0,222 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$

• **Vérification de compression dans le béton ELS : (La fissuration est peu nuisible)**

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Contrainte maximale dans le béton comprimé ($\sigma_{bc} = k.y$).

Le tableau suivant récapitulé les résultats trouvés

Sens XX	Zone	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	I (cm ⁴)	y (cm)	K (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obser
	Appui	2.15	2.01	4280.10	3.68	50.23	1.85	15	C.V
	Travée	6.10	2.01	4280.10	3.68	142.52	5.24	15	C.V

Sens YY	Zone	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	I (cm ⁴)	y (cm)	K (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obser
	Appui	1.61	2.01	4280.10	3.68	37.61	1.38	15	C.V
	Travée	4.56	2.01	4280.10	3.68	106.5	3.92	15	C.V

IV.6.7.2 Schéma de ferrailage des de la salle des machines

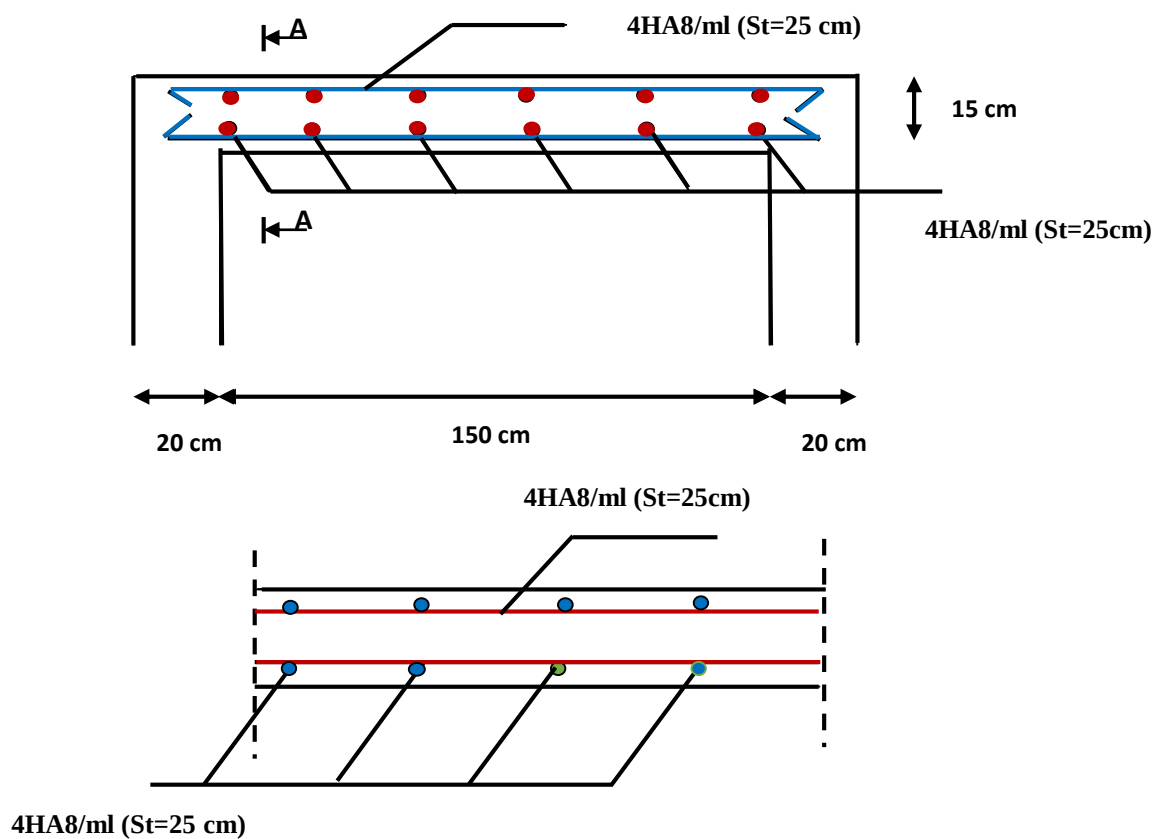


Figure IV.58: Ferrailage de la dalle du local machine

IV.7 Etude dynamique et sismique

IV.7.1 Etude dynamique

L'étude dynamique consiste à déterminer les réponses de la structure sous les charges sismiques.

A l'aide de cette étude nous pouvons connaître le comportement de la structure vis-à-vis l'excitation sismique.

Toutes les structures sont susceptibles d'être soumises pendant leur durée de vie à des chargements variables dans le temps. Ces actions peuvent être dues au vent, séisme ou aux vibrations des machines, ce qui signifie que le calcul sous l'effet des chargements statiques paraît insuffisant, d'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques d'une structure afin de prévoir son comportement (déplacement, effort et période.....) sous l'effet du séisme.

Le but est en premier lieu d'éviter les pertes humaines, mais aussi d'éviter une catastrophe technologique que des dégâts incontrôlés risqueraient de provoquer, en maintenant la stabilité, l'intégrité ou la fonctionnalité d'installation sensible, stratégique ou potentiellement dangereuse. Dans tous les cas, la meilleure façon d'envisager des constructions parasismiques consiste à formuler des critères à la fois économiquement justifiés et techniquement cohérents.

IV.7.2 Objectif de l'étude dynamique

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ces vibrations libres non- amorties.

L'étude dynamique d'une structure, telle qu'elle se présente, est souvent très complexe, c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettront de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

IV.7.3 Modélisation de la structure

Lors d'une analyse dynamique d'une structure, il est indispensable de trouver la modélisation adéquate de cette dernière. Le bâtiment étudié présente des irrégularités dans son plan.

L'analyse se fera à l'aide du logiciel ETABS 9.7

IV.7.4 Présentation du logiciel ETABS

ETABS « Extended 3D Analysis of Building Systems » est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments.

De plus, de par sa spécificité pour le calcul des bâtiments, **ETABS** offre un avantage certain par rapport aux codes de calcul à utilisation plus étendue.

De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau. etc). Il permet également le transfert de données avec d'autres logiciels (AUTOCAD).

IV.7.5 Présentation de la vue en plan et en 3D :

- **Présentation de la vue en 3D :**

La modalisation de notre structure à partir de logiciel **ETABS 9.7** nous a donné la vue en 3D suivante :

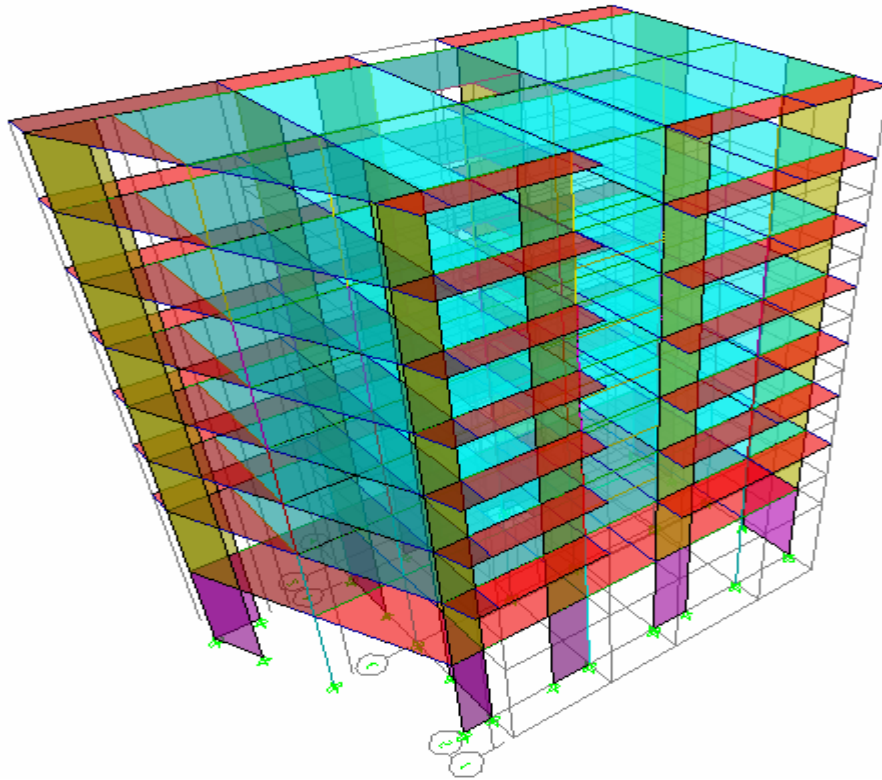


Figure IV.59: Vue en 3D

- **Présentation de la vue en plan :**

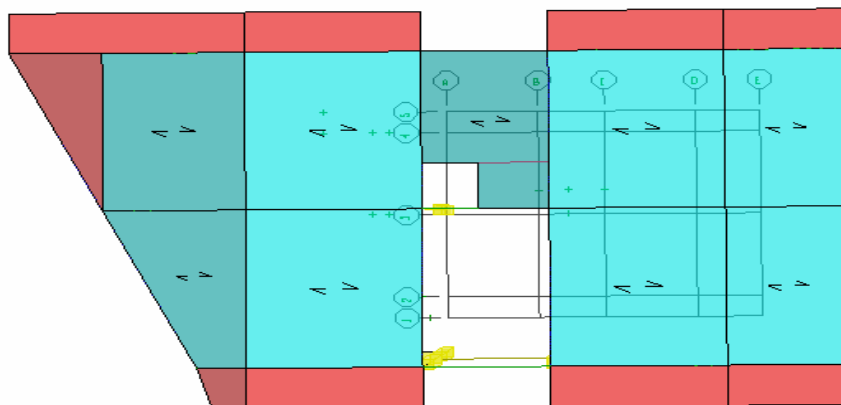


Figure IV.60: Vue en plan

IV.7.6 Disposition des voiles

• Choix de la disposition des voiles

Dans cette partie, nous allons aborder l'analyse du comportement dynamique de plusieurs variantes cela afin d'aboutir à une meilleure conception parasismique, dans ce volet, nous serons ramenées à comparer les périodes propres des différentes variantes aux valeurs obtenues en appliquant les formules empiriques du **(RPA99/V2003)**.

En premier lieu, le choix d'une variante est basé sur le fait d'avoir des mouvements de translations pour le premier et deuxième mode et pour le troisième mode un mouvement de torsion avec un faible coefficient de participation modale. Lors de la recherche d'une meilleure disposition de voiles, nous essayons au mieux de diminuer la distance entre le centre de masses et de rigidité cela afin d'avoir un moment de torsion, dû à l'action horizontale qui peu sollicité la structure, le plus faible possible.

La disposition des voiles doit satisfaire certaines conditions:

- Le nombre doit être suffisamment important pour assurer une rigidité suffisante tout en restant dans le domaine économique.
- Assurer une excentricité minimale.
- Répartition homogène de masses et de rigidité

• La disposition des voiles la plus fiable pour notre structure

La disposition des voiles adoptée est indiquée dans la figure 4.9. Dans ce qui suit, nous donnons une représentation détaillée des résultats de calcul de la variante que nous avons jugé la mieux adaptée pour reprendre l'action sismique qui peut solliciter notre ouvrage.

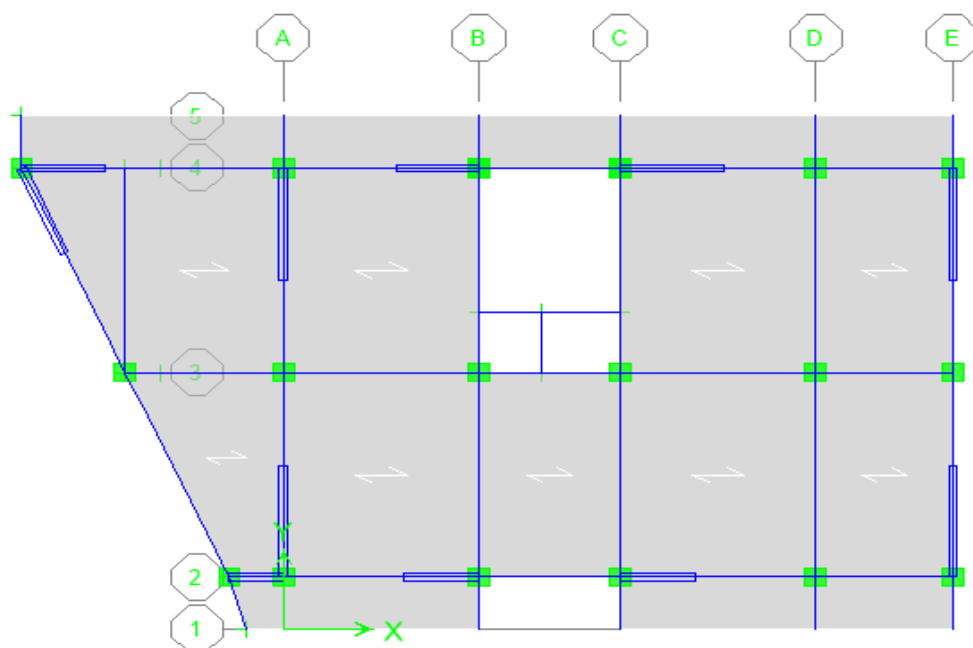


Figure IV.61: Disposition des voiles (vue en plan)

- **Centres de masse et inerties des différents niveaux**

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure.

Les coordonnées du centre de masse sont données par :

$$X_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i X_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i} \quad Y_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i Y_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i}$$

Avec :

M_i : est la masse de l'élément " i".

$$\begin{cases} X_{Gi} \\ Y_{Gi} \end{cases} \quad \text{Les coordonnées de CDG de l'élément i par rapport au repère global}$$

- **Excentricité théorique :**

$$\begin{cases} e_x = |X_{CM} - X_{CR}| \\ e_y = |Y_{CM} - Y_{CR}| \end{cases}$$

- **Excentricité accidentelle :**

L'excentricité exigée par l'RPA (art4.2.7) est égale à 5% de la plus grande dimension en plan du bâtiment

$$e_a = \max \begin{cases} e_{ax} = 5\% L_x \\ e_{ay} = 5\% L_y \end{cases} \quad \text{Avec :} \quad \begin{cases} L_x = 22,80 \text{ m} \\ L_y = 13,80 \text{ m} \end{cases}$$

Tableau IV-27: centre de masse et de rigidité des différents niveaux

Story	Mass X(t)	Mass Y(t)	XCM (m)	YCM (m)	XCR (m)	YCR (m)	Ex (m)	Ey (m)
E/SOL	305,1816	305,1816	5,831	7,272	6,135	7,625	-0,304	-0,353
RDC	282,5558	282,5558	5,818	7,256	6,087	7,767	-0,269	-0,511
1	262,0551	262,0551	5,822	7,266	6,103	7,649	-0,281	-0,383
2	259,078	259,078	5,816	7,27	6,131	7,517	-0,315	-0,247
3	256,64	256,64	5,811	7,273	6,162	7,388	-0,351	-0,115
4	254,014	254,014	5,806	7,277	6,191	7,269	-0,385	0,008
5	248,7348	248,7348	5,794	7,356	6,212	7,169	-0,418	0,187
T	277,9543	277,9543	5,938	7,265	6,215	7,108	-0,277	0,157
Somme des masses		2146,214	2146,214					

(X_{CR} , Y_{CR}) : Coordonnées de centre de torsion (ou rigidité)

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens X : } e_a = 0.05 \times 22,80 = 1.14 > 0.418 \text{ m} \\ \text{Sens Y : } e_a = 0.05 \times 13,80 = 0.69 > 0.511 \text{ m} \end{array} \right. \Longrightarrow e_a = 1.14 \text{ m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} e_{\text{réel}} = \max(0.418, 0.511) \text{ m} = 0.511 \text{ m} \\ e_{\text{max}} = \max(e_a, e_{\text{réel}}) = \max(1.14, 0.69) \text{ m} = 1.14 \text{ m} \end{array} \right.$$

a) Présentation des résultats de la méthode dynamique spectrale et commentaires :

• **Mode de vibrations et taux de participation des masses :**

Après l'analyse automatique par le logiciel **ETABS 9.7**, on a tiré les résultats qui sont illustrés dans le tableau :

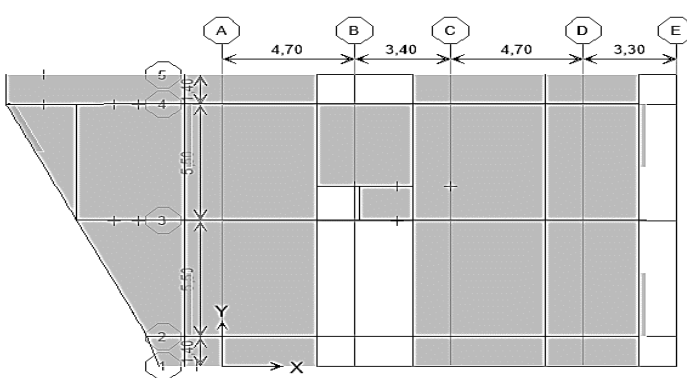
Tableau IV-28: Mode de vibration et participation massique

Mode	Période	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ	Sum RZ
1	0,750171	76,6631	0,0112	76,6631	0,0112	0,0025	0,0025
2	0,647675	0,0026	72,9455	76,6657	72,9567	0,6983	0,7008
3	0,538536	0,0155	0,7264	76,6812	73,6832	73,8566	74,5574
4	0,205269	13,1228	0,0469	89,804	73,7301	0,0046	74,5621
5	0,162249	0,0976	16,0408	89,9016	89,7709	0,0274	74,5895
6	0,137713	0,0347	0,0183	89,9364	89,7892	15,3702	89,9597
7	0,089195	4,9119	0,0219	94,8483	89,8111	0,0113	89,971
8	0,067208	0,0309	5,3964	94,8792	95,2075	0,0041	89,9751

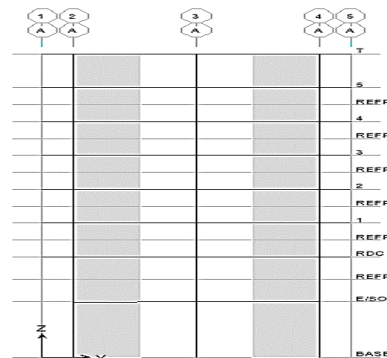
• **Modes de vibrations obtenus :**

1^{er} mode : Le 1^{er} mode de notre structure est une **translation** suivant l'axe **XX'** de période **T₁**.

T₁ = 0.75 s



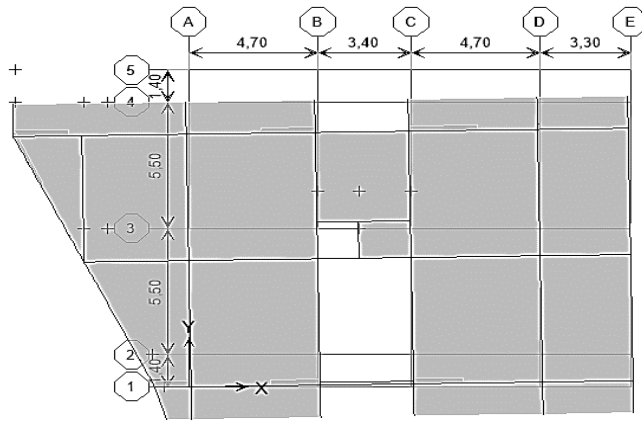
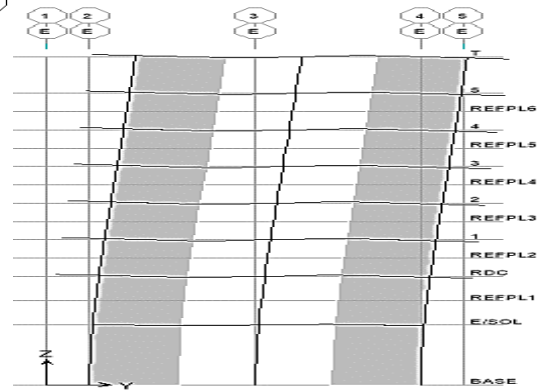
Vu en plan en 1^{er} mode



Vu en élévation en 1^{er} mode

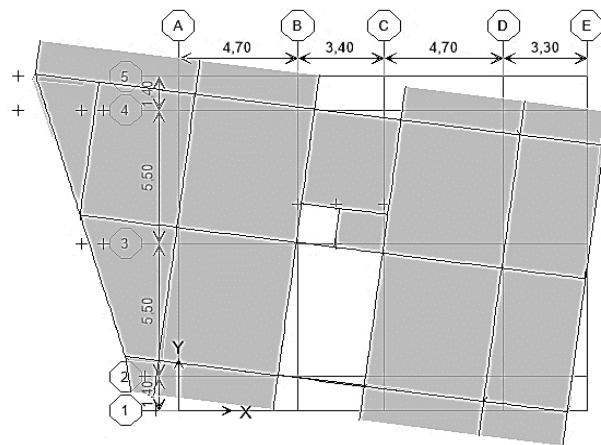
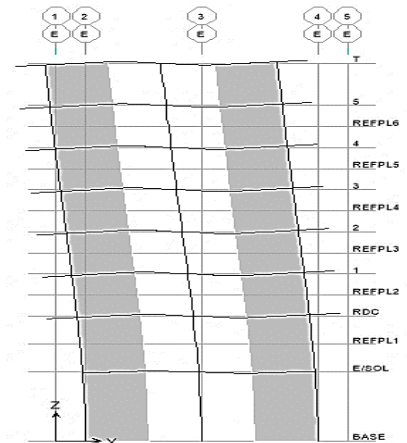
2^{ème} mode : Le 2^{ème} mode de notre structure est une translation suivant l'axe **YY'** de période **T₂**.

T₂ = 0.65 s

Vu en plan 2^{ème} modeVu en élévation 2^{ème} mode

3^{ème} mode : La 3^{ème} mode de notre structure est une torsion de période T_3 .

$$T_3 = 0.54 \text{ s}$$

Vu en plan 3^{ème} modeVu en élévation 3^{ème} mode

D'après les résultats obtenus, on a :

T_{dyn} : La période de calcul numérique ($T_{dyn} = 0.75 \text{ s}$)

T_e : La période fondamentale calculée par les méthodes empiriques ($T_e = 0.60 \text{ s}$),

par contre $1.3T_e = 0.78 \text{ sec}$

Donc : La condition de (Art 4.2.4.4 du RPA99/ version2003) est vérifiée.

$$T_{dyn} < 1.3 T_e \implies 0.75 \text{ sec} < 0.78 \text{ sec}$$

- Le 1^{er} et le 2^{ème} mode sont des translations suivant les axes (YY') et (XX') successivement. Le 3^{ème} mode c'est un mode de torsion.

b) Nombre de modes à considérer

Selon le règlement parasismique algérien, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à **90 %** au moins de la masse totale de la structure ($\sum \alpha_i \geq 90\%$).
- 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 :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et: } T_k \leq 0.20 \text{ s} \dots\dots \text{ (Art 4.14 RPA/2003)}$$

Où : **N** est le nombre de niveaux au-dessus du sol et **T_k** la période du mode **K**.

Le nombre de modes à considérer est de **8 modes** (participation modale des huit modes est de **95,2075 %**).

- **Justification du système de contreventement « détermination du coefficient de comportement R » :**

Selon les définitions données par le **RPA99/V2003**, pour le choix de système de contreventement, choix du coefficient R, on doit calculer le pourcentage des charges verticales et charges horizontales reprises par les portiques et les voiles, comme illustré dans les tableaux ci-dessous :

- **Sous charges verticales :**

Tableau IV-29: Les charges reprises par les voiles et par les portiques

Niveau	Voile	Portique	% voile	% portique
	F3	F3	F3	F3
Niveau 01	17618,87	15436,76	53,3006632	46,6993368
Somme	33055,63		100	

- **Sous charges horizontales :**

Tableau IV-30: Les charges reprises par les voiles et par les portiques

Niveau	Voile		Portique		% voile		% portique	
	F1	F2	F1	F2	F1	F2	F1	F2
Niveau 01	1776,17	1705,22	145,33	119,89	92,43664	93,43108	7,563362	6,568919

Avec :

F₁ : La charge horizontale suivant **X**.

F₂ : La charge horizontale suivant **Y**.

F₃ : La charge verticale reprise par l'élément.

D'après les résultats d'interaction, on remarque que les voiles reprennent plus de **20%** des charges verticales et la totalité de l'effort horizontal donc pour notre système de contreventement, on adopte un coefficient de comportement **R = 3.5**

IV.7.7 Etude sismique

IV.7.7.1 Choix de la méthode de calcul

Dans cette partie, nous allons chercher la méthode que nous devons appliquer pour calculer notre structure sous l'action sismique. En effet, le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- La méthode statique équivalente.
 - La méthode d'analyse modale spectrale.
 - La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.
- Pour notre bâtiment, on a une irrégularité en plan. Nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale pour le calcul de l'action sismique. Cette dernière, d'après le RPA99/version2003 peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. Néanmoins, son utilisation doit obéir à certaines conditions imposées par le règlement parasismique algérien RPA99/Version2003. En effet, l'une des vérifications préconisées par le **RPA99 / Version 2003 (art 4.3.6)** est relative à la résultante des forces sismiques. L'article 4.3.6 précise que la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de celle déterminée par l'utilisation de la méthode statique équivalente V .

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

Par conséquent, nous sommes appelées à déterminer l'effort tranchant que subit notre ouvrage sous excitation sismique par les deux premières méthodes de calcul citées dans le règlement parasismique algérien, à savoir : la méthode d'analyse modale spectrale et la méthode de la statique équivalente.

IV.7.7.2 Méthode d'analyse modale spectrale

- **Principe**

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

- **Spectre de réponse de calcul**

L'intérêt du spectre de réponse vient de ce que la réponse linéaire d'une structure complexe peut être obtenue en combinant les réponses de ses modes propres de vibration.

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 s \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 s \end{cases}$$

Avec :

g : accélération de la pesanteur.

A : Coefficient d'accélération de zone (**RPA 99. Tableau 4.1**)

η : Facteur de correction d'amortissement qui dépend du pourcentage d'amortissement critique (Quand l'amortissement est différent de 5%) égale à :

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 0.7$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique. $\xi = 7\%$

R : coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.

Dans notre cas, nous avons pris $R=3,5$

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q : facteur de qualité.

Pour le calcul du spectre de réponse, nous avons utilisé le logiciel **Spectre 99/ V 2003**

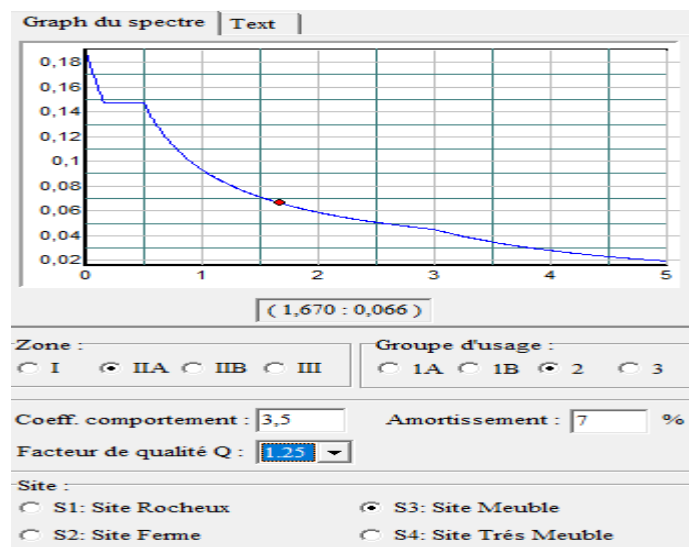


Figure IV.62: Spectre de réponse

- Calcul de l'effort tranchant modal à la base : (D'après le RPA99/V 2003).

$$V_i = S_a/g \times \alpha_i \times W$$

Avec :

V_i : l'effort tranchant modal à la base.

α_i : coefficient de participation du mode i

W : poids total de la structure.

Les résultats sont dans le tableau suivant :

Tableau IV-31: Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens longitudinal (XX)

Sens XX					
Mode	Période	Sa/g	$\alpha_i(\%)$	Wt(KN)	Vt(kn)
1	0,750171	0,112258	76,6631	21054,36	1811,953
2	0,647675	0,12387	0,0026	21054,36	0,067808
3	0,538536	0,140172	0,0155	21054,36	0,457442
4	0,205269	0,147321	13,1228	21054,36	407,0376
5	0,162249	0,147321	0,0976	21054,36	3,027316
6	0,137713	0,150613	0,0347	21054,36	1,100355
7	0,089195	0,163608	4,9119	21054,36	169,1988
8	0,067208	0,169498	0,0309	21054,36	1,102719
Somme		$\alpha_i(\%)$	94,8791		

Tableau IV-32 : Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens transversal (YY)

Sens YY					
Mode	Période	Sa/g	$\alpha_i(\%)$	Wt(KN)	Vt(kn)
1	0,750171	0,112258	0,0112	21054,36	0,264715
2	0,647675	0,12387	72,9455	21054,36	1902,423
3	0,538536	0,140172	0,7264	21054,36	21,43778
4	0,205269	0,147321	0,0469	21054,36	1,454725
5	0,162249	0,147321	16,0408	21054,36	497,5469
6	0,137713	0,150613	0,0183	21054,36	0,580302
7	0,089195	0,163608	0,0219	21054,36	0,754383
8	0,067208	0,169498	5,3964	21054,36	192,5796
Somme		$\alpha_i(\%)$	95,2074		

- Combinaisons des réponses modales**

Les réponses de deux modes de vibration i et j de périodes T_i , T_j d'amortissement ξ_i , ξ_j sont considérés comme indépendant si le rapport

$r = T_i/T_j$ avec $T_i \leq T_j$ vérifie :

$$r \leq 10 / (10 + \sqrt{\varepsilon_i \varepsilon_j}); \text{ avec } \varepsilon_i = \varepsilon_j = 7\% \implies r \leq 0.588$$

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

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^K E_i^2} \text{ ----- (1)}$$

Avec :

E : effet de l'action sismique considéré.

E_i : valeur modale de E selon la mode « **i** ».

K : nombre de modes retenues.

Dans le cas où deux réponses modales ne sont pas indépendantes, **E₁** et **E₂** par exemple, la réponse totale est donnée par :

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2} \quad \text{-----} \quad (2)$$

Les résultats sont dans le tableau suivant :

Tableau IV-33: Combinaisons des réponses modales

Mode	Period	r=Ti/Tj	r	observation
1	0,750171	0,86337	0,588	C.N.V
2	0,647675	0,831491	0,588	C.N.V
3	0,538536	0,381161	0,588	C.V
4	0,205269	0,790421	0,588	C.N.V
5	0,162249	0,848776	0,588	C.N.V
6	0,137713	0,647688	0,588	C.N.V
7	0,089195	0,753495	0,588	C.N.V
8	0,067208	0	/	C.N.V

Remarque : Les modes ne sont pas indépendants 2 à 2 donc on applique la formule (2)

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2} \quad \Longrightarrow \quad \begin{cases} E_x = 1864,869 \text{ KN} \\ E_y = 1976,189 \text{ KN} \end{cases}$$

IV.7.7.3 Méthode statique équivalente

- **Principe :**

Les forces dynamiques réelles qui se développent dans la structure sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur.

La méthode statique équivalente peut être utilisée si les conditions suivantes sont vérifiées :

- a) Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et élévation avec une hauteur du bâtiment au plus égale à **65 m** en zone **II** à **30 m** en zone **III** et **IIb**.
- b) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions précédentes, les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : Tous les groupes d'usages.

Zone II : Groupe d'usage 3

Groupe d'usage 2..... $H_T \leq 7$ niveaux ou 23m.

Groupe d'usage 1B..... $H_T \leq 5$ niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1A..... $H_T \leq 3$ niveaux ou 10m.

Zone III : Groupe d'usage 2 et 3..... $H_T \leq 5$ niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1B..... $H_T \leq 3$ niveaux ou 10m.

- **Calcul de la force sismique totale**

La force sismique totale **V**, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W \quad \Longrightarrow \quad (\text{RPA99V2003 Art 4.2.3})$$

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau (4.1) de RPA 99/version 2003 en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment

D : est un facteur d'amplification dynamique moyen qui est fonction de la catégorie de site du facteur de d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (**T**).

- **Coefficient d'accélération de zone (A)**

Ce coefficient est donné suivant la zone sismique et le groupe du bâtiment.

$$\text{Dans notre cas on a : } \begin{cases} \text{groupe d'usage 2} \\ \text{Zone sismique IIa} \end{cases} \Longrightarrow A = 0.15$$

- **Facteur d'amplification dynamique moyen (D)**

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

Avec

T₂ : Périodes caractéristiques associée à la catégorie du site. Elle est donnée par le tableau (4.7 du RPA 99/version 2003).

- **Classification du site**

Selon l' **RPA2003**, les sites sont classés en quatre catégories en fonction des propriétés mécaniques du sol qui les constituent.

Selon le rapport géotechnique relatif à notre bâtiment, on est en présence d'un sol meuble. Donc de catégorie **S3** $\implies$ (Site meuble : S3) $\implies$ $\left\{ \begin{array}{l} T_1(S_3) = 0,15 \text{ sec} \\ T_2(S_3) = 0,5 \text{ sec} \end{array} \right.$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

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

D'où

$\xi(\%)$: est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$\implies \xi$: est donnée par le tableau **(4.2 du RPA99V2003)**.

Nous avons une structure constituée portiques et de voiles avec un remplissage dense donc :

$$\xi = 7\% \implies \boxed{\begin{array}{l} \eta = 0,88 > 0,7 \\ \eta = 0,88 \end{array}}$$

- **Estimation de la période fondamentale(T) :**

La valeur de la période fondamentale (**T**) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser est donnée par le **(RPA99/version2003)** par la formule :

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

Avec

h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

$$h_N = 27.44 \text{ m}$$

C_T : est un coefficient qui est fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le **tableau 4.6 du RPA99/Version2003**.

On a un contreventement assuré partiellement par des voiles en béton armé : **$C_T = 0.05$**

$$\text{Donc : } T_{RPA} = 0.05 \times (27.44)^{3/4} = 0,60 \text{ s} \implies T_{RPA} = 0.60 \text{ s}$$

Dans notre cas (contreventement assure partiellement ou totalement par voiles en béton armé), on peut également utiliser la formule suivante :

$$T = 0,09 h_N / \sqrt{D} \implies \text{(4.2.4 du RPA99/version2003)}$$

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

a) Sens longitudinale : $d_x = 22,80 \text{ m} \implies T_x = 0.52 \text{ s}$

b) Sans transversale : $d_y = 13,80 \text{ m} \implies T_y = 0.67 \text{ s}$

D'après **(RPA99/version 2003)**, il faut utiliser la plus petite valeur des périodes obtenues dans chaque direction.

Donc:
$$\begin{cases} T_X = 0.52s \\ T_Y = 0.67 s \end{cases}$$

On a: $T_2 = 0,5 s$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_2 \leq T_X \leq 3 s \implies 0.5 s \leq T_X \leq 3 s \text{ donc: } D_x = 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} \\ T_2 \leq T_Y \leq 3 s \implies 0.5 s \leq T_Y \leq 3 s \text{ donc: } D_y = 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} D_x = 2,5 \times 0.88 \times (0.5 / 0.52)^{2/3} = 2,14 \implies D_x = 2.2 \\ D_y = 2,5 \times 0.88 \times (0.5 / 0.67)^{2/3} = 1,81 \implies D_y = 2.079 \end{cases}$$

- **Coefficient de comportement global de la structure (R)**

Sa valeur est donnée par le tableau (4.3) de **(RPA 99/ version 2003)**, en fonction du système de contreventement.

Dans notre cas nous considérons le système **(4b)** (portiques contreventés par des voiles) et la valeur de R est de 3,5.

- **Facture de qualité (Q)**

La valeur de Q est déterminée par la formule (4-4/RPA99/2003):

Critère q »	P _q	
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	N/observé	0,05
2. Redondance en plan	N/observé	0,05
3. Régularité en plan	N/observé	0,05
4. Régularité en élévation	Observé	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	Observé	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	N/observé	0,10
	Q = 1+Σ P_q = 1.25	

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

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (**q**) est satisfait ou non sa valeur est donnée au tableau **(4 .4 R.P.A 2003)**.

- **Poids total de la structure (W)**

W : est égal à la somme des poids **W_i** calculés à chaque niveau (**i**) : $W = \sum W_i$

Avec :

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids du aux charges permanentes et à celles des équipements fixes solidaires à la structure.

W_{Qi} : charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau (4.5) du **(RPA99 version 2003)**.

Dans notre cas, **(le bâtiment à usage d'habitation)** $\implies \beta = 0,20$.

Donc à chaque niveau : **W_i = W_{Gi} + 0,2W_{Qi}** $\implies W_t = 21054,36 \text{ KN}$.

Résumé des résultats

Paramètres	A	D _x	D _y	Q	R	W (KN)	T _x (s)	T _y (s)	η
Valeurs numériques	0,15	2,14	1,81	1,25	3,5	21054,36	0,52	0,67	0,88

$$\text{Donc on a : } V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W \implies \begin{cases} V_{X \text{ stat}} = 2413,73 \text{ KN.} \\ V_{Y \text{ stat}} = 2041,52 \text{ KN.} \end{cases}$$

❖ Vérification des exigences de RPA99/2003

a) Résolution des forces sismiques de calcul : (RPA99/version2003 (art 4.3.6))

L'une des premières vérifications préconisées par le **RPA99/V2003** est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base **V_t** obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente **V** pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si **V_t < 0,8 V**, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments...etc.) dans le rapport **r = 0.8V/V_t**.

Efforts	V st (KN)	V dyn (KN)	0,8 Vst (KN)	0.8 V stat < V dyn
Sens XX	2413,732	1864,869	1930,986	C.N. V
Sens YY	2041,521	1976,189	1633,217	C.V

La résultante des forces obtenues à la base par la combinaison des valeurs modales est supérieure à 80% des résultantes des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente dans le sens

X-X donc il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse par un coefficient de majoration dans la direction considérée qui égale à :

$$\text{Sens X-X} \quad \frac{0.8V_{x,sta}}{V_{x,dyn}} = \frac{0.8 \times 2413,732}{1864,869} = 1.035$$

b) Vérification des déplacements latéraux inter – étage

L'une des vérifications préconisées par le **(RPA99 version 2003)**, concerne les déplacements latéraux inter-étages. En effet, selon l'article **(5.10 du RPA99 version 2003)**, l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée : $\delta_x^k \leq \bar{\Delta}$ et $\delta_y^k \leq \bar{\Delta}$

Avec: $\bar{\Delta} = 0.01h_e$: le déplacement relatif admissible.

h_e : représente la hauteur de l'étage.

$$\delta_x^k = R \delta_{ex}^k \quad \text{et} \quad \delta_y^k = R \delta_{ey}^k \quad \text{Où ;} \quad \Delta_{ex}^k = \delta_{ex}^k - \delta_{ex}^{k-1} \quad \text{et} \quad \Delta_{ey}^k = \delta_{ey}^k - \delta_{ey}^{k-1}$$

Δ_{ex}^k : Correspond au déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau $k-1$ dans le sens x (de la même manière on obtient Δ_{ey}^k).

$$\left. \begin{array}{l} \delta_x^k = R \delta_{ex}^k \\ \delta_y^k = R \delta_{ey}^k \end{array} \right\} : \text{Déplacement horizontal à chaque niveau (K) de la structure}$$

(Art.4-19. RPA 2003)

δ_{ex}^k : Est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau k dans le sens x (y compris l'effet de torsion), (de la même manière on obtient δ_{ey}^k).

R : Est le coefficient de comportement.

Tableau IV-34: Déplacements latéraux inter-étage dans le sens XX'

Sens longitudinale								
NIVEAU	δ_e^k	δ_e^k Majoré (m)	R	δ^k (m)	δ^{k-1} (m)	Δ^k (m)	$\bar{\Delta}_k$ (m)	Observation
Niveau T	0,0238	0,024633	3,5	0,0862155	0,077159	0,009056	0,0306	C.V
5	0,0213	0,022046	3,5	0,0771593	0,067016	0,010143	0,0306	C.V
4	0,0185	0,019148	3,5	0,0670163	0,056149	0,010868	0,0306	C.V
3	0,0155	0,016043	3,5	0,0561488	0,058322	-0,00217	0,0306	C.V
2	0,0161	0,016664	3,5	0,0583223	0,03224	0,026082	0,0306	C.V
1	0,0089	0,009212	3,5	0,0322403	0,020648	0,011592	0,0306	C.V
RDC	0,0057	0,0059	3,5	0,0206483	0,009056	0,011592	0,0408	C.V
E/SOL	0,0025	0,002588	3,5	0,0090563	0	0,009056	0,05	C.V

Tableau IV-35: Déplacements latéraux inter-étage dans le sens YY'

Sens transversale							
NIVEAU	δ_e^k (m)	R	δ^K (m)	δ^{k-1} (m)	Δ^k (m)	$\bar{\Delta}_k$ (m)	Observation
Niveau T	0,0229	3,5	0,08015	0,06965	0,0105	0,0306	C.V
5	0,0199	3,5	0,06965	0,05915	0,0105	0,0306	C.V
4	0,0169	3,5	0,05915	0,0476	0,01155	0,0306	C.V
3	0,0136	3,5	0,0476	0,0315	0,0161	0,0306	C.V
2	0,009	3,5	0,0315	0,02555	0,00595	0,0306	C.V
1	0,0073	3,5	0,02555	0,0161	0,00945	0,0306	C.V
RDC	0,0046	3,5	0,0161	0,0063	0,0098	0,0408	C.V
E/SOL	0,0018	3,5	0,0063	0	0,0063	0,05	C.V

On remarque que dans les deux sens les déplacements relatifs dus aux efforts sismiques sont inférieurs aux déplacements relatifs admissibles données par le **RPA**, donc la stabilité de l'ouvrage sous charges horizontales est assurée (**Art 5.10 du RPA/ version 2003 est vérifiée**).

c) Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ : (RPA 99/V 2003. Art5-9)

Les effets du 2^{ème} ordre ou (**effet P- Δ**) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments qui satisfont la condition suivante à tous les niveaux.

$$\theta_K = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.1 \quad \text{Avec :}$$

P_K : le poids total de la structure et de charges d'exploitation associés au-dessus du niveau (**K**)

Tel que : $P_K = \sum_{i=K}^N (W_{gi} + \beta W_{gi})$

V_K : l'effort tranchant d'étage au niveau(K)

Δ_K : déplacement relatif du niveau (K) par rapport au niveau (K+1).

h_K : hauteur d'étage K.

- Si $\theta_K < 0,1$: les effets de 2^{ème} ordre sont négligés.
- Si $0,1 < \theta_K < 0,2$: il faut augmenter l'effet de action sismique calculés par un facteur égale à $1/(1 - \theta_K)$
- Si $\theta_K > 0,2$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

Tableau IV-36: Vérification de l'effet P-Delta dans le sens XX'

Sens longitudinal						
Niveau	P _k (KN)	Δ _{kx} (m)	h _k (m)	V _{kx}	θ _{kx}	< 0.1
E/SOL	21054,355	0,00906	5	2413,732	0,015798626	C.V
RDC	18060,524	0,01159	4,08	2413,732	0,021258837	C.V
1	15288,652	0,01159	3,06	2413,732	0,023994797	C.V
2	12717,891	0,02608	3,06	2413,732	0,044910254	C.V
3	10176,336	-0,0022	3,06	2413,732	-0,00298979	C.V
4	7658,6974	0,01087	3,06	2413,732	0,011269225	C.V
5	5166,8201	0,01159	3,06	2413,732	0,008109073	C.V
T	2726,7317	0,00906	3,06	2413,732	0,003343246	C.V

Tableau IV-37: Vérification de l'effet P-Delta dans le sens YY'

Sens transversale						
Niveau	P _k (KN)	Δ _{kx} (m)	h _k (m)	V _{kx}	θ _{kx}	< 0.1
E/SOL	21054,355	0,0063	5	2041,52	0,012994479	C.V
RDC	18060,524	0,0098	4,08	2041,52	0,021249202	C.V
1	15288,652	0,00945	3,06	2041,52	0,023127353	C.V
2	12717,891	0,00595	3,06	2041,52	0,012113147	C.V
3	10176,336	0,0161	3,06	2041,52	0,026226615	C.V
4	7658,6974	0,01155	3,06	2041,52	0,014159954	C.V
5	5166,8201	0,0105	3,06	2041,52	0,008684355	C.V
T	2726,7317	0,0105	3,06	2041,52	0,004583072	C.V

On constate que θ_{kx} et θ_{ky} sont inférieurs à **0,1**.

Donc : l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

d) Vérification au renversement : (RPA99/VERS03 Art.5.5.)

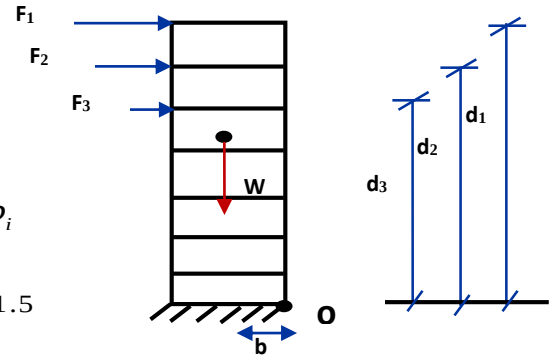
Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage, soumis à des effets de renversement et/ou de glissement.

- Le moment de renversement, M_r , qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol fondation.
- Le moment de résistant ou de stabilité, M_s , sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction (**$M_s > M_r$**).

Avec :

$$\begin{cases} M_{\text{Renversement}} = M_{F_i/O} = \sum_{i=1}^n F_i \times d_i \\ M_{\text{stabilisateur}} = M_{W/O} = \sum W_i \times b_i \end{cases}$$

Il faut vérifier que : $\frac{\text{Moment stabilisateur}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1.5$



M_s : moment stabilisant qui tient compte

du poids de la structure.

M_r : moment de renversement.

F_i : efforts sismique appliqués à chaque étage.

d_i : la hauteur de niveau **i** mesuré a partir de la base

b_i : Bras de levier de niveau **i**.

W_i : poids de niveau **i**.

e) Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

La résultante des forces sismiques à la base **V** doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes : **(RPA99V2003 Art4.2.5)**

$$V = F_t + \sum F_i$$

La force concentrée **F_t** au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule : **F_t = 0,07 TV** où **T** est la période fondamentale de la structure (en secondes). La valeur de **F_t** ne dépassera en aucun cas **0,25 V** et sera prise égale à **0** quand **T** est plus petit ou égale à **0,7** secondes.

Avec :

F_t : la force concentrée au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration.

$$F_t = \begin{cases} 0.07TV & \text{si } T > 0.7 \text{ sec} \\ 0 & \text{si } T \leq 0.7 \text{ sec} \end{cases}$$

T : est la période fondamentale de la structure.

La partie restante de **V** soit **(V - F_t)** doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule :

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

Avec :

F_i : effort horizontal revenant au niveau i

h_i : niveau de plancher où s'exerce la force F_i

h_j : niveau de plancher quelconque

W_i, W_j : Poids revenant au planchers i, j

Dans notre cas $T = 0.75s > 0.7s$ donc : $F_t = 97.91 \text{ KN}$

Les résultats des efforts sismiques sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau IV-38: Efforts sismiques pour chaque niveau dans le sens XX'

Sens longitudinale : ($V_x = 1864.87 \text{ KN}$)								
Story	W(KN)	h_i (m)	$w_i * h_i$	V_i	($V_x - F_t$)	$\sum w_i * h_i$	($V_x - F_t$). $w_i * h_i$	F_i (KN)
E/SOL	2993,831	5	14969,16	1864,87	1766,96	343388,2	26449902,5	77,02624
RDC	2771,872	9,08	25168,6	1864,87	1766,96	343388,2	44471911,88	129,5091
1	2570,761	12,14	31209,03	1864,87	1766,96	343388,2	55145112,68	160,5912
2	2541,555	15,2	38631,64	1864,87	1766,96	343388,2	68260560,39	198,7854
3	2517,638	18,26	45972,08	1864,87	1766,96	343388,2	81230821,49	236,5568
4	2491,877	21,32	53126,82	1864,87	1766,96	343388,2	93872974,51	273,3727
5	2440,088	24,38	59489,35	1864,87	1766,96	343388,2	105115310,5	306,1122
T	2726,732	27,44	74821,52	1864,87	1766,96	343388,2	132206628,3	385,0063
Somme	21054,36	/	343388,2					1766,96

Tableau IV-39: Efforts sismiques pour chaque niveau dans le sens YY'

Sens transversal : ($V_y = 1976.189 \text{ KN}$)								
Story	W(KN)	h_i (m)	$w_i * h_i$	V_i	($V_x - F_t$)	$\sum w_i * h_i$	($V_x - F_t$). $w_i * h_i$	F_i (KN)
E/SOL	2993,831	5	14969,16	1976,189	1878,279	343388,2	28116254,14	81,87892
RDC	2771,872	9,08	25168,6	1976,189	1878,279	343388,2	47273655,41	137,6683
1	2570,761	12,14	31209,03	1976,189	1878,279	343388,2	58619271,01	170,7085
2	2541,555	15,2	38631,64	1976,189	1878,279	343388,2	72560995,78	211,3089
3	2517,638	18,26	45972,08	1976,189	1878,279	343388,2	86348387,15	251,46
4	2491,877	21,32	53126,82	1976,189	1878,279	343388,2	99786999,53	290,5953
5	2440,088	24,38	59489,35	1976,189	1878,279	343388,2	111737606	325,3973
T	2726,732	27,44	74821,52	1976,189	1878,279	343388,2	140535684,8	409,2618
Somme	21054,36	/	343388,2					1878,279

Ainsi, on a les résultats suivants :

Sens XX'	Story	Fi (KN)	di (m)	Fi*di
	E/SOL	99,69649	5	498,4825
	RDC	167,6261	9,08	1522,045
	1	207,8561	12,14	2523,373
	2	257,2916	15,2	3910,833
	3	306,1799	18,26	5590,844
	4	353,8314	21,32	7543,685
	5	396,2066	24,38	9659,518
	T	498,3208	27,44	13673,92
	Somme			44922,7

Sens YY'	Story	Fi (KN)	di (m)	Fi*di
	E/SOL	81,87892	5	409,3946
	RDC	137,6683	9,08	1250,028
	1	170,7085	12,14	2072,401
	2	211,3089	15,2	3211,896
	3	251,46	18,26	4591,659
	4	290,5953	21,32	6195,492
	5	325,3973	24,38	7933,187
	T	409,2618	27,44	11230,14
	Somme			36894,2

• Calcul du centre de gravité de la structure :

Story	Xi (m)	Yi	Masses	MiXi	MiYi	XG (m)	YG (m)
E/SOL	5,831	7,272	305,1816	1779,514	2219,281	5,830598	7,278459
RDC	5,818	7,256	282,5558	1643,91	2050,225		
1	5,822	7,266	262,0551	1525,685	1904,092		
2	5,816	7,27	259,078	1506,798	1883,497		
3	5,811	7,273	256,64	1491,335	1866,543		
4	5,806	7,277	254,014	1474,805	1848,46		
5	5,794	7,356	248,7348	1441,169	1829,693		
T	5,938	7,265	277,9543	1650,493	2019,338		
Somme			2146,214	12513,71	15621,13		

$$\begin{cases} b_x = L_x - X_G = 16,97 \text{ m} \\ b_y = L_y - Y_G = 6,52 \text{ m} \end{cases}$$

Tableau IV-40: vérification du renversement

	W (KN)	b (m)	Ms (KN.m)	Mr (KN.m)	Ms / Mr
Sens longitudinal	21054,35542	16,97	357292,4114	44922,7	7,953
Sens transversal	21054,35542	7,28	153275,7074	36894,2	4.15

- Par suit des résultats obtenus dans cette étude dynamique et sismique, on peut dire que notre bâtiment est stable et peut résister aux différents chocs extérieurs, tel que le séisme après un ferrailage correct.
- L'ouvrage est donc stable au renversement (**Ms > 1,5 Mr**). De plus le poids des fondations et la butée par les terres le rendent encore plus stable.

f) Vérification des sollicitations normales : (RPA99/V2003.Art7.4.3.1)

Outre les vérifications prescrites par le **C.B.A** et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,3$$

Où : **N_d** : l'effort normal maximal.

B_c : section du poteau.

f_{c28} : résistance caractéristique du béton.

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

Tableau IV-41: vérification de l'effort normal

Niveau	Section	N (KN)	v	Observation
E/SOL	50x50	1459,33	0,2334928	≤ 0.3 C.V
RDC	50x50	1210,73	0,1937168	≤ 0.3 C.V
1	45x45	1023,16	0,20210568	≤ 0.3 C.V
2	45x45	850,17	0,16793481	≤ 0.3 C.V
3	40x40	681,33	0,1703325	≤ 0.3 C.V
4	40x40	526,37	0,1315925	≤ 0.3 C.V
5	35x35	374,64	0,12233143	≤ 0.3 C.V
T	35x35	228,44	0,07459265	≤ 0.3 C.V

Toutes les conditions sont satisfaites donc on garde les mêmes sections des poteaux (pas d'augmentation des sections).

Toutes les conditions imposées par le règlement parasismique algérien sont vérifiées donc nous pouvons dire que la variante que nous avons fixée, après un calcul adéquat des éléments porteurs, pourra être satisfaisante pour résister à l'action sismique.

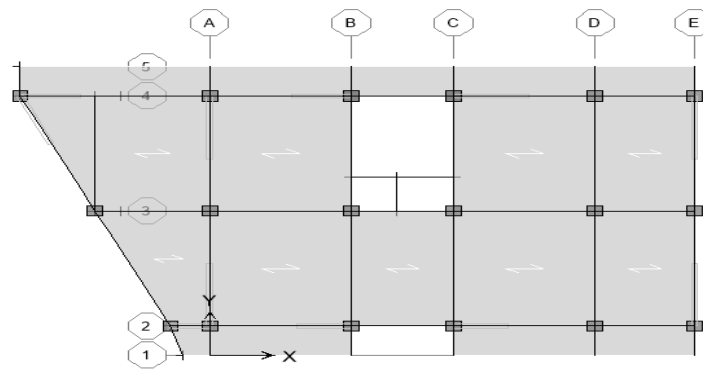


Figure IV.63: La position des poteaux dans le plan de la structure.

IV.8 Calcul des éléments structuraux

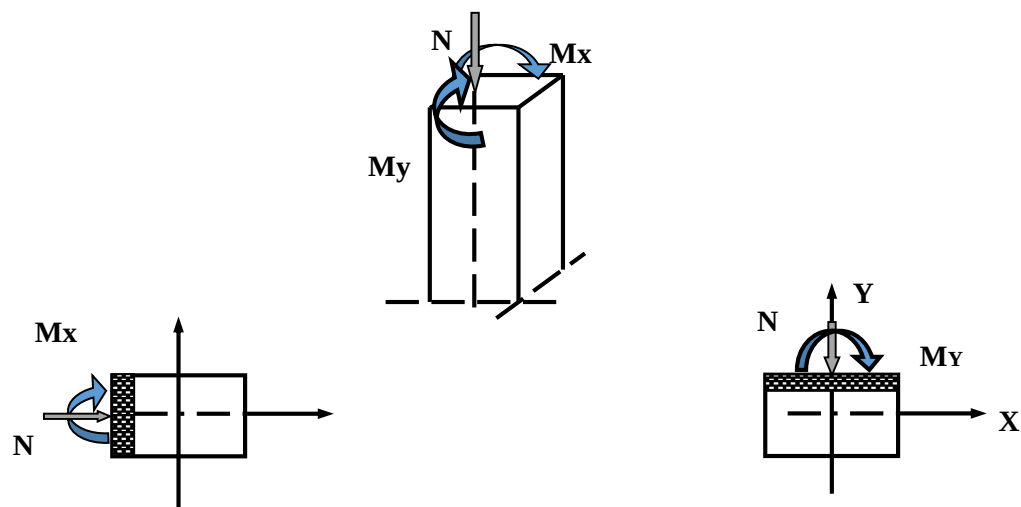
Après avoir calculé les sollicitations, nous entamons la détermination des sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments porteurs de notre ouvrage. Le calcul des sections sera mené selon les règles de calcul du béton armé (**CBA 93, BAEL et RPA 99/ V.2003**).

Notre structure dans sa globalité est constituée de trois types d'éléments structuraux qui sont :

- Les poteaux qui sont soumis à la flexion composée dans les deux plans.
- Les poutres qui sont soumises à la flexion simple dans un plan.
- Les voiles qui sont soumis à la flexion composée dans un seul plan.

IV.8.1 Ferrailage des poteaux

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



Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « **ELU** » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et ce dans les situations suivantes :

- **Caractéristiques des matériaux**

Tableau IV-42: Caractéristiques mécanique des matériaux

Situation	Béton				Acier		
	γ_b	F_{c28} (MPa)	θ	f_{bu} (MPa)	γ_s	F_e (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	1	14,2	1,15	400	348
accidentelle	1,15	25	0,85	21,74	1	400	400

- **Les combinaisons des charges**

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

Selon BAEL91 : (Situations durables)

$$\begin{cases} \text{ELU : } 1,35G+1,5Q \\ \text{ELS : } G+Q \end{cases}$$

Selon RPA99 : (situations accidentelle)

$$\begin{cases} G+Q\pm E \\ 0,8G\pm E. \end{cases}$$

❖ **Ferraillage longitudinale**

- **Recommandations de l'RPA99/V2003**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérences, droites et sans crochet.
- Leur pourcentage minimal est : 0,8% zone.IIa.
- Leur pourcentage maximal : $\begin{cases} 3\% .b.h.....zone.courante. \\ 6\% .b.h.....zone.recouvrement. \end{cases}$
- Le diamètre minimum est : 12 mm
- La longueur minimale des recouvrements : $40\phi_l$
- La distance entre les barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25 cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieure des zones nodales (zones critiques) $h' = \text{Max} (h_e/6, b_1, h_1, 60\text{cm})$.

- **Recommandations du « BAEL99/V2003 »**

$$\begin{cases} A_{\min} = \max \left(4 \text{ cm}^2 / \text{ml}, \frac{2B}{1000} \right) \\ A_{\max} = \frac{5B}{100} \end{cases}$$

B : section du béton = $b \times h$. ($b = h =$ côtes du poteau, $d = 0,9h$)

$$A \geq \frac{0,23 \cdot f_{t28}}{f_e} b_0 \cdot d \cdot \frac{e - 0,45 d}{e - 0,185 d}$$

- **Ferraillage minimum d'après le CBA93 :**

$$\text{Condition de non fragilité : } A_{CNF} \geq \frac{0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

Tableau IV-43: Ferraillage maximale et minimale

Niveau	Section	BAEL 91		CBA93	RPA99/V2003		
		A_{min} (cm ²)	A_{max} (cm ²)	A_{cnf} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{max} (cm ²) zone courante	A_{max} (cm ²) zone de recouvrement
Zone 1	50x50	5	125	2,72	20	75	150
Zone 2	45x45	4,05	101,25	2,2	16,20	60,75	121,5
Zone 3	40x40	4	80	1,74	12,8	48	96
Zone 4	35x35	4	61,25	1,33	9,8	36,75	73,5

Etant donné que la structure comporte quatre (04) sections différentes de poteaux, les zones qui concernent les poteaux seront délimitées comme suit :

- **Zone 1** : RDC et 1^{er} étage pour les poteaux de dimensions **(50X50)**
- **Zone 2** : 2^{eme} et 3^{eme} étage pour les poteaux de dimensions **(45X45)**
- **Zone 3** : 4^{eme} et 5^{eme} étage pour les poteaux de dimensions **(40X40)**
- **Zone 4** : 6^{eme} et 7^{eme} étage pour les poteaux de dimensions **(35X35)**

Le ferraillage des poteaux se fait suivant les sollicitations ci après :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{max} \text{ et } M \text{ correspondant.} \\ N_{min} \text{ et } M \text{ correspondant.} \\ M_{max} \text{ et } N \text{ correspondant.} \end{array} \right.$$

Les sollicitations sont obtenues pour le cas le plus défavorable:

Tableau IV-44: Les sollicitations obtenues par ETABS

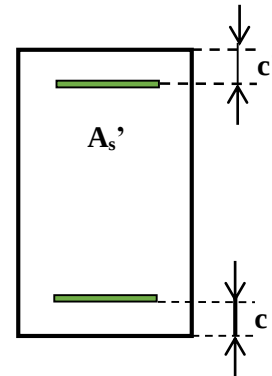
Niveau		N _{min}	N _{max}	M _{max}
	Combinaison	G+Q+Ex	G+Q-Ex	G+Q-Ey
Zone1 (50x50)	N(KN)	-885,36	2006,29	550,74
	M _{corr} (KN.m)	15,64	11,43	146,89
Zone 2 (45x45)	Combinaison	G+Q+Ex	G+Q-Ex	G+Q-Ey
	N (KN)	-196,11	1404,76	369,51
	M _{corr} (KN.m)	1,79	16,75	176,35
Zone 3 (40x40)	Combinaison	0,8G+Ey	G+Q-Ex	G+Q-Ey
	N(KN)	-51,51	934,76	215,25
	M _{corr} (KN.m)	15,54	22,69	147,11
Zone 4 (35x35)	Combinaison	G+Q+Ex	G+Q-Ex	G+Q-Ey
	N(KN)	-72,76	329,78	80,07
	M _{corr} (KN.m)	7,43	10,58	106,106

➤ Exemple de calcul

- Les efforts ci-dessus sont donnés par le logiciel **ETABS 9.7** et à partir de la combinaison la plus défavorable :
- Le poteau le plus sollicité est en (**Zone 2**)
- La combinaison la plus défavorable est la combinaison **G+Q - E_x** :

$$\left\{ \begin{array}{l} C=C'=3\text{cm.} \\ S=45 \times 45 (\text{cm}^2). \\ L= 3.06 \text{ m.} \\ d = 0.9\text{hcm} = 0.41\text{m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{ll} N_{\max} = -1404,76 \text{ KN.} & M_{\text{corr}} = -16,75 \text{ KN.m.} \\ M_u = 46,37 \text{ KN.m.} & N_{\text{corr}} = -414,62 \text{ KN.m} \\ M_{\text{ser}} = 33,77 \text{ KN.m.} & N_{\text{corr}} = -302,12 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$



L'effort normal étant un effort de compression ; si le centre de pression est à l'intérieur du noyau central de la section ($e_0 = M/N < B/12$).

La condition n'est pas vérifiée pour certains cas (deux cas) donc le calcul se fera en flexion composé et le calcul se fera à partir : $e = (e_1 + e_2)$; $e_1 = e_0 + e_a$

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales

(Après exécution).

$$e_a = \max(2 \text{ cm} ; L / 250) = \max(2 \text{ cm} ; 1.632 \text{ cm}) \implies e_a = 2 \text{ cm} = 0.02 \text{ m.}$$

e_1 : excentricité du premier ordre à l'ELU

$$\implies e_1 = e_0 + e_a \implies e_0 = M_{\text{corr}} / N_{\text{max}} = -0.011 \text{ m} = -1.1 \text{ cm}$$

$$\implies e_1 = (-0.011) + 0.02 = -0.09 \text{ m} = -9 \text{ cm}$$

$$d - h / 2 = 0.18 \text{ m}$$

$$e_0 < d - h / 2 \implies \text{Section entièrement tendues}$$

$$\text{Si } \frac{l_f}{h} \leq \max\left(15, \frac{20 \times e_1}{h}\right) \implies \text{pas de risque de flambement.}$$

l_f : longueur de flambement du poteau.

h : la hauteur de la section droite dans le plan de flexion.

$$L_f = 0.7 l_0 = 0.7 \times 2.86 \text{ m.}$$

$$L_f / h = 6.36 < \max(15; 9) = 15 \dots \text{C.V.}$$

Donc : Le calcul se fera en **flexion composé**.

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10000 \times h} (2 + \alpha \phi)$$

Avec :

$\phi = 2$: rapport de la déformation due au fluage à la déformation instantanée

$$\alpha = 10 \times \left(1 - \frac{M_u}{1.5 M_s}\right) = 1.62$$

$$\text{D'où : } e_2 = 0.029 \text{ m} = 2.9 \text{ cm}$$

$$e = (e_1 + e_2) = (-0.09) + 0.029 = -0.061 \text{ m.}$$

$$\implies e = -6.1 \text{ cm}$$

- **Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée sont:**

$$\begin{cases} M_{u \text{ corr}} = N_u \times e = 1404.76 \times (-0.061 \text{ m}) = -85.69 \text{ KN.m} \\ N_{\text{max}} = 1404.76 \text{ KN.} \\ M \text{ corrigé} = 85.69 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Les sollicitations ramenées au centre de gravité des aciers tendus sont :**

$$M_{ua} = M_{u \text{ corr}} + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 85.69 + 140.76 \times (0.41 - 0.45/2) = 345.57 \text{ KN.m}$$

Donc la section travail en flexion composé donc on doit vérifier :

$$\mu_{bc} = 0.8 \frac{h}{d} \left(1 - 0.4 \frac{h}{d}\right) = 0.49$$

$$\frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{345.57 \times 10^{-3}}{0.45 \times 0.41^2 \times 21.74} = 0.21$$

$\mu_{bu} < \mu_{bc} \implies$ Section partiellement comprimée.

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.26$$

$$\mu_{lu} = (3440\gamma + 49 f_{c28} - 3050)10^{-4} = 0.25 \quad , \mu_{lu} = 0.25$$

on a : $\mu_{lu} \geq \mu_{bu} \implies A' = 0$

$\mu_{bu} = 0.054 < 0.292 \implies$ méthode simplifiée

$$z_b = d [1 - 0.6\mu_{bu}] = 0.392 \text{ m}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_u = M_{ua} / Z_b \sigma_s = 345.57 \times 10^{-3} / 0.392 \times 348 \dots \dots \dots A_u = 25.33 \text{ cm}^2$$

• **Armatures en flexion composée :**

$$A^{fc} = A_u - (N_u / f_{ed}) = 25.33 - (1404.76 \times 10 / 400) \dots \dots \dots A^{fc} = -9.97 \text{ cm}^2 < 0 \text{ (Flexion composée)}$$

Cette dernière quantité étant négative, on prend comme section As la section minimale A_{min}

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{CNF} \geq \frac{0.23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \times \frac{e - 0.45d}{e - 0.185d} = \frac{0.23 \times 0.45 \times 0.41 \times 2.1}{400} \times \frac{(-0.09 - 0.45 \times 0.41)}{(-0.09 - 0.185 \times 0.41)} = 3.69 \text{ cm}^2$$

• $A_{min} \text{ RPA} = 0.8\% b \times h = 0.008 \times 45 \times 45 = 16.2 \quad (\text{en zone IIa})$

Donc : $A_{adopté} = \max (A_{Cal}, A_{CNF}, A_{min(RPA)}) = 16.2 \text{ cm}^2$

Pour le calcul des différentes sections de ferrailage, on a utilisé le logiciel **SOCOTEC**, qui calcul le ferrailage selon les règles de **BAEL** (section rectangulaire).

- Les résultats du ferrailage longitudinal sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV-45: Ferrailage longitudinal

Niveau	N (KN)	M (KN.m)	Section	A _{cal}	A _{CNF}	A _{RPA}	Choix barres
			(cm ²)	(cm ²)	cm ²	cm ²	
(E/sol+RDC)	N _{max} = 2006.29	M _{cor} = 11.43	50x50	0	2,72	20	8T20
	N _{min} = - 885.36	M _{cor} = 15.64		11.96			
	N _{cor} = 550.74	M _{max} = 146.89		1.61			
(1 ^{ème} +2 ^{ème}) étage	N _{max} = 1404.76	M _{cor} = 16.75	45x45	0	2,2	16.2	4T20+ 4T16
	N _{min} = -196.11	M _{cor} = 1.79		0			
	N _{cor} = 369.51	M _{max} =176.35		5.49			
(3 ^{ème} +4 ^{ème}) étage	N _{max} = 934.76	M _{cor} = 22.69	40x40	0	1,74	12.8	8T16
	N _{min} = -51.51	M _{cor} = 51.54		4.24			
	N _{cor} = 215.25	M _{max} = 147.11		8.48			
(5 ^{ème} +6 ^{ème})	N _{max} = 512.61	M _{cor} = 10.58	35x35	0	1,33	9.8	8T14
	N _{min} = - 72.76	M _{cor} = 7.43		2.28			
	N _{cor} = 80.07	M _{max} =106.11		8.24			

- Choix des armateurs des poteaux :

Tableau IV-46: choix des armatures

Niveau	Section	A _{S(cal)} (cm ²)	A _{cnf} (cm ²)	A _{min} (RPA) (cm ²)	A _{max} ZR (cm ²)	A _{max} ZC (cm ²)	choix des armateurs	A _{adop} (cm ²)
(E/SOL+RDC)	(50 x 50)	9.13	2,72	20	150	75	8T20	25.13
(1 ^{ème} +2 ^{ème})	(45 x 45)	7.73	2,2	16.20	121,5	60,75	4T20+4T16	20.61
(3 ^{ème} +4 ^{ème})	(40 x 40)	3.12	1,74	12.80	96	48	8T16	16.08
(5 ^{ème} +6 ^{ème})	(35 x 35)	2.84	1,33	9.80	73,5	36,75	8T14	12.32

- Longueur de recouvrement : RPA99/V2003 art (7.4.2.1)

Selon la zone sismique IIa, la longueur minimale de recouvrement est donnée par

$$L_r = 40\phi \quad \text{en zone IIa}$$

Pour : T20.....L_r = 80 cm

T16.....L_r = 64 cm

T14.....L_r = 56 cm

❖ Ferrailage transversal

Selon le RPA les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule

$$\text{suivante : } \frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

V_u : est l'effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

t : est l'espacement des armatures transversales.

ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égale:

$$\begin{cases} \rho_a = 2,5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3,75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases} \implies \lambda_g \text{ (L'élancement géométrique du poteau)} = \left[\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right]$$

• Espacement des armatures transversales :(Art7.4.2.2.RPA99/V2003)

- Dans la zone nodale : $S_t \leq \text{Min}(10\phi_l ; 15\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(14 ; 15\text{cm}) \dots$ En zone IIa.
- Dans la zone courante : $S_t \leq 15\phi_l = 21\text{cm} \dots$ En zone IIa.

Où ϕ est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

On adopte un espacement de :

- **8 cm** en zone nodale.
- **10 cm** en zone courante.

La quantité minimale des armatures transversales est obtenue par $\frac{A_t}{t \cdot b_1}$ est donnée comme suit :

- 0,3 % si $\lambda_g \geq 5$
- 0,8 % si $\lambda_g \leq 3$
- Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite minimum de $10 \phi_t = 8 \text{ cm}$

❖ Vérification du poteau à l'effort tranchant

On prend l'effort tranchant maximal et on le généralise pour tous les poteaux de la zone.

$$V_{u \max} = 30.11 \text{ KN}$$

• Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{30.11 \times 10^{-3}}{0.45 \times 0.405} = 0.165 \text{ MPa.} \\ \tau_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa} \end{cases} \implies \tau_u < \overline{\tau_u} \text{ condition vérifiée}$$

➤ Exemple de calcul

• Zone courante :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,7 \times 3,06}{0,45} = 4,765 < 5 \implies \rho_a = 3,75$$

$$A_t = \frac{0,1 \times 3,75 \times 30,11 \times 10^{-3}}{0,50 \times 400} = 0,56 \times 10^{-4} m^2 = 0,56 cm^2 \quad \text{Soit : } A_t = \mathbf{4HA8} = 2,01 cm^2$$

La quantité minimale des armatures transversales est :

$$\frac{A_t}{t.b} > 0,36\% \text{ interpoler (RPA99/2003)} \implies \frac{2,01}{10 \times 45} = 0,45\% > 0,36\% \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

• Zone nodale :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,7 \times 3,06}{0,45} = 4,76 < 5 \quad \rho_a = 3,75$$

$$A_t = \frac{0,08 \times 3,75 \times 30,11 \times 10^{-3}}{0,45 \times 400} = 0,5 \times 10^{-4} m^2 = 0,5 cm^2 ; \text{ Soit : } A_t = \mathbf{4HA8} = 2,01 cm^2$$

La quantité d'armatures transversales minimale est :

$$\frac{A_t}{t.b} > 0,36\% \text{ interpoler (RPA99/2003)} \implies \frac{2,01}{8 \times 45} = 0,55\% > 0,36\% \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

❖ Les résultats du ferrailage transversal sont résumés dans le tableau suivant :

• Zone courante :

Tableau IV-47: Armature transversale (Zone courante)

Poteaux	V (KN)	S _t (cm)	A _t (cm ²)	λ _g	ρ _a	τ _u ≤ 3.33 (MPa)	Choix	A _{ado} (cm ²)	% cal	% min
50x50	24.57	10	0.31	5.71	2.5	0.135	4HA8	2.01	0.402	0.3
45x45	30.11	10	0.56	4.76	3.75	0.130	4HA8	2.01	0.447	0.36
40x40	27.66	10	0.43	5.36	2.5	0.154	4HA8	2.01	0.503	0.3
35x35	32.37	10	0.58	6.12	2.5	0.184	4HA8	2.01	0.474	0.3

• Zone nodale :

Tableau IV-48 : Armature transversale (Zone nodale)

Poteaux	V (KN)	S _t (cm)	A _t (cm ²)	λ _g	ρ _a	τ _u ≤ 3.33 MPa	Choix	A _{ado} (cm ²)	% cal	% min
50x50	24.57	8	0.275	5.71	2.5	0.135	4HA8	2.01	0.502	0.3
45x45	30.11	8	0.501	4.76	3.75	0.130	4HA8	2.01	0.558	0.36
40x40	27.66	8	0.346	5.35	2.5	0.154	4HA8	2.01	0.628	0.3
35x35	32.37	8	0.462	8.74	2.5	0.184	4HA8	2.01	0.717	0.3

Vérification :**a) Vérification des contraintes**

La fissuration est peu nuisible dans les sections des poteaux, nous devons vérifier seulement la contrainte de compression dans le béton : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} = K_y$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableau IV-49: Vérification des contraintes

Zone	M _{ser} (KN.m)	As (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ _{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Observation
1	38.59	20	315900	18	2,2	15	Vérifier
2	33.77	16.20	239091	17,51	2,47	15	Vérifier
3	29.71	12.8	173800	16,92	2,89	15	Vérifier
4	31.01	9.8	119828	16,2	4,19	15	Vérifier

b) Contraintes tangentielles : (Art7.4.3.2.RPA99/2003)

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} < \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28}$$

Avec : $\rho_d = \begin{cases} 0,075 \dots si \dots \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 \dots si \dots \lambda_g < 5 \end{cases}$

$$\lambda_g (\text{L'élanement géométrique du poteau}) = \left[\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right]$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Poteaux	L _f (m)	λ_g	ρ_d	V(KN)	τ_u (Mpa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (Mpa)	Observation
50 x 50	2,856	5.71	0.075	24,57	0,1092	1.875	Vérifier
45 x 45	2,142	4.76	0.04	30,11	0,1652	1	Vérifier
40 x 40	2,142	5.35	0.075	27,66	0,1921	1.875	Vérifier
35 x 35	2,142	8.74	0.075	32,37	2936,1	1.875	Vérifier

c) Vérification au flambement

Nous considérons le poteau (45x45) de la zone 02 pour la vérification au flambement :

$$N_{\max} = 1404.76 \text{ KN.}$$

$$L_f = 0.7 l_0 = 2.14 \text{ m}$$

$$I_{XX} = I_{YY} = 0.0034 \text{ m}^4$$

$$B = 0.203 \text{ m}^2$$

Soit : $\lambda = \frac{l_f}{i}$; avec : $i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{0.0034}{0.203}} = 0.129 \text{ m}$

$$i_{xx} = i_{yy} = 0.129 \implies \lambda_{xx} = \lambda_{yy} = 16.60$$

$$\Delta = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.20(\lambda/35)^2} \dots \text{si } \lambda \leq 50 \\ \frac{1500}{\lambda^2} \dots \text{si } 50 < \lambda \leq 70 \end{cases}$$

$$0 < \lambda < 50 \implies \Delta = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0.81$$

On vérifier que :

$$Br \geq \frac{N_{\max}}{\Delta \left(\frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{f_e}{100\gamma_s} \right)} = \frac{1404.76 \times 1000}{0.81 \left(\frac{25}{0.9 \times 1.15} + \frac{400}{100 \times 1} \right)} = 61598.19 \text{ mm}^2 = 615.98 \text{ cm}^2$$

Nous avons :

$$Br = [(45 - 3)(45 - 3)] = 1764 \text{ cm}^2 > 615.98 \text{ cm}^2 \dots \text{CV}$$

Nous considérons le poteau (50x50) de la zone 01 le plus sollicité par l'effort normal pour la vérification au flambement :

$$N_{\max} = 2006.29 \text{ KN.}$$

$$L_f = 0.7 l_0 = 2.86 \text{ m}$$

$$I_{XX} = I_{YY} = 0.0052 \text{ m}^4$$

$$B = 0.25 \text{ m}^2$$

Soit : $\lambda = \frac{l_f}{i}$; avec : $i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{0.0052}{0.25}} = 0.144 \text{ m}$

$$i_{xx} = i_{yy} = 0.144 \implies \lambda_{xx} = \lambda_{yy} = 19.83$$

$$\Delta = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.20(\lambda/35)^2} \dots \text{si } \lambda \leq 50 \\ \frac{1500}{\lambda^2} \dots \text{si } 50 < \lambda \leq 70 \end{cases}$$

$$0 < \lambda < 50 \implies \Delta = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0.80$$

On vérifie que :

$$B_r \geq \frac{N_{\max}}{\Delta \left(\frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{f_e}{100\gamma_s} \right)} = \frac{2006.29 \times 1000}{0.80 \left(\frac{25}{0.9 \times 1.15} + \frac{400}{100 \times 1} \right)} = 89074.73 \text{ mm}^2 = 890.75 \text{ cm}^2$$

Nous avons :

$$B_r = [(50 - 3)(50 - 3)] = 2209 \text{ cm}^2 > 890.75 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

d) Vérification de l'effort normal ultime

D'après CBA93 (Art.8.4.1), les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité.

$$N_{ulim} = \Delta \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + A \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

Δ : Coefficient en fonction de l'élanement λ .

B_r : section réduite du béton.

A : section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

• Calcul de N_{ulim} :

$$N_{ulim} = \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + A \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right] = 0.80 \left[\frac{0.2209 \times 25}{0.9 \times 1.15} + 25.13 \times 10^{-4} \cdot \frac{400}{1} \right] \times 10^3$$

$$N_{ulim} = 5072.76 \text{ kN} > N_{\max} = 2006.29 \text{ kN} \dots \text{C. V}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau IV-50: Vérification de l'effort normal ultime

Poteau	Section (cm ²)	L ₀ (m)	L _f (m)	λ	A (cm ²)	N _{max} (kN)	N _{ulim} (kN)	Vérification
RDC	50x50	4.08	2.86	19.83	25.13	2006.19	5076.76	Vérifiée

IV.8.1.1 Schéma de ferrailage des poteaux

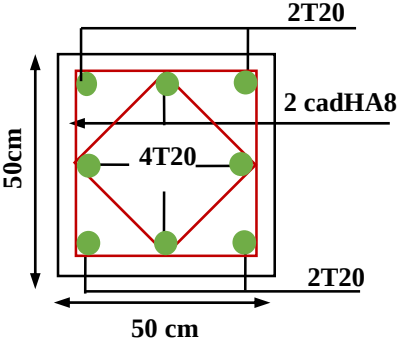
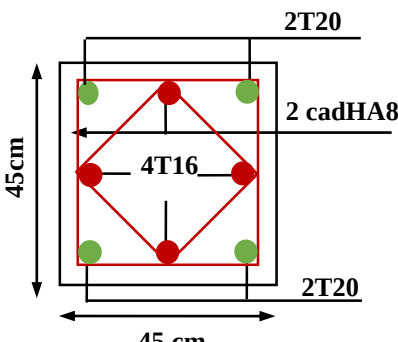
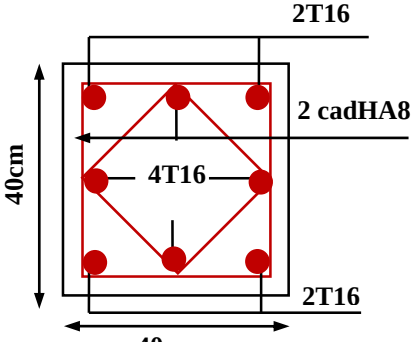
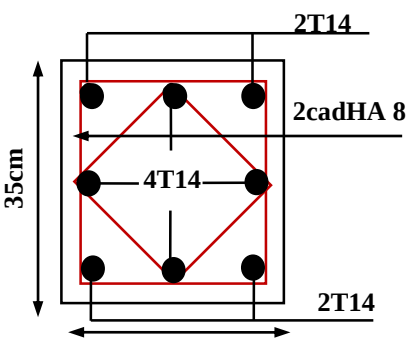
Poteau (50x50)  50cm 50 cm 8T20	Poteau (45x45)  45cm 45 cm 4T20 + 4 T16
Poteau (40x40)  40cm 40cm 8T16	Poteau (35x35)  35cm 35 cm 8T14

Figure IV.64: Schéma de ferrailage des poteaux

IV.8.2 Ferrailage des poutres

Les poutres ce sont des éléments porteurs horizontaux en béton avec armatures incorporées. Elles transmettent les charges aux poteaux.

Le ferrailage des poutres sera déterminé en flexion simple à l'état limite ultime « **E.L.U** », puis vérifiées à l'état limite de service « **E.L.S** ».

Les poutres sont sollicitées en flexion simple sous un moment fléchissant et un effort tranchant.

Pour le ferrailage, on doit respecter le pourcentage minimal imposé par le « **RPA99** » en **zone IIa**.

- Poutres principales : **(b, h) = (30,45)**
- Poutres secondaires : **(b, h) = (30,40)**
- Poutre **(b, h) = (30,40)** supportant un raidisseur

Les combinaisons à prendre en compte pour les poutres sont :

/	Selon BAEL 91	Selon le RPA
E.L.U	$1.35G + 1.5Q$	$G + Q \pm E$
E.L.S	$G + Q$	$0.8G \pm E$

- **Recommandation du RPA99 (Version 2003)**

a) Armatures longitudinales : (RPA99. Version 2003/Art 7.5.2.1) :

- Le pourcentage total des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en tout la section $\implies A_{\min} = 0.5\% b.h$
- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :
 - $4\% \implies A_{\max} = 4\% b.h$ En zone courante.
 - $6\% \implies A_{\max} = 6\% b.h$ En zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de : **40 Ø** en zone IIa
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à **90°**.

b) Armatures transversales : (RPA99. Version 2003/Art7.5.2.2) :

- La quantité minimale des armatures transversales est donnée par : **$A_t = 0,003. S. b$**
- L'espacement maximal entre les armatures transversales est déterminé comme suite :
- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$S_t = \min (h / 4, 12 \text{ Ø})$$

Avec :

$\emptyset_1$: c'est la valeur du diamètre $\emptyset$ des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé.

- En dehors de la zone nodale : $S_t \leq h / 2$
- La valeur du diamètre $\emptyset_1$ des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé. Dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

c) **Caractéristiques des poutres et des matériaux qui les constituent :**

Tableau IV-51: caractéristiques des poutres

	h (cm)	b (cm)	C (cm)	d (cm)	f_{c28} (Mpa)	f_e (Mpa)	fissuration
Poutre principale	45	30	3	40.5	25	400	Peu préjudiciable
Poutre secondaire	40	30	3	36	25	400	Peu préjudiciable

• **Recommandation du BAEL 91 :**

a) **Armatures longitudinales :**

- Les armatures minimales longitudinales sont données par la condition de non fragilité,

comme suit : $A_{l\min} = 0,23.b.d \frac{f_{t28}}{f_e}$

- L'espacement S_t doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min (0,9d; 40\text{cm}; 15\emptyset'l_{\min} \neq 0) \text{ Escapement max (Art A.4.2.5)} \\ S_t = \frac{A_t.f_e}{0,4.b} \\ S_t \leq \frac{0,9.A_t.f_e}{b.\gamma_s (\tau_u - 0,3.f_{tj})} \end{array} \right.$$

b) **Armatures transversales :**

- **Volume relatif d'armatures:**

$$\rho_{t0} = \frac{\tau_u - \tau_0}{(\cos \alpha + \sin \alpha) 0,9 f_e / \gamma_s}$$

Avec :

A_t **Droites** $\alpha = 90^\circ \implies \sin \alpha + \cos \alpha = 1$

$$K = \begin{cases} 0 \dots\dots \text{si reprise sans indentation.} \\ 0 \dots\dots \text{si fissuration très nuisible.} \\ 1 \dots\dots \text{en flexion simple.} \end{cases} \implies \text{Donc } k=1 \text{ (flexion simple).}$$

$$\tau_0 = 0.3 f_{tj}^* k \implies f_{tj}^* = \text{Min} \{ f_{tj}; 3.3 \text{ MPa} \} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\tau_0 = 0.3 \times 2.1 \times 1 = 0.63 \text{ MPa}$$

$$\text{D'où le volume relatif d'armature vaut : } \rho_t = \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj}^*}{0.9 \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

• Section minimale d'armature d'âme

$$\text{➤ Volume minimal d'armatures : } \rho_{t \min} = \frac{1}{f_e} \max \left\{ \frac{\tau_u}{2}, 0.4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\text{➤ Diamètre des armatures d'âme : } \phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{t \min} \right\}$$

$$\text{➤ Espacement maximale : } S_{t \max} = \text{Min} \left\{ 0.9 d ; 40 \text{ cm} \right\}$$

$$\text{➤ Espacement : } \rho_t = \frac{A_t}{b_0 S_t}$$

• Calcul des armatures

Dans le cas d'une flexion simple, on procède de la manière suivante :

On calcule les moments réduits :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \quad \text{Avec : } f_{bu} = 0.85 \frac{f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

Avec :

A_s : section des aciers tendus ou le moins comprimés selon le cas.

A's : section supérieure la plus comprimée.

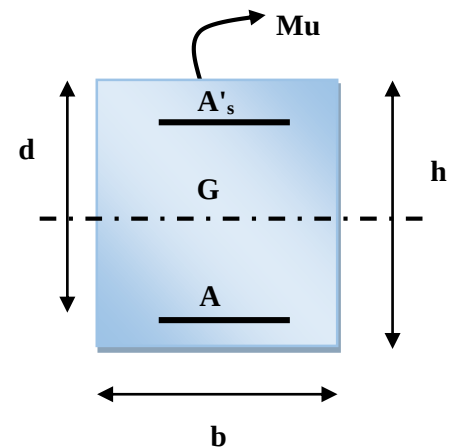
M_u : moment de flexion supporté par la section.

$$\gamma_b = 1.15, \theta = 0.85 \dots\dots\dots \text{Si la combinaison est accentuelle}$$

$$\gamma_b = 1.5, \theta = 1 \dots\dots\dots \text{Si la combinaison est fondamentale}$$

➤ Exemple de calcul

Les poutres travaillent à la **flexion simple**. Les moments maximaux, en travées et en appuis sont obtenus par le logiciel de calcul **ETABS**.



- **Calcul des armatures longitudinales**

Poutres porteuses (poutres principales) (30x45) :

La poutre la plus sollicitée c'est la poutre **(B58)**

➤ **Ferraillage sous la combinaison : 1.35G+1.5Q :**

- **Ferraillage en travée**

$$\theta = 1, \gamma_b = 1,5, \gamma_s = 1,15$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = 14,2 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} M_{u \max} = 116,231 \text{ KN.m} \\ M_{\text{ser}} = 85,36 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{116,23 \times 10^{-3}}{0,3 \times (0,41)^2 \times 14,2} = 0,16$$

$$10^4 \mu_{lu} = 3440\gamma + 49 f_{c28} - 3050$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{116,23}{85,36} = 1,36$$

$$\mu_{lu} = 0,3916$$

$$, \mu_{bu} = 0,063 < 0,28 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0,16 < 0,275 \quad \Longrightarrow \quad \text{Méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d(1 - 0,6 \mu_{bu}) = 0,405(1 - 0,6 \times 0,16) = 0,37 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{M_u}{Z_b \times f_{ed}}$$

$$A_l = \frac{116,23 \times 10}{0,37 \times 348} = 9,02 \text{ cm}^2$$

- **Ferraillage sur appuis de la nappe supérieure sous la combinaison : (G+Q±E)**

$$M_{u \max} = 123,718 \text{ kN.m}, M_{\text{ser}} = 85,36 \text{ kN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{123,718 \times 10^{-3}}{0,3 \times (0,41)^2 \times 14,2} = 0,17$$

$$10^4 \mu_{lu} = 3440\gamma + 49 f_{c28} - 3050$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{123,718}{85,36} = 1,45$$

$$\mu_{lu} = 0,39, \mu_{bu} = 0,17 < 0,39 \quad \Longrightarrow \quad A' = 0$$

$$\mu_{bu} < 0,275 \quad \Longrightarrow \quad \text{Méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d(1 - 0,6\mu_{bu}) = 0,41(1 - 0,6 \times 0,17) = 0,37m$$

$$A_l = \frac{M_U}{Z_b \times f_{ed}} = \frac{123,718 \times 10}{0,37 \times 348} (cm) = 9,6cm^2$$

- **Ferraillage sur appuis de la nappe inférieure sous la combinaison : (0.8G±E)**

$$M_{u \max} = 94,33 \text{ kN.m}, M_{\text{ser}} = 85,36 \text{ kN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}} = \frac{94,33 \times 10^{-3}}{0,3 \times (0,41)^2 \times 14,2} = 0,13$$

$$10^4 \mu_{lu} = 3440\gamma + 49 f_{c28} - 3050$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{94,33}{85,36} = 1,1$$

$$\mu_{lu} = 0,39, \mu_{bu} = 0,13 < 0,39 \quad \Longrightarrow \quad A' = 0$$

$$\mu_{bu} < 0,275 \quad \Longrightarrow \quad \text{Méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d(1 - 0,6\mu_{bu}) = 0,41(1 - 0,6 \times 0,13) = 0,38m$$

$$A_l = \frac{M_U}{Z_b \times f_{ed}} = \frac{94,33 \times 10}{0,38 \times 348} (cm) = 7,13cm^2$$

Donc on adopte les sections des armatures suivantes :

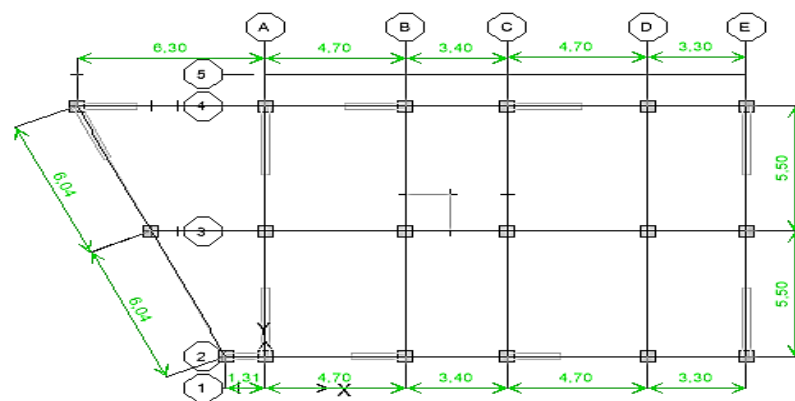
- **En travée :** $A_s = 9,02cm^2 \quad \Longrightarrow \quad 3T16+2T14 \quad Tq : A_{s \text{ adopté}} = 9,11cm^2$
- **Sur appui :** $\sup A_s = 9,6cm^2 \quad \Longrightarrow \quad 3T16+2T16 \quad Tq : A_{s \text{ adopté}} = 10,05cm^2$
 $\inf A_s = 7,13cm^2 \quad \Longrightarrow \quad 3T14+2T14 \quad Tq : A_{s \text{ adopté}} = 7,70cm^2$

❖ Ferraillage des poutres les plus sollicitées

❖ Identification des poutres

Le calcul du ferraillage est fait pour les différents axes comme suit :

- **Sens principal selon l'axe X et on a 4 zones (selon le niveau d'étage) qui seront ferrailé ;**
- **Sens secondaire selon l'axe Y et on a 4 zones (selon le niveau d'étage) qui seront ferrailé ;**



a) Armatures longitudinales

Les résultats sont présentés dans les tableaux ci – après

➤ Poutres principales (30x45)

Dans le but de faciliter la réalisation et de réduire les calculs, on décompose notre bâtiment en (04) zones :

- les niveaux (RDC-1) Zone 1
- les niveaux (2-3) Zone 2
- les niveaux (4-5) Zone 3
- les niveaux (6-7) Zone 4

❖ Ferrailage des poutres principales

POUTRE		M (KN.m)		As cm ²	A _{min} (RPA) (cm ²)	Choix des barres	Adopté cm ²	Combinaison
Zone 1	PP (30x45)	Sur appuis	Sup	105,25	6.75	3T14+ 2T14	8,64	G+Q-Ey
			inf	82,15		3T14 + 2T12	6,88	0.8G+Ey
		En travée		82,62		3T14 + 2T12	6,88	1.35G+1.5Q
Zone 2	PP (30x45)	Sur appuis	Sup	120,76	6.75	3T16+2T16	10,05	G+Q-EY
			inf	94,84		3T14+2T14	7,7	0.8G+EY
		En travée		101,22		3T14+2T16	8,64	1.35G+1.5Q
Zone 3	PP (30x45)	Sur appuis	Sup	123,33	6.75	3T16+2T16	10,05	G+Q-Ey
			inf	96,11		3T14+2T14	7,7	0.8G+Ey
		En travée		107,39		3T14+ 2T16	8,64	1.35G+1.5Q
Zone 4	PP (30x40)	Sur appuis	Sup	123,72	6.75	3T16+2T16	10,05	G+Q-Ey
			inf	94,33		3T14+2T14	7,7	0.8G+Ey
		En travée		116,23		3T16+2T16	10,05	1.35G+1.5Q

❖ **Ferrailage des poutres principales liées aux voiles**

Dans le but de faciliter la réalisation et de réduire les calculs, on décompose notre bâtiment en (02) zones à cause qu'on a eu des efforts proches dans chaque niveau de zone :

- les niveaux (E/sol-RDC-1-2) Zone 1
- les niveaux (3-4-5-T) Zone 2

POUTRE		M (KN.m)			As cm ²	A _{min} (RPA) cm ²	Choix des barres	Aadopté (cm ²)	Combinaison
Zone 1	PP (30x45)	Sur appuis	Sup	251,98	23,44	6.75	3T25+2T25	24,54	G+Q-Ey
			inf	242,51	22,19		3T25+2T25	24,54	0.8G+Ey
		En travée		51,95	3,84		3T12+2T12	6,65	1.35G+1.5Q
Zone 2	PP (30x45)	Sur appuis	Sup	249,32	23,08	6.75	3T25+2T25	24,54	G+Q-EY
			inf	238,67	21,7		3T25+2T25	24,54	0.8G+EY
		En travée		71,79	5,39		3T12+2T25	5,65	1.35G+1.5Q

- Poutres secondaire (30x40)

❖ **Ferrailage des poutres secondaires zone 1**

POUTRE		M (KN.m)			As cm ²	A _{min} (RPA) cm ²	Choix des barres	Adopté cm ²	Combinaison
Zone 1	PS (30x40)	Sur appuis	Sup	88,02	7,75	6	3T14+ 2T16	8,64	G+Q-Ey
			inf	80,45	6,98		3T14+ 2T16	8,64	0.8G+Ey
		En travée		56,95	4,81		3T12+2T12	5,65	1.35G+1.5Q
Zone 2	PS (30x40)	Sur appuis	Sup	127,83	11,79	6	3T16+2T20	12,31	G+Q-EY
			inf	124,5	11,43		3T14+2T20	12,31	0.8G+EY
		En travée		47,45	3,97		3T14	4.62	1.35G+1.5Q
Zone 3	PS (30x40)	Sur appuis	Sup	103,25	9,21	6	3T16+2T16	10,05	G+Q-Ey
			inf	99,36	8,82		3T16+2T16	10,05	0.8G+Ey
		En travée		55,94	4,72		3T12+2T12	5,65	1.35G+1.5Q
Zone 4	PS (30x40)	Sur appuis	Sup	110,19	9,92	6	3T16+2T16	10,05	G+Q-Ey
			inf	105,9	9,48		3T16+2T16	10,05	0.8G+Ey
		En travée		59,48	5,04		3T12+2T12	5,65	1.35G+1.5Q

❖ Ferrailage des poutres secondaires liées aux voiles

POUTRE		M (KN.m)			As cm ²	A _{min} (RPA) cm ²	Choix des barres	Aadopté cm ²	Combinaison
Zone 1	PS (30x40)	Sur appuis	Sup	186,66	19,02	6	3T20+2T25	19,24	G+Q-Ey
			inf	178,55	17,9		3T20+2T25	19,24	0.8G+Ey
		En travée		33,9	2,8		3T10+2T10	3,93	1.35G+1.5Q
Zone 2	PS (30x40)	Sur appuis	Sup	166,57	16,34	6	3T20+2T25	19,24	G+Q-EY
			inf	155,32	14,94		3T16+2T25	15,85	0.8G+EY
		En travée		52,66	4,43		3T12+2T12	5,65	1.35G+1.5Q

❖ Vérifications

• Pourcentage exigé par RPA99/version 2003

➤ Pour les poutres principales (30x45) :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{s \text{ RPA min}} = 0.005 \cdot 30 \cdot 45 = 6,75 \text{ cm}^2 \\ A_{s \text{ RPA max}} = 0.04 \cdot 30 \cdot 45 = 54 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (\text{Zone courante}) \\ A_{s \text{ RPA max}} = 0.06 \cdot 30 \cdot 45 = 81 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (\text{Zone recouvrement}) \end{array} \right.$$

➤ Pour les poutres secondaires (30x40) :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{s \text{ RPA min}} = 0.005 \cdot 30 \cdot 40 = 5 \text{ cm}^2 \\ A_{s \text{ RPA max}} = 0.04 \cdot 30 \cdot 40 = 48 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (\text{Zone courante}) \\ A_{s \text{ RPA max}} = 0.06 \cdot 30 \cdot 40 = 72 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (\text{Zone recouvrement}) \end{array} \right.$$

b) Armatures transversales

Le ferrailage transversal se fait avec l'effort tranchant qui provoque des contraintes de cisaillement.

- Selon le BAEL91 : La section minimale A_t doit vérifier : $A_t \geq \frac{1}{f_e} 0,4 \cdot b \cdot S_t$

Avec

b : largeur de la poutre

S_t : l'espacement des cours d'armatures transversales ; $S_t \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm})$

Donc :

On adopte les espacements suivants : $S_t = 20 \text{ cm}$.

$$A_t \geq \frac{1}{400} 0,45 \cdot 0,3 \cdot 0,20 \implies A_t \geq 0,68 \text{ cm}^2$$

- **Diamètre des armatures d'âme**

➤ Pour les poutres principales :

$$\phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{l_{\min}} \right\} \implies \phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{45}{35}; \frac{30}{10}; 1,2 \right\} = 1,28 \text{ cm}$$

Donc : $\phi_t = 8 \text{ mm}$.

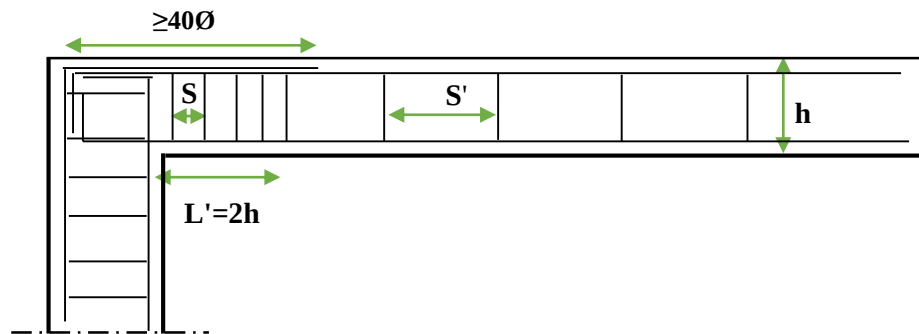
➤ Pour les poutres secondaires :

$$\phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{l_{\min}} \right\} \implies \phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{40}{35}; \frac{30}{10}; 1,2 \right\} = 1,14 \text{ cm} \quad \textbf{Donc : } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

- **Selon le RPA99/version 2003**

D'après le RPA99 version 2003 :

La section minimale A_t doit vérifier : **$A_t = 0.003 \times S_t \times b$**



➤ **L'espace maximal (poutre principale (30x45))**

- **En zone nodale :**

La longueur de la zone nodale est : $L' = 2h = 2 \times 0.45 = 0.9 \text{ m}$

$$S_t \leq \min (h/4; 12 \phi_L; 30 \text{ cm}) = \min (45/4; 12 \phi_L; 30) = 11,25 \text{ cm} \implies \textbf{St = 10 cm}$$

- **En zone courante :**

$$S_t \leq h/2 = 22,5 \text{ cm} \implies \textbf{St = 15 cm}$$

➤ **L'espace maximal (poutre secondaire (30x40))**

- **En zone nodale :**

La longueur de la zone nodale est : $L' = 2h = 2 \times 0.4 = 0.8 \text{ m}$

$$S_t \leq \min (h/4; 12 \phi_L; 30 \text{ cm}) = 10 \text{ cm} \implies \textbf{St = 8 cm}$$

- **En zone courante :**

$$S_t \leq h/2; S_t = 20 \text{ cm} \implies \textbf{St = 15 cm}$$

➤ **L'espace maximal :**

- En zone nodale : **St = 10cm**
- En zone courante : **St = 15cm**

Donc: $A_t = 0.003 \times St \times b = 1.35 \text{ cm}^2 \geq 0.68 \text{ cm}^2$

Alors:

$S_t \text{ Adopté} = \min (S_t \text{ BAEL}, S_t \text{ RPA}).$

- En zone nodale : $S_t = 10\text{cm}$
- En zone courante : $S_t = 20\text{cm}$

Le choix des barres est le suivant : **4Ø8..... $A_t=2.01\text{cm}^2$**

On aura un cadre et un étrier de diamètre «Ø8 »

❖ **La longueur minimale de recouvrement**

La longueur minimale de recouvrement en zone IIa est : $L=40\phi$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Diamètre ϕ (mm)	Longueur L (cm)= 40ϕ
ϕ 12	48
ϕ 14	56
ϕ 16	64
ϕ 20	80
ϕ 25	100

❖ **Vérification :**

- **La condition de non fragilité :(BAEL91)**

$$\left. \begin{array}{l} A_L \geq \frac{0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = 1,46 \text{ cm}^2 \text{ } \mathbf{P-P} \\ A_L \geq \frac{0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = 1,14 \text{ cm}^2 \text{ } \mathbf{P-S} \end{array} \right\} \Rightarrow \mathbf{C.V}$$

D'après le tableau de ferrailage, on remarque que :

$A_L > A_{\min}$ vérifiée

- **Vérification du cisaillement du béton :**

On doit vérifier la condition ci-après : $\tau_u = \frac{V_u}{b d} \leq \overline{\tau_u}$

Avec :

V_u : l'effort tranchant maximum.

b : Largeur de la section de la poutre.

d: Hauteur utile.

La contrainte tangente conventionnelle : $\tau_u = \frac{V_u}{bd}$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,20 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right\} \implies \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa} \quad (\text{Fissuration peut préjudiciable})$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV-52: Vérification de la contrainte de cisaillement

Les poutres	Section (cm ²)	V _u (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
Poutres principale	30x45	134,30	1,1	3.33	C.V
PP liée aux voiles	30x45	101,72	0.83	3.33	C.V
Poutres secondaire	30x40	76,79	0.71	3.33	C.V
PS liée aux voiles	30x40	56 ,88	0.53	3.33	C.V

• Contraint de compression dans le béton

Fissuration est peu nuisible dans les sections des poutres, donc la seule vérification à faire est la contrainte de compression du béton, cela pour le cas de sollicitations les plus défavorables.

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6.f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

La contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} = K_y$

On effectue cette vérification pour le cas le plus défavorable en chaque zone dans la travée et sur l'appui .

Les résultats de vérification des contraintes sont regroupés dans les tableaux suivants :

♦ Poutres principales :

Les Poutres		Zone de vérification	As (cm²)	Y (cm)	I (cm4)	M _{ser} (Mpa)	σ _{bc} (Mpa)	σ _{adm} (Mpa)	Obser
PP	PP zone (1 et 2)	Sur appuis	10,05	15,77	131413	73,42	8,83	15	C.V
		En travée	8,64	14,88	118014	73,42	9,26	15	C.V
	PP zone (3 et 4)	Sur appuis	10,05	15,77	131413	85,36	10,24	15	C.V
		En travée	10,05	15,77	131413	85,36	10,24	15	C.V
Poutres principales liées aux voiles		Sur appuis	24,54	21,56	232264	37,66	3,5	15	C.V
		En travée	6,65	13,42	97318	37,66	5,19	15	C.V

♦ Poutres secondaires :

Les Poutres		Zone de vérification	As (cm ²)	Y (cm)	I (cm4)	M _{ser} (Mpa)	σ _{bc} (Mpa)	σ _{adm} (Mpa)	Obser
PS	PS zone (1 et 2)	Sur appuis	12,31	15,78	114787	34,49	4,74	15	C.V
		En travée	4,62	10,79	56605	34,49	6,58	15	C.V
	PS zone (3 et 4)	Sur appuis	10,05	14,65	100157	59,48	8,7	15	C.V
		En travée	5,65	11,71	66060	59,48	10,55	15	C.V
Poutres secondaires liées aux voiles		Sur appuis	19,24	18,4	151692	24,39	2,96	15	C.V
		En travée	3,93	10,09	49847	24,39	4,94	15	C.V

• Etat limite d'ouverture des fissures

Du fait que la fissuration est peu préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire.

1) Influence de l'effort tranchant

❖ Influence sur les armatures inférieures aux appuis

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

Si : $T_u - \frac{M_u}{0,9d} < 0 \Rightarrow$ pas de force de traction dans les armatures longitudinales inférieures.

Si : $T_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0 \Rightarrow$ les armatures longitudinales inférieures sont soumises à un effort de traction.

Dans ce cas on doit vérifier que : $A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u - \frac{M_u}{0,9d} \right) \Rightarrow$ Condition (1)

Avec : $\gamma_s = 1.15$; $f_e = 400\text{MPa}$

Les résultats des ces vérifications sont données dans le tableau suivant :

D'après les résultats du tableau, les armatures longitudinales inférieures ne sont soumises à aucun effort de traction.

Tableau IV-53: Vérification de la section d'armatures

Poutres	V _U (KN)	M _U (KN.M)	$\left(\frac{M_u}{0,9d} \right)$ (KN)	$\left(T_u - \frac{M_u}{0,9d} \right)$ (KN)
P.P zone (1,2)	117,43	120,76	331,303155	< 0
P.P zone (3,4)	134,3	123,72	339,4238683	
P.P liée aux voiles	78,87	251,78	690,7544582	< 0
P.S zone (1,2)	39,96	127,83	394,537037	< 0

P.S zone (3,4)	48,4	110,19	340,0925926	
P.S liée aux voiles	44,95	186,66	576,1111111	< 0

• **Vérification de la contrainte de compression du béton**

On doit vérifier que : $V_u \leq 0,4.a.b.\frac{f_{c28}}{\gamma_b} \implies Vu \leq 0,267.a.b.f_{c28} \implies \text{Condition (2)}$

Avec : $a = \min \left\{ \grave{a} ; 0,9d \right\}$

b : Largeur de la poutre.

$\grave{a}$: Longueur d'appui ($\grave{a}=c-c'-2\text{cm}$) $\implies \grave{a} = b-c'-2 = 25 \text{ cm}$

c: Largeur d'appui (poteau).

Avec : $\begin{cases} \gamma_b=1.5 \\ C' = 3\text{cm} \end{cases}$

Les résultats des deux vérifications sont regroupés dans le tableau suivant :

Poutres	Section cm ²	VU(KN)	a (cm)	0.267a.b.fc28	Condition
P.P zone (1,2)	30*45	120,76	25	5006,25	C.V
P.P zone (3,4)	30*45	123,72	25	5006,25	C.V
P.P liée aux voiles	30*45	251,78	25	5006,25	C.V
P.S zone (1,2)	30*40	127,83	25	5006,25	C.V
P.S zone (3,4)	30*40	110,19	25	5006,25	C.V
P.S liée aux voiles	30*40	186,66	25	5006,25	C.V

❖ **Vérification de l'adhérence**

La contrainte d'adhérence doit être inférieure à la valeur limite ultime :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum \mu_i} \leq \tau_{su} = \psi_s f_{t28}$$

Avec :

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres

$$\sum_{i=1}^n u_i = n.\pi.\emptyset$$

$$\tau_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Poutres	VU(KN)	$\sum U_i$ (cm)	τ_{se} (Mpa)	$\overline{\tau_{se}}$ (Mpa)	Observation
P.P zone (1,2)	120,76	25,12	1,318881986	3,15	C.V
P.P zone (3,4)	123,72	25,12	1,351209667	3,15	C.V
P.P liée aux voiles	251,78	39,25	1,75988397	3,15	C.V
P.S zone (1,2)	127,83	25,12	1,570609224	3,15	C.V
P.S zone (3,4)	110,19	25,12	1,353871786	3,15	C.V

P.S liée aux voiles	186,66	39,25	1,467799009	3,15	C.V
----------------------------	--------	-------	-------------	------	-----

1) Vérification de l'état limite de déformation (la flèche)

La vérification de la flèche est inutile sauf si l'une des trois conditions n'est Pas vérifiée :

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad 2) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \quad 3) \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} Mpa$$

Avec :

h: hauteur de la section

l : la portée entre nus d'appuis. (L = 5,5 m)

M_t: moment maximum en travée. (M_t = 85,36 KN.m)

M₀: moment isostatique. (M_a = 113,81 KN.m)

A_s : section d'armateur tendue correspondante

f_e : limite d'élasticité de l'acier

❖ Poutre principale (30,45) :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{45}{400} = 0.113 > 0.0625 \dots\dots\dots \text{C.V.}$
- $\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{9,02}{30 \times 40,5} \leq \frac{4,2}{400} \Rightarrow 0.007 \leq 0.0105 \dots\dots\dots \text{C.V.}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \implies 0.08 > 0.075 \dots\dots\dots \text{C.V.}$

Les résultats de cette vérification sont donnés dans le tableau suivant :

Poutres	Condition N°1	Condition N°2	Condition N°3	Observation
P.P	0.113 > 0.0625	0.007 ≤ 0.010	0.08 > 0.075	C.V
p.p liée aux voiles	0.113 > 0.0625	0.005 ≤ 0.0105	0.08 > 0.021	C.V

Les trois conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche est inutile

❖ Poutre secondaire (30x40) :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{40}{470} = 0.085 > 0.0625 \dots\dots\dots \text{C.V}$
- $\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,62}{30 \times 36} \leq \frac{4,2}{400} \Rightarrow 0.0042 \leq 0.0105 \dots\dots\dots \text{C.V}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \implies 0.085 > (47,45/(10 \times 63.27)) = 0,0749 \dots\dots\dots \text{C.V}$

Les résultats de cette vérification sont donnés dans le tableau suivant :

Poutres	Condition N°1	Condition N°2	Condition N°3	Observation
P.S	$0.085 > 0.0625$	$0.0042 \leq 0.0105$	$0.085 > 0.0749$	C.V
P.S liée aux voiles	$0.085 > 0.0625$	$0.0036 \leq 0.0105$	$0.085 > 0.0678$	C.V

Les trois conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche est inutile.

N.B : on a une poutre secondaire spécifique (30X50) de longueur 630 cm dont on a augmenté la section du béton mais elle sera ferrailée comme une simple poutre secondaire en gardant la même section d'armature d'où en changeant la section du béton par rapport aux autres poutres secondaires.

IV.8.2.1 Schéma de ferrailage des poutres

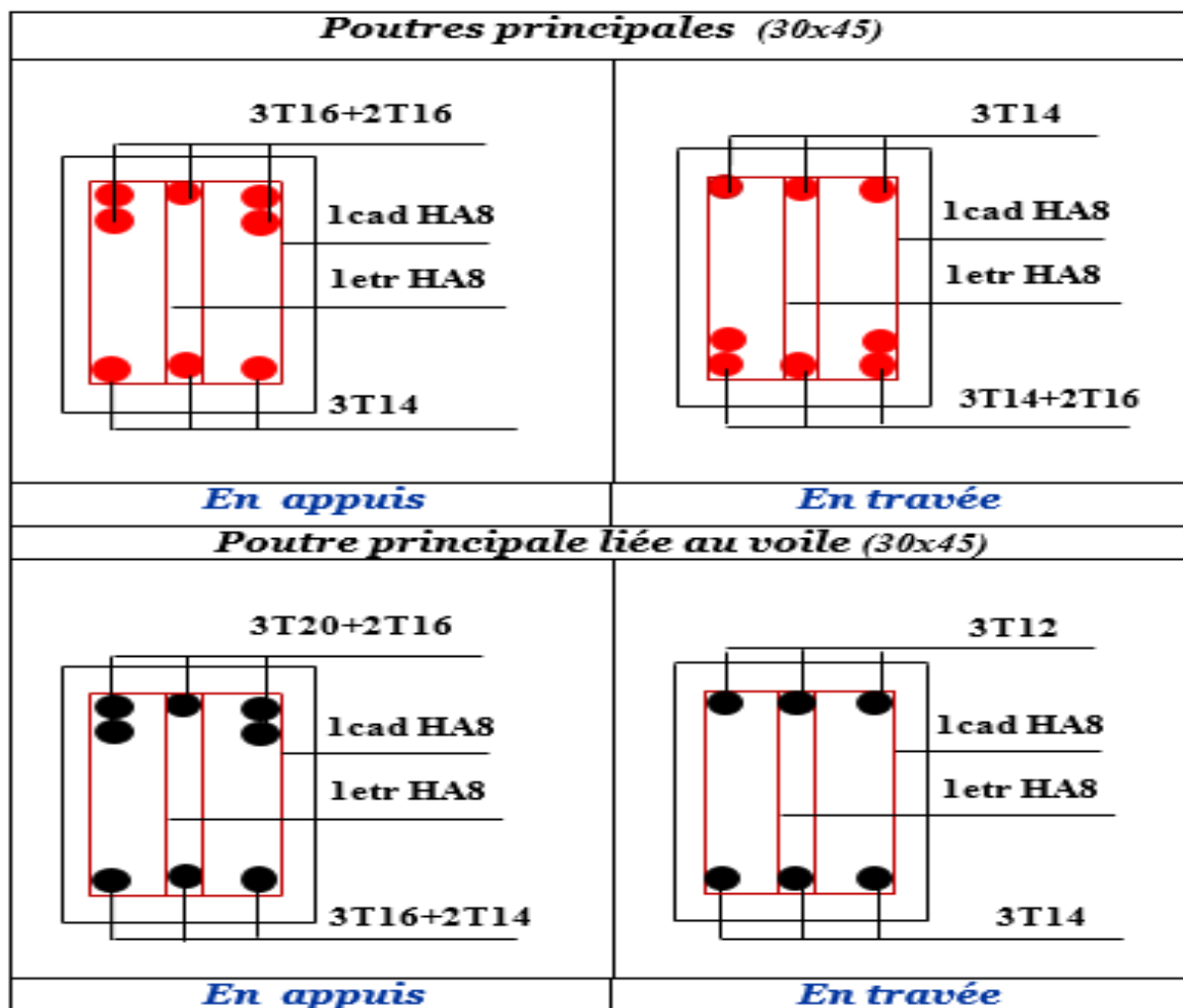


Figure IV.65: Schéma de ferrailage des poutres principales

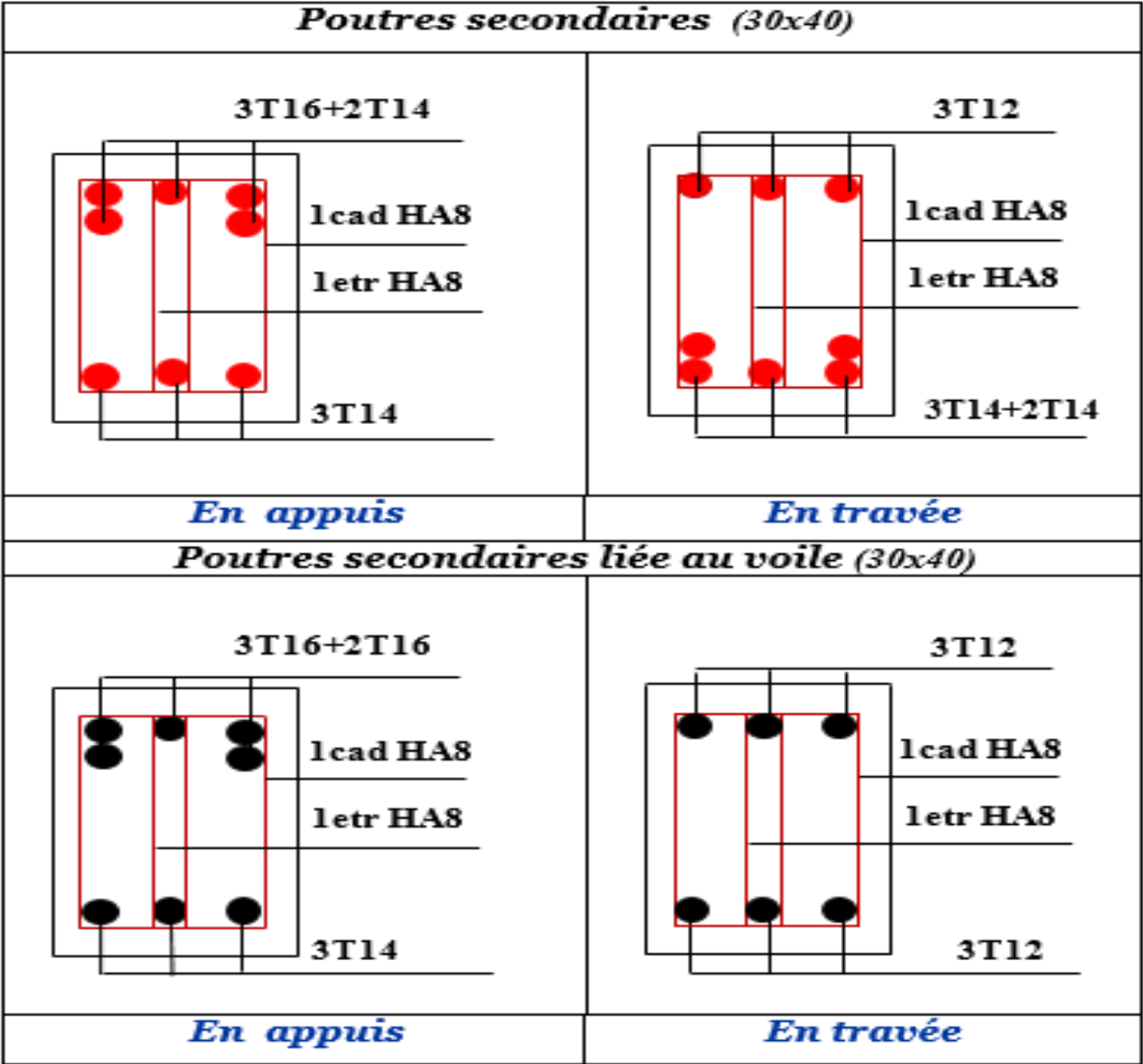


Figure IV.66 : Schéma de ferrailage des poutres secondaire

IV.8.3 Ferrailage de voile

Le modèle le plus simple d'une voile est celui d'une console parfaitement encastrée à sa base soumise à une charge verticale due à la combinaison des charges permanentes (**G**), d'exploitation (**Q**), et une charge horizontale due à l'action du vent ou d'un séisme.

Donc les sollicitations engendrées dans les voiles sont

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action sismique
- Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitation et des charges sismiques

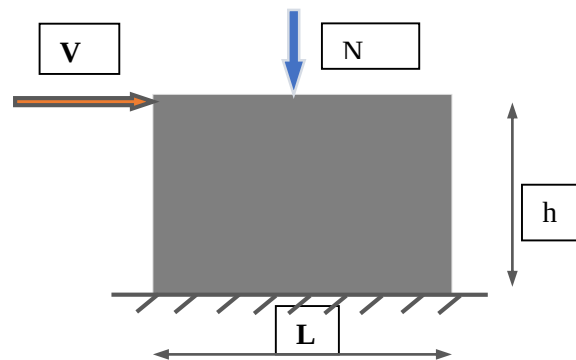


Figure IV.67: Sollicitations des voiles

Ainsi les voiles seront calculés en flexion composée et au cisaillement avec effort tranchant sous les combinaisons des efforts dus aux charges verticales et horizontales ($G; Q_{etE}$).

Pour faire face à ses sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.
- **Prescriptions imposées par le RPA99**

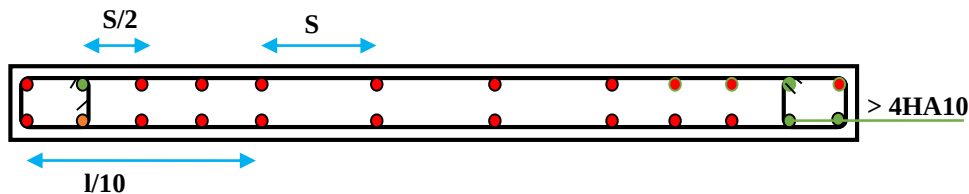
❖ Aciers verticaux :

Les armatures verticales doivent reprendre la totalité de l'effort de traction.

- Le pourcentage minimum des armatures verticales sur la zone tendue est de 0.20 %.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure.
- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $(L/10)$ de largeur du voile. Cet espacement doit être au plus égal à 15cm.
- Le pourcentage minimum des armatures longitudinales des voiles dans chaque direction est pris comme suit :
 - En zone courante 0.1 %.
 - Globalement dans la section du voile 0.15 %.

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

$$\begin{cases} S \leq 1.5 a \\ S \leq 30 \text{ cm} \end{cases}$$



❖ Aciers horizontaux :

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi du coffrage et doivent être munies de crochets à (135°) ayant une longueur de 10Φ .

Ces armatures reprennent les sollicitations de l'effort tranchant.

❖ Aciers transversaux :

Les armatures transversales doivent respecter les dispositions suivantes :

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

$$\begin{cases} S \leq 1.5.e \\ S \leq 30 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{Article 7.7.4.3 RPA}$$

e : épaisseur du voile

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ 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 sont possibles.
 - 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons des charges possibles.

IV.8.3.1 Méthode de calcul

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

Pour le calcul de ferrailage on a partagé l'ouvrage en quatre (04) zones.

- Zone 1 : E/SOL et RDC.
- Zone2 : 1^{er} et 2^{ème} niveau.
- Zone 3 : 3^{ème}, et 4^{ème} niveau.
- Zone 4 : 5^{ème}, et T niveau.

Cette méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

• **Ferraillage horizontal à l'effort tranchant**

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de **40% (Art 7.2.2 RPA 99)**.

La contrainte de cisaillement est : $\tau_u = 1.4 V_{Cal} / b_0 d$

Avec :

V : l'effort tranchant à la base du voile.

b : épaisseur de voile.

d : hauteur utile ($d = 0.9 h$).

h: hauteur totale de la section brute

La contrainte limite est : $\bar{\tau} = 0.2 \times f_{c28}$

Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}$

Selon le BAEL : $\tau_u = V_{Cal} / b d$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right)$$

❖ **Calcul des armatures horizontales résistantes à l'effort tranchant**

La section A_t des armatures d'âmes est donnée par la relation suivante :

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj} \times k}{0.8 \times f_e} \quad \text{Avec : } S_t \leq \min (1,5 \times a ; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm.}$$

k = 0 en cas de fissuration jugé très préjudiciable ; en cas de reprise de bétonnage non munie d'indentation dans la surface de reprise.

k = 1 en flexion simple, sans reprise de bétonnage.

k = 1 + 3σ_{cm}/f_{c28} en flexion composée avec N, effort de compression.

k = 1 - 10σ_{tm}/f_{c28} en flexion composée avec N, effort de traction.

σ_{tm} , σ_{cm} ; étant les contraintes moyennes de traction et de compression obtenues en divisant l'effort normal de calcul par la section du béton.

Dans notre cas, on a de reprise de bétonnage ; donc on prend :

$$k = 1 + 3\sigma_{cm}/f_{c28} \text{ (N : effort de compression).}$$

❖ Armatures horizontales :

Selon l'article 7.7.4.2 du RPA 2003, les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10 ϕ .

La détermination des armatures horizontales est comme suit : $A_h = 0,15\% b.h$

♦ Exemple d'application

IV.8.3.2 Ferrailage des voiles

On a procédé par la méthode des tronçons, (la méthode de RDM) qui se fait pour une bande de largeur L_t .

♦ Exposé de la méthode:

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes sous les sollicitations favorisant la traction avec les formules suivantes (**formule de RDM**).

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M.V}{I} \\ \sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M.V}{I} \end{cases}$$

Avec :

N : effort normal appliqué.

M : Moment fléchissant appliqué.

Ω : Section transversale du voile.

V : bras de levier , $V = \frac{L_{voile}}{2}$ **I** : l'inertie de voile

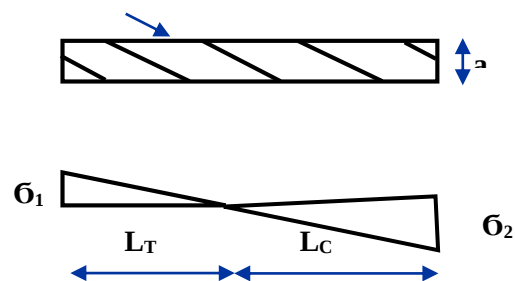
Avec :

$$L_t = \frac{\sigma_2}{\sigma_2 + \sigma_1} L \implies L_t : \text{Longueur tendue.}$$

$$F = \frac{\sigma_2 * L_t}{2} b \implies F : \text{L'effort de traction.}$$

$$A_v = \frac{F}{f_e} + A_{vj}$$

Section du voile



➤ **Armatures minimales selon le BAEL:**

$$\text{Section partiellement comprimée } A_{\min} \geq \max \left(0.23B \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}, 0.005B \right)$$

➤ **Les Armatures minimales de RPA99(Art 7.7.4.1) :**

$$A_{RPA} = 0.20\% \cdot b \cdot L_t \implies \begin{array}{l} b : \text{épaisseur du voile} \\ L_t : \text{longueur de la section tendue} \end{array}$$

➤ **Le pourcentage minimal :**

- Dans la section de la voile courante : $A_{\min} = 0.15\% \times b \times l$
- Dans la zone courante: $A_{\min} = 0.10\% \times b \times l_{\text{Courante}}$

❖ **Vérification :**➤ **Vérification à l'ELS:**

Pour cet état, on considère $N_{\text{ser}} = G + Q$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15A} \leq 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec:

N: effort normal appliqué (N_{ser}).

B: section de béton, **A:** section d'armature adoptée

• **Vérification de la contrainte de cisaillement : D'après le RPA99**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28}$$

$$\text{Ou : } \tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d} \quad \text{avec : } V = 1.4V_u \text{ calcul}$$

b₀: épaisseur de voile

d: hauteur utile = 0.9.h

h: hauteur totale de la section brute

- **D'après le BAEL 91:** On doit vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$, $\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$

Avec τ : contrainte de cisaillement

$$\text{On à aussi : } \bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right)$$

❖ **Exemple du calcul**

Nous prenons comme exemple de calcul le voile V15 (L=1.5m) dans la première zone. Ainsi le ferrailage sera calculé pour la longueur tendue du voile la partie restante sera ferrailer par symétrie.

- **Détermination des sollicitations**

$L=2.5\text{m}$; $e = 0.20\text{ m}$; $V = 25.23\text{KN}$ Avec : (M, N) sont donnés par ETABS

$$M_{\max} = 1535.4\text{ KN.m} \implies N_{\text{corr}} = 1768,68\text{ KN}$$

$$I = \frac{b.h^3}{12} \implies I = 0.2 \times \frac{1.5^3}{12} = 0.26\text{ m}^4$$

$$\Omega = e.L = 0.5\text{ m}^2$$

$$v = h/2 = 2.5/2 = 1.25\text{m}^2$$

- **Armatures verticales**

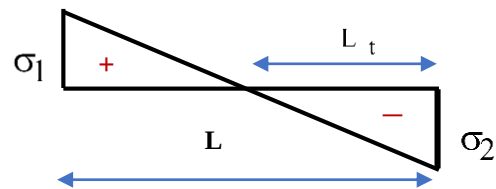
$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M.V}{I} = \frac{1768.68}{0.5} + \frac{1535.4}{0.26} 1.25 = 10919.09\text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M.V}{I} = \frac{1768.68}{0.5} - \frac{1535.4}{0.26} 1.25 = -3844.37\text{ KN/m}^2$$

$\implies$ La section est partiellement comprimée

- **Calcul de L_t**

$$L_t = L \left(\frac{\sigma_2}{\sigma_2 + \sigma_1} \right) = 0.65\text{m}$$



- **Calcul de la sollicitation équivalente :**

$$F = \frac{\sigma_2 \times L_t}{2} \times e = 249.88\text{ KN}$$

- **Armature vertical: $A_v = \frac{F}{f_e}$**

$$A_v = 0.0006247\text{ m}^2$$

$$A_v = 6.25\text{ cm}^2$$

- **Armature minimale :** $A_{\min\text{ RPA}} = \max \left(0.2\% b L_t, \frac{B f_{t28}}{f_e} \right)$

Avec : $\begin{cases} b : \text{épaisseur du voile.} \\ L_t : \text{longueur de la section tendue.} \end{cases}$

$$0.2\% b L_t = (0.2 \times 0.2 \times 0.65) / 100 = 2.6\text{ cm}^2$$

$$\frac{B f_{t28}}{f_e} = \frac{0.2 \times 2.5 \times 2.1}{400} = 26.25\text{ cm}^2$$

$$A_{\min\text{ RPA}} = \max (2.6\text{ cm}^2, 26.25\text{ cm}^2)$$

$$A_{\min\text{ RPA}} = 26.25\text{ cm}^2$$

- **La longueur minimale : (Article 7.7.4.3 du RPA99V2003)**

$$\text{Zone d'about : } \frac{L}{10} = \frac{250}{10} = 25\text{ cm} \implies \text{avec : } S_t = 7\text{ cm}$$

Zone courante : $L_t = (250 - 2(25)) = 200 \text{ cm} \implies$ avec : $St = 15 \text{ cm}$

➤ **Armatures horizontales**

D'après le BAEL91: $A_H = A_V/4 = 29.84/4 = 7.46 \text{ cm}^2$

D'après le RPA :

$$A_{\min} = 0,15 \% b.h = 0,15 \% \times 20 \times 250 = 7.5 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min} = 7.5 \text{ cm}^2.$$

Soit donc : $A_H = \max [\text{RPA.V2003} ; \text{BAEL}] = 7.5 \text{ cm}^2$

$$A_H = 12 \text{ HA}10 = 9.42 \text{ cm}^2 \implies \text{Avec un espacement : } S_H = 15 \text{ cm}$$

➤ **Armature transversale :**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par quatre épingles au mètre carré, soit **4HA 8**

❖ **Vérification des contraintes de cisaillement**

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée selon le **RPA99 (art 7.7.2)** à :

$$\tau_{\text{adm}} = 0,2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa}.$$

D'après les résultats obtenus des analyses on a $V_{\max} = 25.23 \text{ KN}$

$$\tau = 1.4 \frac{V}{b.d} = 1.4 \frac{25.23 \times 10^3}{(0.2 \times 0.9 \times 4.08) \times 10^6} = 0.048 \text{ MPa}$$

$$\tau < \tau_{\text{adm}} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$\text{Selon le BAEL: } \tau_b = \frac{V}{b.d} = \frac{25.23 \times 10^{-3}}{0.2 \times 0.9 \times 4.08} = 0.034 \text{ MPa}$$

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

❖ **Vérification à L'ELS :** On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 A}$$

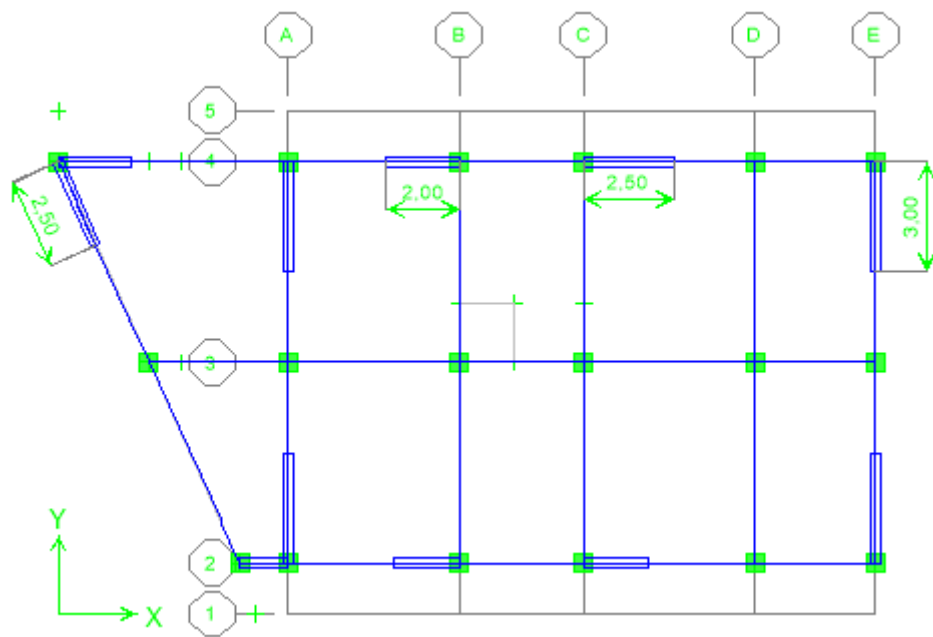
Avec: B : section du béton

A : section d'armatures

Ns : effort normal de service (sous G + Q).

$$\sigma_b = \frac{1077.38 \times 10^3}{200 \times 2500 + 15 \times 29.27 \times 10^2} = 1.98 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

☞ Le schéma qui suit montre la disposition et la nomenclature des voiles



☞ **Résultats trouvés :**

Les résultats de calcul pour les voiles les plus sollicités sont regroupés dans les tableaux ci-après

Tableau IV-54 Voile incliné (W 356)

Zones	L(m)	(M, N)	N(KN)	M(N.m)	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	L _t (m)	L _c (m)	F (KN)	A _{vcal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)
1	2.5	N (max)	2276.4	-2152.16	14883,25	-5777,49	0.70	1.80	403.9	10.10	26.25
		N (min)	-773.55	218.99	-495.95	-2598.25	2.5	0	773.55	19.33	26.25
		M (max)	2276.4	-2152.16	14883.25	-5777.49	0.70	1.80	403.9	10.10	26.25
2	2.5	N (max)	937.47	698.64	5228.41	-1478.53	0.55	1.95	81.48	2.04	26.25
		N (min)	154.52	180.42	1175.06	-556.98	0.80	1.70	44.78	1.12	26.25
		M (max)	937.47	-698.71	5228.75	-1478.87	0.55	1.95	403.6	10.10	26.25
3	2.5	N (max)	630.8	28.22	1397.06	-1126.14	1.12	1.38	126.13	3.15	26.25
		N (min)	21.26	281.27	1392.62	-1307.58	1.21	1.29	158.30	3.96	26.25
		M (max)	618.64	-336.45	2852.24	-377.68	0.29	2.21	11.04	0.28	26.25
4	2.5	N (max)	431.73	-133.65	1504.98	221.94	0	2.5	431.73	0	26.25
		N (min)	57.85	94.89	571.17	-339.77	0.93	1.57	31.68	3.73	26.25
		M (max)	-393.84	243.94	393.23	-1958.59	2.09	0.41	409.52	10.24	26.25

Voile XX' (W348, W365, W367, W369, W375, W383): 2.5m

Tableau IV-55 Voile XX' (W348, W365, W367, W369, W375, W383)

Zones	L(m)	(M, N)	N(KN)	M(N.m)	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	L _t (m)	L _c (m)	F (KN)	A _{vcal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)
1	2.5	N (max)	1768.68	1535.4	10907.28	-3832.56	0.65	1.85	249.13	6.23	26.25
		N (min)	-7.19	144.36	678.55	-707.31	1.28	0.21	90.25	2.26	26.25
		M (max)	1768.68	-1535.4	10907.28	-3832.56	0.65	1.85	249.13	6.23	26.25
2	2.5	N (max)	1040.38	56.028	2349.69	1811.83	0	2.5	1040.38	0	26.25
		N (min)	287.57	64.057	882.62	267.66	0	2.5	287.57	0	26.25
		M (max)	669.95	439.33	3448.68	-768.88	0.46	2.04	35.04	8.8	26.25
3	2.5	N (max)	750.64	34.05	1664.72	1337.84	0	2.5	750.64	18.77	26.25
		N (min)	142.47	349.91	1964.51	-1394.63	1.04	1.48	144.75	3.62	26.25
		M (max)	408.84	383.12	2656.66	-1021.30	0.69	1.81	70.09	1.77	26.25
4	2.5	N (max)	403	17.5	890	722	0	2.5	403	0	26.25
		N (min)	15.31	255.36	1256.35	-1195.11	1.22	1.28	145.66	3.61	26.25
		M (max)	166.93	327.015	1903.53	-1235.81	0.98	1.52	121.62	3.04	26.25

Voile YY' (W371 , W370 , W380 , W381) : 3m .

Tableau IV-56 Voile YY' (W371 , W370 , W380 , W381)

Zones	L(m)	(M, N)	N(KN)	M(N.m)	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	L _t (m)	L _c (m)	F (KN)	A _{Vcal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)
1	3	N (max)	1552.94	-4.8	2604.23	2572.23	0	3	1552.94	0	31.5
		N (min)	340.15	231.25	1337.75	-203.92	0.40	2.1	8.09	0.2	31.5
		M (max)	1483.99	2794.045	11786.80	-6840.17	1.10	1.4	753.55	18.84	31.5
2	3	N (max)	1121.56	-64	2082.60	1655.93	0	3	1121.56	0	31.5
		N (min)	212.64	301.21	1358.43	-649.63	0.97	2.03	63.06	1.58	31.5
		M (max)	1016.63	-954.045	4874.53	-1485.77	0.70	2.3	104.12	2.60	31.5
3	3	N (max)	676.59	-285.049	2077.81	177.49	0	3	676.59	0	31.5
		N (min)	12.32	374.939	1270.00	-1228.93	1.48	1.52	181.31	4.53	31.5
		M (max)	170.06	388.404	1578.11	-1011.25	1.17	1.83	118.48	2.96	31.5
4	3	N (max)	486.41	-211.58	1515.95	105.42	0	3	486.41	0	31.5
		N (min)	-10.08	215.36	701.07	-734.67	1.54	1.46	112.78	2.82	31.5
		M (max)	132.56	374.839	1470.40	-1028.53	1.23	1.77	127	3.17	31.5

NB : Les efforts et les moments utilisés dans le calcul correspondant au cas le plus défavorable

❖ **Ferrailage des voiles et vérification des contraintes :**

Les résultats de calcul de ferrailage sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau IV-57 Voile incliné (W 356)

les sollicitations		choix des barres (armatures verticales)/nappe							choix des barres (armatures horizontales)/nappe				
Les Zones	L(m)	A _{V Cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)/nappe	Zone cour	S _t (cm)	Zone D'abo	S _t (cm)	A _H (cm ²)	A _{min} (cm ²)	S _t (cm)	choix des barres	A _{H adop} (cm ²)/nappe
1	2,5	19,33	26,25	14,92	13HA10	15	6HA10	7	7,46	7,5	20	12HA10	9.42
2	2,5	10,1	26,25	14,92	13HA10	15	6HA10	7	7,46	7,5	20	12HA10	9.42
3	2,5	3,96	26,25	14,92	13HA10	15	6HA10	7	7,46	7,5	20	12HA10	9.42
4	2,5	10,24	26,25	14,92	13HA10	15	6HA10	7	7,46	7,5	20	12HA10	9.42

Voile XX' (W348, W365, W367, W369, W375, W383): 2.5m

Tableau IV-58 Voile XX' (W348 , W365 , W367 , W369 , W375, W383)

les sollicitations		choix des barres (armatures verticales)/nappe							choix des barres (armatures horizontales)/nappe				
Les Zones	L(m)	Av Cal (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)/nappe	Zone cour	St (cm)	Zone D'abo	St (cm)	A _H (cm ²)	A _{min} (cm ²)	St (cm)	choix des barres	A _{H adop} (cm ²)/nappe
1	2,5	6,23	26,25	14,92	13HA10	15	6HA10	7	7,46	7,5	20	12HA10	9.42
2	2,5	8,8	26,25	14,92	13HA10	15	6HA10	7	7,46	7,5	20	12HA10	9.42
3	2,5	18,77	26,25	14,92	13HA10	15	6HA10	7	7,46	7,5	20	12HA10	9.42
4	2,5	3,61	26,25	14,92	13HA10	15	6HA10	7	7,46	7,5	20	12HA10	9.42

Voile YY' (W371, W370, W380, W381): 3m.

Tableau IV-59 Voile YY' (W371 , W370 , W380 , W381)

les sollicitations		choix des barres (armatures verticales)/nappe							choix des barres (armatures horizontales)/nappe				
Les Zones	L(m)	Av Cal (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)/nappe	Zone cour	St (cm)	Zone D'abo	St (cm)	A _H (cm ²)	A _{min} (cm ²)	St (cm)	choix des barres	A _{H adop} (cm ²)/nappe
1	3	18,84	31,5	22,62	14HA12	18	6HA10	6	11,31	9	20	12HA12	13,57
2	3	2,6	31,5	22,62	14HA12	18	6HA10	6	11,31	9	20	12HA12	13,57
3	3	4,53	31,5	22,62	14HA12	18	6HA10	6	11,31	9	20	12HA12	13,57
4	3	3,17	31,5	22,62	14HA12	18	6HA10	6	11,31	9	20	12HA12	13,57

Le ferrailage sera généralisé selon le sens au moment qu'on a pris le voile le plus défavorable pour chaque direction.

➤ Vérifications :

Vérification de contrainte de cisaillement pour les voiles les plus sollicités :

- Le voile incliné de dimension (L= 2.5 m) :

		Vérification de contraintes de cisaillement						Vérification à l'ELS			
		RPA.V2003			BAEL						
Les zones	Vu(KN)	τ (Mpa)	τ_{adm} (Mpa)	$\tau < \tau_{adm}$	τ_b (Mpa)	τ_u	$\tau_b <$	Ns (KN)	σ_b (Mpa)	σ_{adm} (Mpa)	$\sigma_b < \sigma_{adm}$
						$_{adm}$ (Mpa)	τ_{uadm}				
Zone1	16,9	0,03223	5	C.V	0,02302	3,33	C.V	914,34	1,678427	15	C.V
Zone2	8,76	0,0223	5	C.V	0,01593	3,33	C.V	656,88	1,205815	15	C.V
Zone3	10,5	0,02673	5	C.V	0,01909	3,33	C.V	461,48	0,847125	15	C.V
Zone4	16,59	0,04223	5	C.V	0,03016	3,33	C.V	238,95	0,438634	15	C.V

- Les voiles dans la direction XX' de dimension (L= 2.5 m) :

		Vérification de contraintes de cisaillement						Vérification à l'ELS			
		RPA.V2003			BAEL						
Les zones	Vu(KN)	τ (Mpa)	τ_{adm} (Mpa)	$\tau < \tau_{adm}$	τ_b (Mpa)	$\tau_{u adm}$ (Mpa)	$\tau_b < \tau_{uadm}$	Ns (KN)	σ_b (Mpa)	σ_{adm} (Mpa)	$\sigma_b < \sigma_{adm}$
Zone1	25,23	0,04812	5	C.V	0,03437	3,33	C.V	1077,38	1,9778	15	C.V
Zone2	11,44	0,02912	5	C.V	0,0208	3,33	C.V	757,81	1,3910	15	C.V
Zone3	7,46	0,01899	5	C.V	0,01356	3,33	C.V	547,11	1,0043	15	C.V
Zone4	16,92	0,04307	5	C.V	0,03076	3,33	C.V	294,4	0,5404	15	C.V

- Les voiles dans la direction YY' de dimension (L= 3 m) :

		Vérification de contraintes de cisaillement						Vérification à l'ELS			
		RPA.V2003			BAEL						
Les zones	Vu(KN)	τ (Mpa)	τ_{adm} (Mpa)	$\tau < \tau_{adm}$	τ_b (Mpa)	$\tau_{u adm}$ (Mpa)	$\tau_b < \tau_{u adm}$	Ns (KN)	σ_b (Mpa)	σ_{adm} (Mpa)	$\sigma_b < \sigma_{adm}$
Zone1	11,76	0,02243	5	C.V	0,01602	3,33	C.V	1135,44	1,700117	15	C.V
Zone2	22,72	0,05783	5	C.V	0,04131	3,33	C.V	819,48	1,227024	15	C.V
Zone3	14,68	0,03737	5	C.V	0,02669	3,33	C.V	446,27	0,668209	15	C.V
Zone4	19,72	0,0502	5	C.V	0,03585	3,33	C.V	312,51	0,467927	15	C.V

IV.8.3.3 Schéma Ferrailage du voile

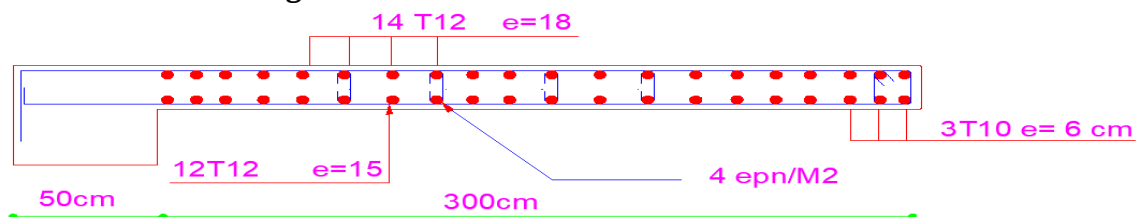


Figure IV.68 :Schéma de ferrailage du voile sens yy'

IV.9 Etude de l'infrastructure

IV.9.1 Introduction

Les fondations ont pour but de transmettre les charges et les surcharges de la superstructure au sol. Leur choix dépend essentiellement de la contrainte du sol et des charges de l'ouvrage. On distingue trois types de fondations :

a) Fondations superficielles

Elles sont adoptées pour les sols de bonne capacité portante qui se trouvent à une faible profondeur. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol, cas des semelles isolées, semelles filantes, radiers.

b) Fondation semi-profonde

Ce type de fondation est utilisé lorsque des fondations superficielles ne peuvent être réalisées et que des fondations profondes ne sont pas nécessaires. Ce type de fondation permet aussi de se prémunir contre le phénomène de gel et de dégel des sols.

c) Fondations profondes

Elles sont utilisées dans le cas où le bon sol se trouve à des profondeurs très importantes qui dépassent les dix mètres environ.

IV.9.2 Etude de sol

La valeur de la contrainte du sol est donnée soit par l'expérience, en raison de la connaissance que l'on peut avoir du terrain sur lequel des ouvrages sont déjà été réalisés, soit à partir des résultats de sondage. Une étude préalable du sol à donner la valeur 1.8bars pour la contrainte admissible du sol (σ_{sol}) pour une profondeur de 3.5 m.

Stabilité des fondations : Les massifs de fondations doivent être en équilibre sous l'action :

- **Des sollicitations dues à la superstructure qui sont**

Des forces verticales ascendantes ou descendantes ; des forces oblique, des forces Horizontales et des moments de flexion ou de torsion.

- **Des sollicitations dues au sol qui sont**

Des forces verticales ascendantes ou descendantes et des forces obliques (adhérence, Remblais).

Les massifs de fondations doivent être stable ; c'est-à-dire qu'ils ne doivent donner lieu à des tassements.

Il est donc nécessaire d'adopter le type et la structure des fondations à la nature du sol qui va supporter l'ouvrage. En effet, l'étude géologique et géotechnique a pour but de préciser le type le nombre et la dimension des fondations nécessaires pour fonder un ouvrage donné sur un sol donné.

IV.9.3 Facteurs de choix du type de fondation

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

- Type d'ouvrage à construire.
- Les caractéristiques du sol qui doit supporter l'ouvrage.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La facilité de réalisation.
- La nature est le poids de la superstructure.

IV.9.4 Choix de type de fondations

En ce qui concerne notre ouvrage, on a le choix entre :

- Semelles continues (semelles filantes sous murs).
- Semelle isolée.
- Radier général

Nous proposons en premier lieu les semelles isolées comme solution.

a) Semelles isolées sous poteaux :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N qui est obtenu à la base des poteaux.

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_{sol} = 1.2 \text{ bars} = 120 \text{ KN/m}^2 \\ N = 1459.32 \text{ KN} \\ M = 23.76 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Pour assurer la validité de la semelle isolée on doit vérifier que : $\sigma_m = \frac{a}{b} \frac{N}{A.B} \left(1 + \frac{3e_0}{B} \right) \leq \sigma_{sol}$

• Homothétie des dimensions :

$$B \geq \sqrt{\frac{a}{b} \frac{N}{\sigma_{sol}}} \implies a = b = 1$$

$$\text{D'où: } B \geq \sqrt{\frac{1459.32}{120}} = 3.5 \text{ m} \implies B = 3.5 \text{ m}$$

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} \implies A = B = 3.5 \text{ m} \longrightarrow e_0 = M/N = 0.016 \text{ m}$$

$$\sigma_m = 119.68 \geq \bar{\sigma}_{sol} = 120 \text{ KN/m}^2 \implies \text{C.N.V}$$

Avec : σ_{sol} : Contrainte admissible du sol et (A.B) : la section de la semelle.

Remarque : On constate qu'il y a un chevauchement entre certaines semelles, par conséquent nous essayons avec les semelles filantes.

b) Semelles filantes

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment ($S_s / S_b < 50\%$).

La surface de la semelle est donnée par :

$$\frac{N}{S_s} \leq \frac{N}{\sigma_{sol}} \implies S_s \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \quad \text{Avec : } N = N_G + N_Q$$

$\sigma_{sol} = 1.2$ bars, (à une profondeur de 3.5 m d'après le rapport du sol)

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.

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

Tel que: $\begin{cases} N = \sum N_i \text{ de chaque fil de poteaux et voiles :} \\ S = B \times L \end{cases}$

B : Largeur de la semelle.

L: Longueur de la file considérée. $\implies B \geq \frac{N}{L \times \sigma_{sol}}$

Tableau IV-60 La surface revenant aux semelles

N _s (KN)	σ_{sol} (KN/m ²)	Surfaces(m ²)
1459.32	120	12.16

$S_s = 12.16 \times 18 = 218.88 \text{ m}^2$; $S_t = 216.9 \text{ m}^2$.

Calculant l'ensemble des surface des semelles par rapport à la surface totale de la structure en pourcentage : $S_s/S_t = 218.88/216.9 = 100.91\% \geq 50\%$

On a eu la surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface d'emprise du bâtiment ; cela nous conduit à adopter pour un mode de fondation dont la modalité d'exécution du coffrage et du ferrailage est facile à réaliser : **c'est le radier nervuré.**

Ce type de fondation présente plusieurs avantages:

- L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) minimise la pression exercée par la structure sur le sol y compris la réduction des tassements différentiels et la facilité d'exécution.

IV.9.5 Etude du radier général

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction. Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée; dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées de grande hauteur.

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

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les éléments verticaux, poteaux et voiles.

a) Epaisseur du radier

- **Condition de rigidité :** $L_e \geq 2L_{\max} / \pi$

$L_{\max}$: plus grande distance entre deux files parallèles

L_e : longueur élastique (hauteur du libage), *avec* : $L_e = \sqrt[3]{4EI / Kb}$

E : module d'élasticité ($E = 32164.195$ MPA)

I : inertie d'une bande d'un mètre de radier.

K : coefficient de raideur du sol ($K=40\text{MN/m}^3= 40000 \text{ KN/m}^3$) (Sol de densité moyenne)

b : largeur du radier (bande de 1m)

$L_e^4 = 4EI / Kb$, *avec* : $I = b h^3 / 12$

$$\text{D'où : } h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48 \cdot K \cdot L_{\max}^4}{E \pi^4}} \Rightarrow h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 40 \times 6.3^4}{32164.195 \times \pi^4}} \geq 0.99\text{m}$$

$L_{\max} = 6.3$ m, $E = 32164.20$ MPA, $K = 40000 \text{ KN/m}^3$, $h_r \geq 0.99$ m

- **Condition forfaitaire**

L'épaisseur du radier doit satisfaire la condition suivante : $\frac{L_{\max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\max}}{5}$

$L_{\max}$: la longueur maximale entre les axes des poteaux.

$L_{\max} = 6.3\text{m}$

D'où : $78.75\text{cm} \leq h_r \leq 126 \text{ cm}$.

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est : **$h_r = 100 \text{ cm} = 1 \text{ m}$** .

- **Condition de coffrage**

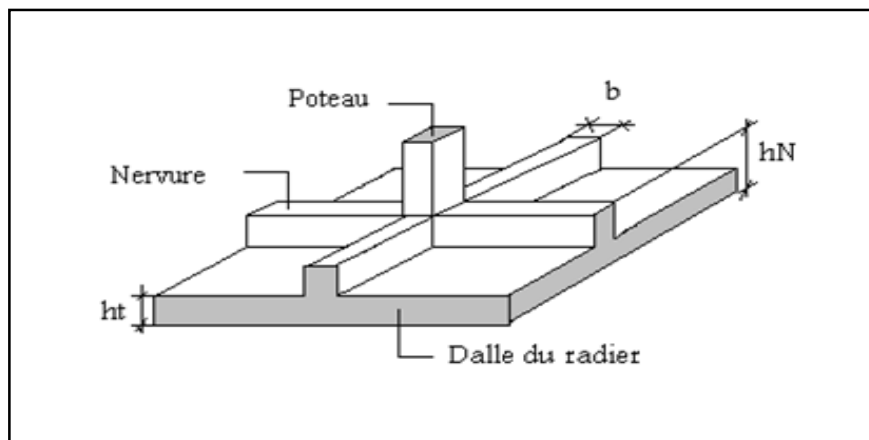


Figure IV.69 :Schéma d'un radier.

La hauteur de la poutre et donnée par la formule suivante :

Pour la nervure	$h_r \geq \frac{l_{\max}}{10} = \frac{550}{10} = 55 \text{ cm} \quad \text{Soit : } h_p = 65 \text{ cm}$ $b_p = \frac{h_r}{2} = \frac{55}{2} = 27.5 \text{ cm} \quad \text{Soit : } b_p = 30 \text{ cm}$
Pour la dalle	$h_r \geq \frac{l_{\max}}{20} = \frac{630}{20} = 31.5 \text{ cm} \quad \text{Soit : } h_t = 35 \text{ cm}$
On adopte un radie nervuré de dimensions : Pour la dalle : $h_r = 35 \text{ cm}$ Pour les nervures : $h_r = 65 \text{ cm}$	

b) Calcul de surface minimale du radier :

La surface du radier est déterminée en vérifiant la condition suivante :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{\text{nec}}} \leq \sigma_{\text{sol}} \quad \implies \quad S_{\text{nec}} \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}}} \quad , \quad \text{A la base du bâtiment :}$$

$$N_u = 1,35G + 1,5 Q = 17618.86 \text{ KN.}$$

$$\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 1,2 \text{ bars} = 120 \text{ KN /m}^2.$$

$$B_{\text{bâtiment}} = 216.9 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{radier}} \geq N / \bar{\sigma}_{\text{sol}} = \mathbf{146.82 \text{ m}^2}$$

La surface totale de l'immeuble est de ($S = 216.9 \text{ m}^2$), est donc par conséquent supérieure à la surface nécessaire au radier. A cet effet, nous avons prévu un débord (**D**) minimum.

• Le calcul de D (débordement) :

$$D \geq \max (h/2, 30 \text{ cm}) = \max (100/2; 30 \text{ cm}) = 50 \text{ cm} \implies \mathbf{D = 50 \text{ cm}}$$

$$S_{\text{radier}} = 216.9 + S_{\text{debord}} \quad \implies \quad \left\{ \begin{array}{l} S_{\text{deb}} = D \times P \end{array} \right.$$

Avec: P = périmètre de l'immeuble

$$S_{\text{Deb}} = 0.5 \times 62.89 = 31.44 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{radier}} = 248.34 \text{ m}^2.$$

c) Détermination des efforts

❖ Détermination des charges et des surcharges

- **Superstructure :** $G = 10889.9 \text{ KN} \quad ; \quad Q = 1944.99 \text{ KN}$

- **Infrastructure :**

✓ Poids du voile périphérique d'épaisseur 20 cm sur une longueur de 17.81 m avec une hauteur de 5 m : $G_{vp} = L \times h \times e \times 25 = \mathbf{445.25 \text{ KN.}}$

✓ Poids du radier : $G_{\text{rad}} = G (\text{dalle}) + G (\text{nervure})$

$$= (S_{\text{rad}} \times h \times 25) + (b \times h \times 25 \times \sum (L_x + L_y)) = \mathbf{2738.33 \text{ KN.}}$$

✓ Poids du remblai : $G_{\text{remblai}} = P_{\text{bâtiment}} \times h_v \times d \times 20 = 62.89 \times 3.5 \times 0.5 \times 20$

$$G_{\text{remblai}} = 2201.15 \text{ KN.}$$

$$G_{\text{infrastructures}} = G_{\text{voile}} + G_{\text{radier}} + G_{\text{remblai}} = 5384.73 \text{ KN.}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} G_{\text{TOTAL}} = G_{\text{infrastructures}} + G_{\text{superstructure}} = 16274.63 \text{ KN} \\ Q_{\text{TOTAL}} = 1944.99 \text{ KN} \end{cases}$$

❖ **Sollicitations :**

$$\text{ELU: } N_U = 1.35N_G + 1.5N_Q = 24888.22 \text{ KN}$$

$$\text{ELS: } N_S = N_G + N_Q = 18219.62 \text{ KN}$$

d) Caractéristiques géométrique du radier

❖ **Détermination du centre de gravité du radier**

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} \\ Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} \end{cases} \quad \text{Donc :} \quad \begin{cases} X_G = 7.92 \text{ m.} \\ Y_G = 5.68 \text{ m.} \end{cases}$$

❖ **Moments d'inertie**

L'inertie du radier par rapport aux axes passant par son centre de gravité est: $I = (I_i + S_i d_i^2)$

Avec :

I_i : moment d'inertie du panneau (i).

S_i : aire du panneau considéré (i).

D_i : distance entre le CDG du panneau (i) et le CDG du radier.

$$\begin{cases} I_{xx} = 2179.9 \text{ m}^4 \\ I_{yy} = 7155.2 \text{ m}^4 \end{cases}$$

❖ **Centre de masse de la structure**

$$\begin{cases} X_G = 5.83 \text{ m.} \\ Y_G = 7.28 \text{ m.} \end{cases}$$

❖ **L'excentricité entre le de masse de la structure et celui du radier**

$$e_x = |X_S - X_R| = 2.1 \text{ m}$$

$$e_y = |Y_S - Y_R| = 1.6 \text{ m}$$

❖ **Inertie de la structure**

$$\begin{cases} I_{xx} = 3136.43 \text{ m}^4 \\ I_{yy} = 7710.46 \text{ m}^4 \end{cases}$$

e) Vérification du radier

❖ **Vérification au poinçonnement**

Le poinçonnement se fait par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45°.

La vérification se fait par la formule suivante :

Selon le **BAEL 91**, nous devons vérifier que : $N_u \leq \frac{0,045 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b}$

Avec :

μ_c : Périmètre du contour cisailé, projeté sur le plan moyen du radier.

N_u : Charge de calcul à l'E.L.U

h : Epaisseur totale du radier.

• **Pour les voiles :**

On prendra pour la vérification le voile le plus sollicité de longueur **L=3 m**

$$N_u = 1552.94 \text{ KN}$$

$$\mu_c = 2(e + L + 2h) = 2(0.2 + 3 + 2h) = (6.4 + 4h) \text{ m}$$

$$N_u \leq \frac{0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.045 \times (6.4 + 4h) \times h \times 25}{1.5}$$

$$N_u \leq 4.8h + 3h^2$$

On obtient : $3h^2 + 3.75h - 1.55 = 0$; D'où : $h \geq 62.5 \text{ cm} < h_{nervuré}$ OK

L'épaisseur du radier **$h_r = 0.625\text{m}$** . Il est vérifié vis-à-vis du risque de rupture par poinçonnement.

• **Pour les poteaux :**

$$N_u = 2006.27 \text{ KN}$$

$$\mu_c = 4(a + h) = 4(0.50 + h) = (2 + 4h) \text{ m}$$

$$N_u \leq \frac{0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.045 \times (2 + 4h) \times h \times 25}{1.5}$$

$$\text{On obtient : } 3h^2 + 1.5h - 2.01 = 0$$

$$\text{D'où : } h \geq 25 \text{ cm} < h_{nervuré}$$

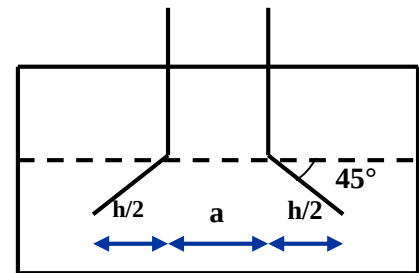


Figure IV.70 :Schéma de transmission des charges

La condition est vérifiée donc il n'y a pas risque de rupture du radier par Poinçonnement.

❖ **Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique**

La vérification du radier sous l'effet de la pression hydrostatique est nécessaire afin de s'assurer du non soulèvement du bâtiment sous l'effet de cette dernière. Elle se fait en vérifiant que :

$$W \geq F_s \cdot \gamma \cdot Z \cdot S$$

Avec :

W : poids total du bâtiment à la base du radier :

$$W = W_{\text{radier}} + W_{\text{bâtiment}} + W_{\text{voile per}} + W_{\text{remblai}}$$

$$W = 16274.63 \text{ KN}$$

F_s : coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement $F_s = 1,5$

γ : poids volumique de l'eau ($\gamma = 10 \text{ KN} / \text{m}^3$).

Z : profondeur de l'infrastructure ($Z = 3.5 \text{ m}$).

S : surface du radier (S = 248.34 m).

Fs. γ . Z. S = 1, 5×10×3.5×248.34 = 13037.85 KN. **Donc:** $W \geq$ Fs. γ . Z. SC V.

❖ Vérification au cisaillement

L'épaisseur du radier sera déterminée en fonction de la contrainte de cisaillement du radier.

D'après le règlement **CBA93 (Art. A.5.1)** il faut vérifier la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 f_{cj}}{\gamma_b}$$

Où : V_u : valeur de calcul de l'effort tranchant vis à vis l'ELU.

b : désigne la largeur.

$\gamma_b = 1.5$; $d = 0.9 h_r = 0.585$ m ; $b = 1$ m

$L_{\max}$: la plus grande portée de la dalle = 6.30 m.

$N_u = 24888.22$ KN.

$$\begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \\ V_u = \frac{q L_{\max}}{2} \\ q = \frac{N}{S_{radier}} \end{cases}$$

$$\text{Donc : } V_u = \frac{q_u \times L_{\max}}{2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \times \frac{L_{\max}}{2}$$

$$\tau_u = \frac{N_u}{S_{rad}} \times \frac{L_{\max}}{2} \times \frac{1}{b \times 0.9h} \leq \frac{0.07 f_{cj}}{\gamma_b} \implies h \geq \frac{N_u \times L_{\max} \times \gamma_b}{0.9 \times 2S \times 0.07 f_{cj}}$$

$$h \geq \frac{24888.22 \times 6.3 \times 1.5 \times 10^{-3}}{0.9 \times 2 \times 248.34 \times 0.07 \times 25} = 0.3m$$

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ MPa}$$

$$V_u^{\max} = q_u \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \frac{L_{\max}}{2} = \frac{24888.22 \times 1}{248.34} \cdot \frac{6.3}{2} = 315.69 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{315.69 \times 10^{-3}}{1 \cdot 0.585} = 0.54 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 1.16 \text{ MPa} \implies \text{CV.}$$

$$\text{Donc : } V_u = \frac{q_u \times L_{\max}}{2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \times \frac{L_{\max}}{2} \quad h_r \geq \frac{N_u \times L_{\max} \times \gamma_b}{0.9 \times 2S_{rad} \times 0.06 f_{cj}}$$

$\bar{\tau}_u < \tau_u$. (Condition de résistance au cisaillement est vérifiée).

❖ **Vérification de la contrainte normale**

La résultante des charges verticales ne coïncide pas avec le centre de gravité de l'aire du radier donc les réactions du sol ne sont pas uniformément réparties. Leurs diagrammes peuvent être soit triangulaire ou trapézoïdale. Quel que soit le diagramme, la valeur de la contrainte moyenne est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < 1.5 \sigma_{adm} \quad \text{Avec : } \sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M V}{I} \quad \sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M V}{I}$$

Le radier est sollicité par les efforts suivants :

N : Effort normal du au charges verticales.

M : Moment d'excentricité dus aux charges verticales : $M = N \times e$.

Tableau IV-61: Vérification des contraintes

	ELU		ELS	
	Longitudinal	Transversal	Longitudinal	Transversal
N (KN)	24888,22	24888,22	18219,62	18219,62
e(m)	2,1	1,6	2,1	1,6
S (m²)	248,34	248,34	248,34	248,34
M (KN.m)	52265,262	39821,152	38261,202	29151,392
V (m)	5,83	7,28	5,83	7,28
I (m⁴)	2179,9	7155,2	2179,9	7155,2
σ₁ (KN/m²)	239,9983552	140,7340367	175,6927105	103,0254743
σ₂ (KN/m²)	-39,56169573	59,70262273	-28,96145497	43,70578126
σ_{moy} (KN/m²)	170,1	120,47	124,53	88,7
σ_{adm} (MPa)	0,18	0,18	0,18	0,18
Vérification	C.V	C.V	C.V	C.V

❖ **La Vérification de stabilité :**

Sous l'effet des charges horizontales (forces sismiques), il y a développement d'un moment reversant :

$$M = M_0 + T_0 \times h$$

Avec :

M₀ : Moment sismique a la base de RDC.

T₀ : L'effort tranchant a la base de RDC.

h : profondeur de l'infrastructure $\implies h = 2.55m$

A cet effet, les extrémités du radier doivent être vérifiées :

- ✓ Aux contraintes de traction (soulèvement) avec la combinaison $0,8G \pm E$;
- ✓ Aux contraintes de (compression) maximales avec la combinaison $G + Q + E$

- Vérification de la stabilité au renversement (0,8G + E) et de soulèvement (G+Q+ E) :

Tableau IV-62: Vérification de renversement (0,8G + E) et soulèvement (G+Q+ E)

	0.8G+E		G+Q+E	
	Longitudinale	Transversal	Longitudinale	Transversal
N (KN)	12784,35	12784,35	18696,91	18696,91
S (m²)	248,34	248,34	248,34	248,34
M (KN.m)	24510,18	24510,18	32251,821	32251,821
V (m)	5,83	7,28	5,83	7,28
I (m⁴)	2179,9	7155,2	2179,9	7155,2
σ₁ (KN/m²)	117,030096	76,416905	161,5429356	108,1019021
σ₂ (KN/m²)	-14,071652	26,541539	-10,9678369	42,47319657
σ_{moy} (KN/m²)	91,29	63,94	123,89	91,69
σ_{adm} (MPa)	0,18	0,18	0,18	0,18
Verification	C.V	C.V	C.V	C.V

D'après le **RPA99 VERSION 2003(art 10.1.5)** le radier reste stable si :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{l}{4} \quad (e : \text{l'excentricité de la résultante des charges verticales.})$$

$$M : \text{moment dû au séisme.} \quad \begin{cases} M_x = 32251,821 \text{ KN.m} \\ M_y = 32251,821 \text{ KN.m} \end{cases}$$

N : charge verticale permanente. N= 18696,91 KN

- Sens longitudinal : $e_x = 1.71 \text{ m} < \frac{L_{x \max}}{4} = \frac{22.80}{4} = 5.7 \text{ m} \implies \text{CV.}$
- Sens transversal : $e_y = 1.71 \text{ m} < \frac{L_{y \max}}{4} = \frac{13.2}{4} = 3.3 \text{ m} \implies \text{CV.}$

La stabilité du radier est vérifiée dans les deux sens.

IV.9.5.1 Ferrailage du radier

Le radier est calculé comme étant un plancher renversé appuyé sur les voiles et les poutres. Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux, la méthode proposée par le CBA 93,

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut être alternativement noyé émergé en eau douce.

Les panneaux constituant le radier sont uniformément chargés et seront calculés comme dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la contrainte du sol. Pour cela, on utilise la méthode de PIGEAUD pour déterminer les moments unitaires μ_x , μ_y qui dépend du rapport ($\rho = L_x / L_y$) et du coefficient de POISSON (ν).

- **Ferraillage de la dalle du radier**

- ❖ **Détermination des efforts**

Concernant les dalles rectangulaires librement appuyées sur leurs contours, nous distinguons deux cas :

➤ **1^{ère} cas:** $0 \leq \rho \leq 0.4 \implies$ la dalle porte sur un seul sens.

Avec : $\rho = L_x / L_y \implies L_x \leq L_y$

$$M_x = qL_x / 8 ; M_y = 0.$$

➤ **2^{ème} cas :** $0.4 \leq \rho \leq 1 \implies$ la dalle porte sur deux sens.

$$M_x = \mu_x q L_x^2 . M_y = \mu_y M_x .$$

Pour tenir compte de la continuité, on a procédé à la ventilation des moments sur appuis et en travée

- **Pour les panneaux de rive**

$$\text{Moment en travée : } (M_{tx}=0,85.M_x ; M_{ty}=0,85.M_y)$$

$$\text{Moment sur appuis : } (M_{ax}=0,3.M_x ; M_{ay}=0,3.M_y)$$

- **Pour les panneaux intermédiaires**

$$\text{Moment en travée : } (M_{tx}=0,75.M_x ; M_{ty}=0,75.M_x)$$

$$\text{Moment sur appuis : } (M_{ax}=0,5.M_x ; M_{ay}=0,5.M_x)$$

Les moments sur appuis et en travées doivent respecter l'inégalité suivante:

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq 1.25 M_o \quad (\text{D'après le BAEL 91}).$$

- ❖ **Les sollicitations :**

ELU : v = 0	$q_u = \frac{N_u}{S} = \frac{24888,22}{248,34} = 100.22 \text{ KN/m}^2$
ELS : v = 0.2	$q_s = \frac{N_s}{S} = \frac{18219,62}{248,34} = 73.36 \text{ KN/m}^2$

Pour faciliter l'exécution et homogénéiser le ferraillage, il est préférable de calculer le panneau le plus sollicité (panneau de rive).

$$L_x = 4.7\text{m} ; L_y = 5.5\text{m}.$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} \implies \alpha = \frac{470}{550} = 0,85$$

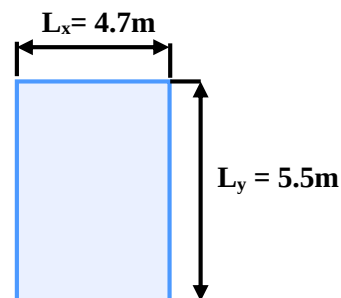


Figure IV.71 :Le panneau le plus sollicité

❖ Calcul des moments :

Tableau IV-63: Les moments à L'ELU et L'ELS

ELU : $v = 0$; $Q_u = 100.22 \text{ KN/m}^2$							
Panneaux	$L_x(m)$	$L_y(m)$	α	μ_x	μ_y	$M_x(KN.m)$	$M_y(KN.m)$
P	4.7	5.5	0.85	0.0506	0.6864	112.02	76.89
ELS: $v = 0.2$; $Q_{ser} = 73.36 \text{ KN/m}^2$							
Panneaux	$L_x(m)$	$L_y(m)$	α	μ_x	μ_y	$M_x(KN.m)$	$M_y(KN.m)$
P	4.7	5.5	0.85	0.0576	0.7794	93.34	72.75

• Pourcentage minimal :

Condition de non fragilité : $A_{min} = 0.23.b.d.f_{t28}/f_e = 3.80 \text{ cm}^2$

• Espacement maximal :

$$S_{tx} \leq \min(33 \text{ cm}, 3hr) \implies S_{tx} = 20 \text{ cm}$$

$$S_{ty} \leq \min(45 \text{ cm}, 4hr) \implies S_{ty} = 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{BAEL 91 Pages (360).}$$

❖ Calcul des armatures :

Tableau IV-64 : Calcul des armatures à L'ELU

Panneau	sens x- x		sens y-y	
	en travée	en appui	en travée	en appui
$M_u(KN.m)$	84.015	56.01	70	63.37
$As' (\text{cm}^2/\text{ml})$	0.00	0.00	0.00	0.00
$As (\text{cm}^2/\text{ml})$	7.78	5.13	6.45	5.82
$As_{min} (\text{cm}^2/\text{ml})$	3.1	3.1	3.1	3.1
Choix des barres/ml	5HA16	5HA16	5HA16	5HA10
$As_{corr} (\text{cm}^2/\text{ml})$	10.05	10.05	10.05	10.05
Espacement (cm)	20	20	20	20

IV.9.6 Ferrailage de débord du radier

Le débord du radier est assimilé à une console de largeur $L=0,5 \text{ m}$. Le calcul du Ferrailage sera pour une bande de largeur égale à un mètre.

$$h=0,35\text{m}, b=1\text{m}, d=0,9h=31.5\text{cm}$$

Le ferrailage sera fait en flexion simple en considérant les fissurations comme étant préjudiciables.

• Présentation schématique :

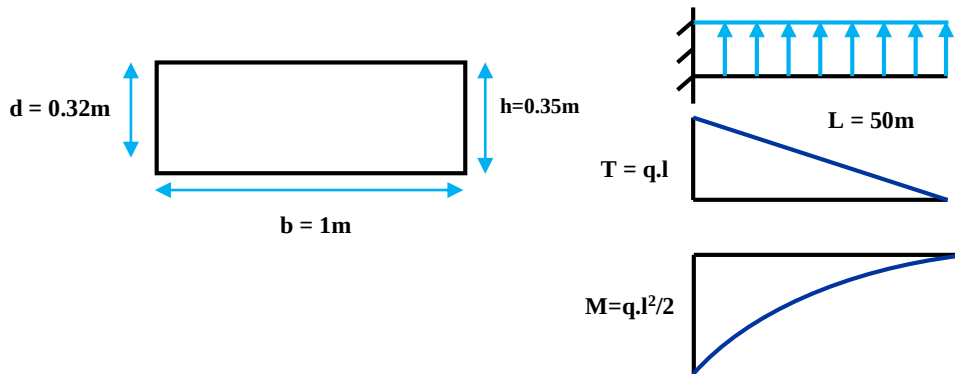


Figure IV.72: Schéma statique du débord

• L'ELU :

$M_{\max} = \frac{q_u l^2}{2} = \frac{100.22 \times 0.5^2}{2} = 12.53 \text{ KN.m}$								
Mu(KN.m)	d(m)	μ_{bu}	Z(m)	As (cm ²)	As _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	Choix	St (cm)
12.53	0.32	0.0086	0.7328	1.13	4.34	7.7	5HA16	20

❖ Vérification au cisaillement : $\tau_u < \tau_u = 0,05 f_{c28}$, avec $\tau_u = \frac{V_u}{bd}$

b = 1 m. d = 0,9 h_r = 0.32 m.

$$V_u = \frac{q_u \times l}{2} = 25.06 \text{ KN.}$$

$$\overline{\tau_u} = 0.078 \text{ MPa. } \tau_u < \tau_u \implies 0.078 < 1,25 \implies \text{CV.}$$

Note: On peut prolonger les armatures adoptées dans les panneaux de rive jusqu'à l'extrémité du débord pour avoir un bon accrochage des armatures.

❖ Vérification des contraintes à l'ELS

$$M_{\text{ser}} = q_{\text{ser}} L^2 / 2$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 0,6.f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

Contrainte maximal dans le béton comprimé ($\sigma_{bc} = k.y$) , $k = \frac{M_{\text{ser}}}{I}$

Zone	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	K (N/mm ³)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Ob
Travée sens XX	70.005	10.05	147361	10.15	0.48	4.82	15	155.71	201.63	CV
Appuis sens XX	46.67	10.05	103718	8.43	0.45	3.79	15	159.09	201.63	CV
Travée sens YY	54.56	10.05	103718	8.43	0.53	4.43	15	185.97	201.63	CV
Appuis sens YY	36.37	10.05	83391	7.52	0.44	3.28	15	160.15	201.63	CV
Débord	9.17	7.7	83391	7.52	0.11	0.83	15	40.38	201.63	CV

IV.9.6.1 Schéma de ferrailage du radier

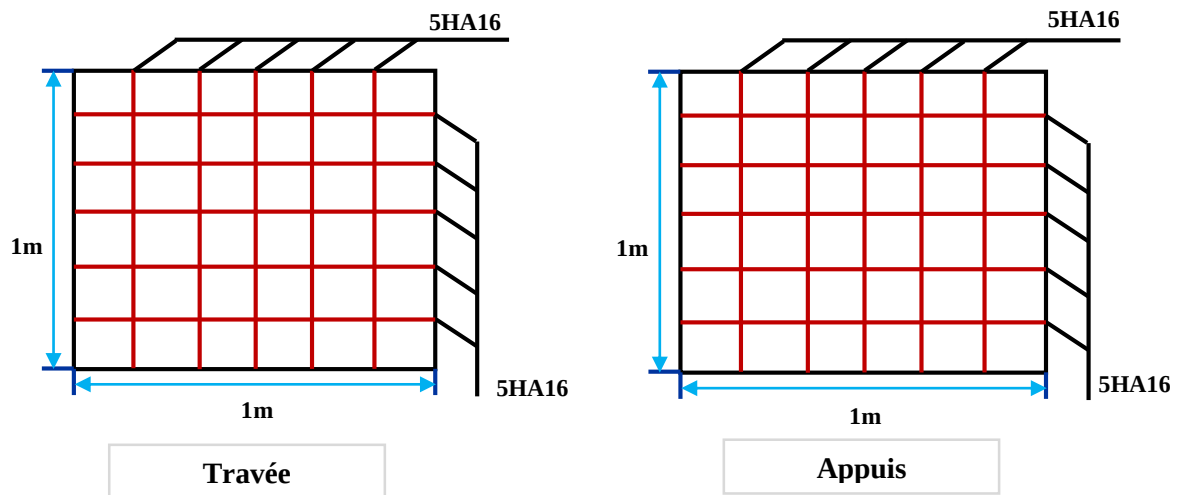


Figure IV.73: Schéma de ferrailage du radier

IV.9.7 Ferrailage de la nervure

Ce sont des poutres disposées le long du radier. Elles servent à reprendre les moments dus à la différence des intensités des charges.

Les dimensions de ces poutres sont :

$$\begin{cases} h_t = 100\text{cm} \\ b = 50\text{ cm} \end{cases}$$

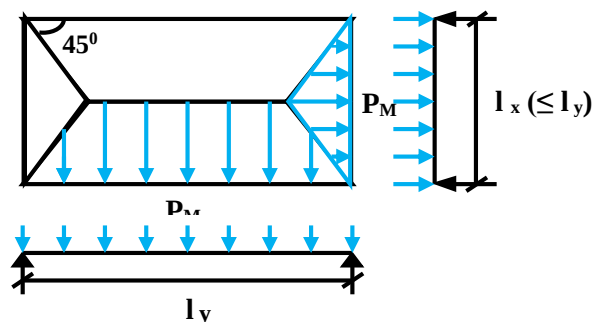
Tel que la largeur du poteau le plus large est de 50 cm,

Pour calculer ces poutres, on va choisir la file la plus sollicitée dans les deux sens, soit la file **3** dans le sens XX et la file **D** dans le sens YY.

- **Transmission des charges des dalles aux poutres**

Les lignes de rupture d'un panneau de dalle encastré sur son contour (lignes où se concentrent les déformations au cours d'un chargement, assimilable à des lignes droites) se composent de tronçons :

- ✓ formant un angle de 45° avec les rives du panneau
- ✓ ou parallèles à son grand coté.



On définit des charges uniformément réparties équivalentes sur les travées des poutres :

P_M : produisant le même moment fléchissant à mi-travée de la poutre de référence par la dalle, pour

un panneau les expressions de P_M sont les suivants : $\alpha = \frac{L_x}{L_y} \leq 1$

Elément	Trapèze	Triangle
P_M	$P = \frac{L_x Q}{2} \left(1 - \frac{L_x}{2L_y} \right)$	$P = \frac{L_x Q}{3}$

Remarque:

Pour deux panneaux, de part et d'autre de la poutre considérée, les charges réparties déterminées précédemment pour chacun des panneaux contigus s'additionnent.

♦ A'ELU :

On détermine les charges de la poutre la plus sollicitée soit la file **3**.

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau ci-après

Sens- X-X							
travée	α_1	α_2	P (KN/m ²)	P_{M1} (KN/ml)	P_{M2} (KN/ml)	P_M (KN/ml)	l_x
A-B	0,6	0,6	100,22	110,242	110,242	220,484	3,3
B-C	0,85	0,85	100,22	157,0113333	157,01133	314,02267	4,7
C-D	0,62	0,62	100,22	113,5826667	113,58267	227,16533	3,4
E-F	0,85	0,85	100,22	157,0113333	157,01133	314,02267	4,7
G-H	0,69	0,69	100,22	127,2794	127,2794	254,5588	3,81

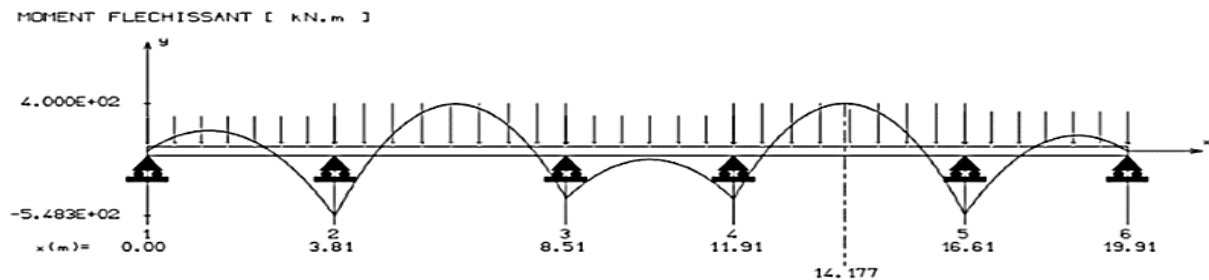
On détermine les charges de la poutre la plus sollicitée soit la file **D**.

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau ci-après :

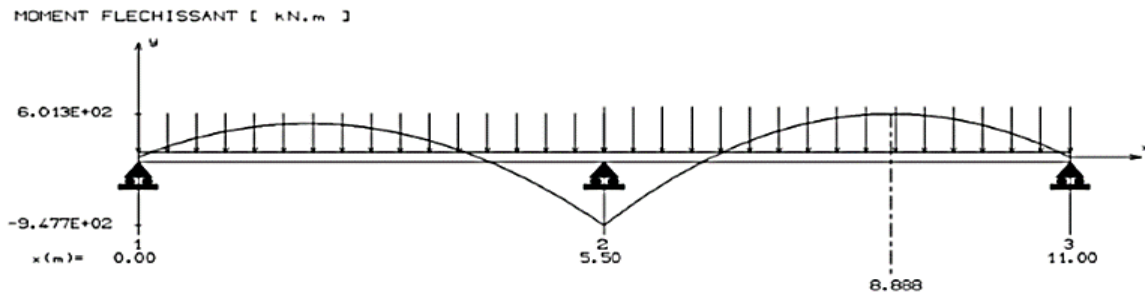
Sens-Y-Y								
travée	α_1	α_2	P (KN/m ²)	P_{M1} (KN/ml)	P_{M2} (KN/ml)	P_M (KN/ml)	l_x	l_y
A-B	0,6	0,6	100,22	115,75	115,75	231,5	3,3	5,5
B-C	0,6	0,6	100,22	134,89	134,89	269,78	4,7	5,5

Les moments sur appuis et travée au long de la poutre sont présentés sur le graphe suivant

♦ Sens X-X :



♦ Sens Y-Y :



♦ A l'ELS :

On détermine les charges de la poutre la plus sollicitée soit la file 3.

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau ci-après :

Sens X-X							
travée	α_1	α_2	P (KN/m ²)	PM1 (KN/ml)	PM2 (KN/ml)	PM (KN/ml)	lx
A-B	0,6	0,6	73,36	80,696	80,696	161,392	3,3
B-C	0,85	0,85	73,36	114,93067	114,93067	229,86133	4,7
C-D	0,62	0,62	73,36	83,141333	83,141333	166,28267	3,4
E-F	0,85	0,85	73,36	114,93067	114,93067	229,86133	4,7
G-H	0,69	0,69	73,36	93,1672	93,1672	186,3344	3,81

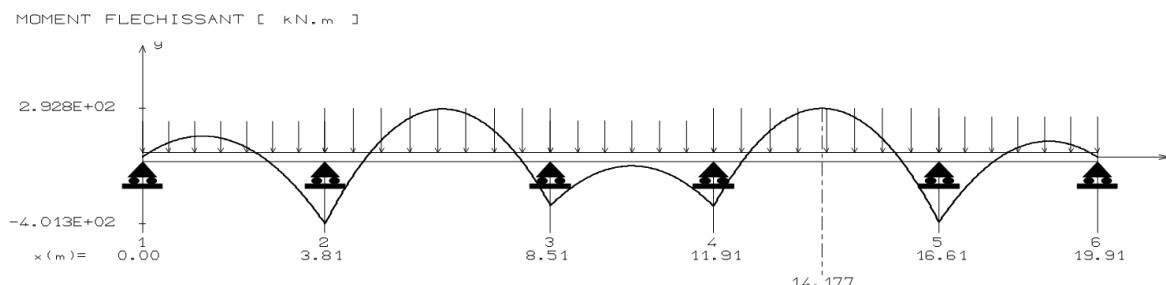
On détermine les charges de la poutre la plus sollicitée soit la file D.

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau ci-après :

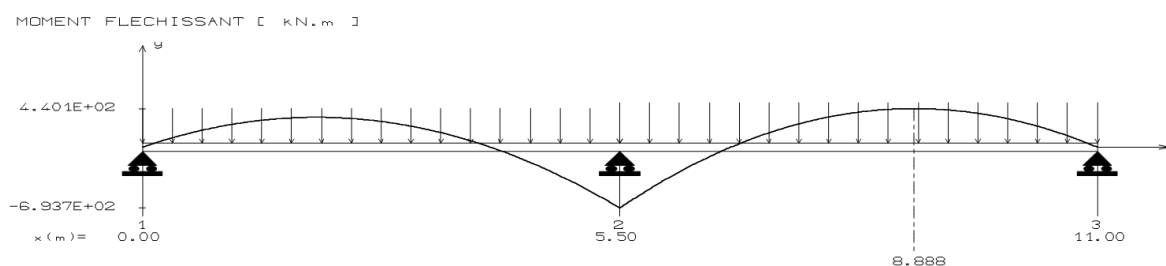
Sens Y-Y								
travée	α_1	α_2	P (KN/m ²)	PM1 (KN/ml)	PM2 (KN/ml)	PM (KN/ml)	Lx	Ly
A-B	0,6	0,6	73,36	84,73	84,73	169,46	3,3	5,5
B-C	0,85	0,85	73,36	98,73	98,73	197,46	4,7	5,5

Les moments sur appuis et travée au long de la poutre sont présentés sur le graphe suivant :

♦ **Sens X-X :**



♦ **Sens-Y-Y :**



Combinaison	Sens X-X			Sens Y-Y		
	V _{MAX} (KN)	M (KN. m)		V _{MAX} (KN)	M (KN. m)	
		Sur appui	En travée		Sur appui	En travée
E.L.U.	770.1	548.3	400	914.2	947.7	601.3
E.L.S.	563.7	401.2	292.8	669.1	693.7	693.7

• **Dimensionnement des nervures**

La section de la nervure est considérée comme une section en **T** avec :

$$b = 2b_1 + b_0 \implies b_0 = 60 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \min \begin{cases} \frac{L_x}{2} = \frac{630}{2} = 315 \text{ cm} \implies b_1 = 55 \text{ cm} \\ \frac{L_y}{10} = \frac{550}{10} = 55 \text{ cm} \implies b = 170 \text{ cm} \end{cases}$$

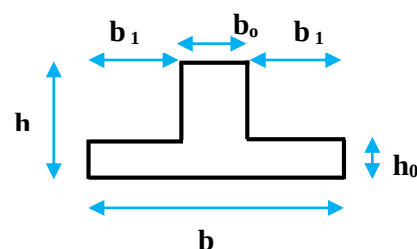


Figure IV.74: Dimensions de la nervure

• **Condition de non fragilité :** $A_{\min} = \frac{0,23b.d.f_{tj}}{f_e} = 18.47 \text{ cm}^2$

• **Armatures longitudinales**

Le calcul de ferrailage pour une semelle rigide se fait à la flexion simple

On calcule les armatures avec le moment maximum aux appuis et en travée.

Avec :

$$d = 0.9h = 90 \text{ cm}, C = 3\text{cm}, h = 65\text{cm},$$

$$M_{tu} = M_0 = b h_0 f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 1700 \times 14.2 \times 350 \left(585 - \frac{350}{2} \right) = 3464.09 \text{ KN.m}$$

$M_{tu} > M_u \implies$ Le calcul se fera pour une section rectangulaire.

Le ferrailage adopté est résumé dans le tableau suivant :

Sens X-X					
Zone	M (KN.m)	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Choix des barres	A adopté
Appuis	548.3	17.87	15.21	8HA20	25.12
Travée	400	12.96	15.21	5HA20+2HA16	18.84
Sens Y-Y :					
Zone	M (KN.m)	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Choix des barres	A adopté
Appuis	947.7	31.37	15.21	14HA20	43.96
Travée	601.3	19.64	15.21	4HA20+6HA20	31.4

- **Armatures transversales :**

$$\phi_t = \frac{\phi_{L_{max}}}{3} = \frac{\phi_{20}}{3} = \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm} \implies \text{On choisit 2cadre de } \emptyset 8$$

- **Espacement minimal :**

Selon le BAEL91 : $S_t \leq \min(0.9d, 40\text{cm}) = 40\text{cm}$.

Selon le RPA 2003 : En zone nodale et en travée $S \leq \min(h/4, 12\emptyset_L) = \min(18.75, 19.2) \text{ cm}$

$$S \leq \min(18.75, 19.2) \text{ cm} = 18.75 \text{ cm}$$

$$\text{En dehors de la zone nodale } S_t \leq h/2 = 37.5\text{cm}$$

On prend :

- En zone nodale et en travée : **$S_t = 15\text{cm}$**
- En dehors de la zone nodale (zone courante) : **$S_t = 20\text{cm}$** .

❖ **Vérification :**

- **A l'ELU :**
- **Condition de non fragilité :** $A_{min} = 0.23 b d (f_{t28} / f_e) \implies A_{min} = 15.21\text{cm}^2$
- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$(T_u^{max} = 947.7\text{KN}) \text{ donc il faut vérifier que : } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec : $\bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28}, 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$ (Fissuration peu nuisible)

$$\tau_u = \frac{370.22}{1.30 \times 0.675} = 421.90 \text{ KN/m}^2 \quad 617.41 = 0.619 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.42 \text{ mpa} \leq 3.33 \text{ mpa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

- A l'ELS :

Contrainte de compressions dans le béton :

La fissuration est peu nuisible, on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

Contrainte maximale dans le béton comprimé ($\sigma_{bc} = KY$)

Sens X-X					
Zone	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
Appuis	401.2	25.12	4.31	15	CV
Travée	292.8	18.84	3.53	15	CV
Sens Y-Y :					
Zone	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
Appuis	693.7	43.96	6.05	15	CV
Travée	440.1	31.4	4.34	15	CV

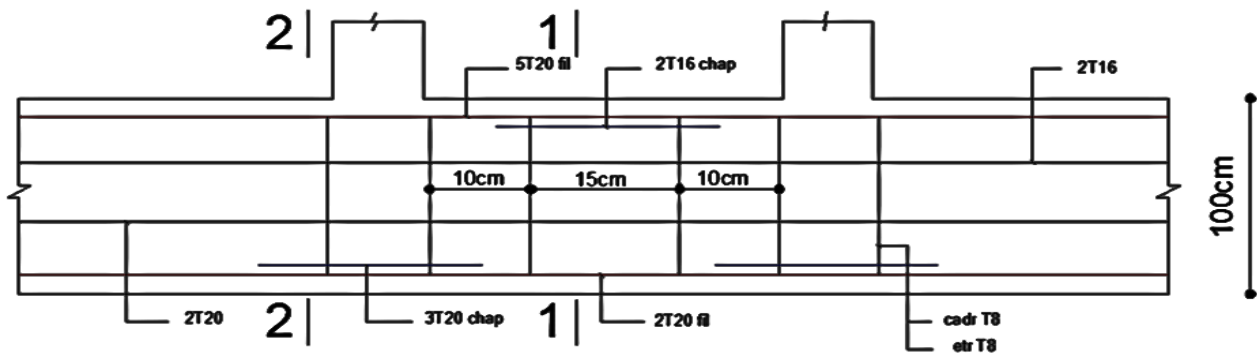
- Etat limite d'ouverture des fissures :

Il faut vérifier : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$, Avec : $\sigma_s = 15 * K (d-y)$

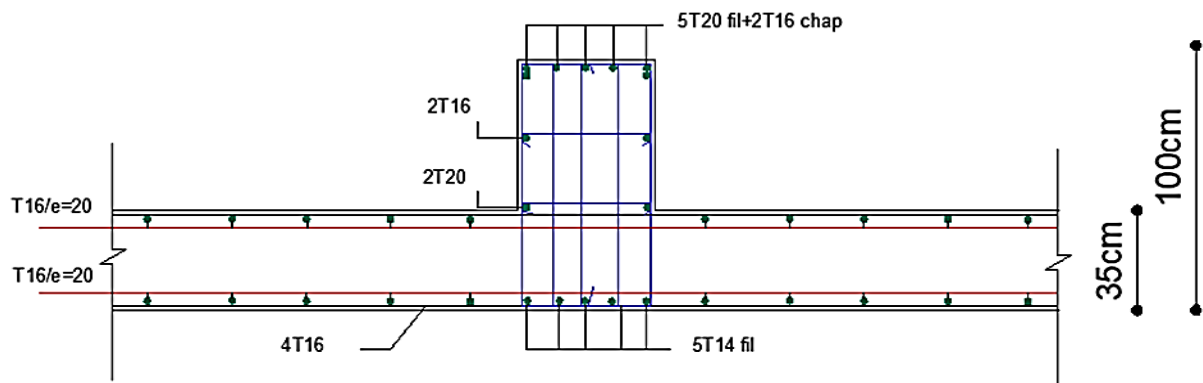
Sens X-X					
	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Appuis	401.2	25.12	193.63	201.63	C.V
Travée	292.8	18.84	186.43	201.63	C.V
Sens Y-Y					
	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Appuis	693.7	43.96	196.01	201.63	C.V
Travée	440.1	31.4	171.47	201.63	C.V

IV.9.7.1 Schéma de ferrailage de la nervure

Nervure

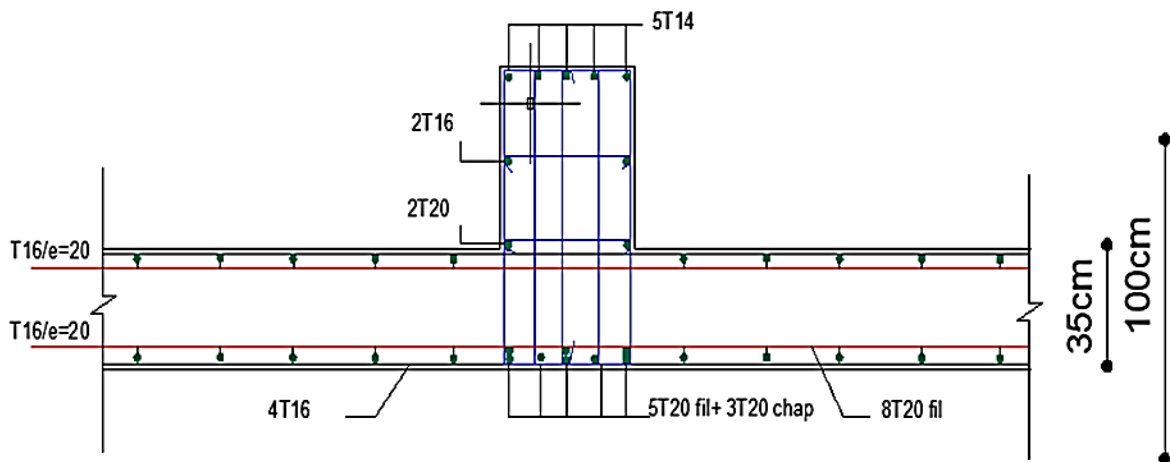


COUPE 1-1



En travées

COUPE 2-2



Sur appuis

Figure IV.75: Schéma de ferrailage de la nervure

IV.9.8 Voile périphérique

IV.9.8.1 Introduction

L'infrastructure doit constituer un ensemble rigide capable de remplir les fonctions suivantes :

- Réaliser l'encastrement de la structure dans le terrain.
- Assurent la liaison avec le sol et repartissent les efforts.
- Elles jouent un rôle d'appuis.
- Limiter les tassements différentiels à une valeur acceptable.

Un voile périphérique est prévu entre la fondation et le niveau du plancher de sous/sol, d'après l'article 10.1.2 du RPA99/version2003, le voile périphérique doit avoir la caractéristique minimale ci-dessous :

- L'épaisseur du voile doit être supérieur ou égale 15cm.
- Les armatures sont constitués deux nappes, le pourcentage minimal est de 0.1% dans les deux sens (horizontal et vertical).

IV.9.8.2 Dimensionnement Voile périphérique

Le voile périphérique de notre structure a les dimensions suivantes :

- **Epaisseur de 20 cm.**
- **Hauteur de 3.5 m.**
- **Longueur de 17.81m.**

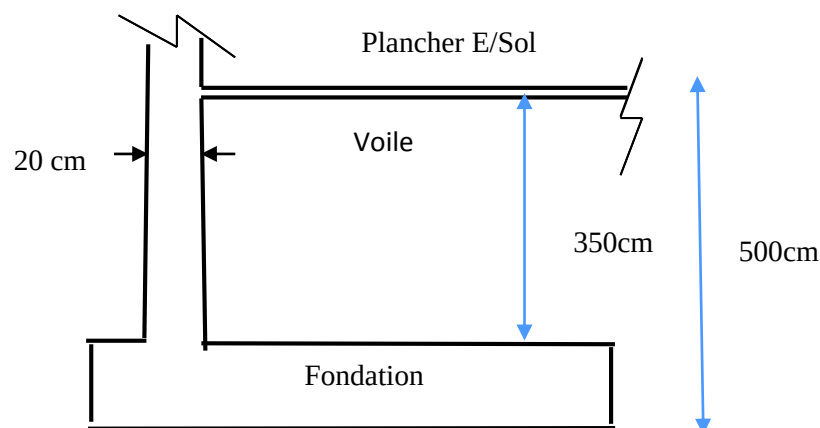


Figure IV.76 Le voile périphérique

- **Armatures longitudinales :**

Les armatures longitudinales ont une section $A_l \geq 0.1\%$ (pour les deux nappes)

dans les deux sens de la section transversal du béton avec un recouvrement de 40φ pour le renforcement des angles.

- **Le voile périphérique est sollicité en flexion simple.**

On a :

$$h = 3,5\text{ m}$$

$$\gamma_d = 18 \text{ KN/m}^3$$

$$\varphi = 30^\circ$$

Avec :

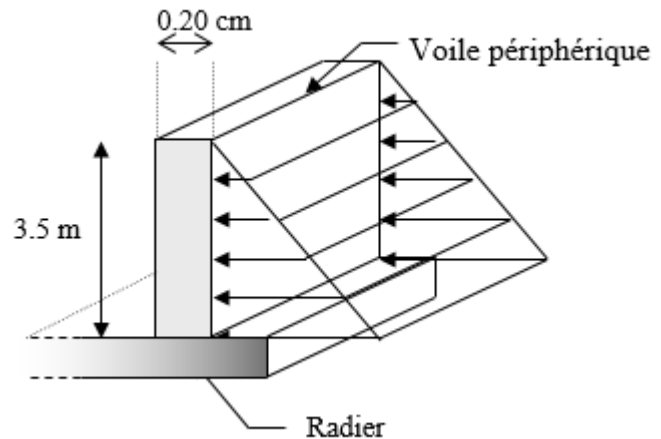
h : Hauteur du voile

φ : Angle de frottement interne.

γ_d : Poids spécifique du remblai.

$$\text{Et : } K_0 = \tan^2 \left[45 - \left(\frac{\varphi}{2} \right) \right] = 0.333$$

K_0 : Coefficient de poussée des terres.



Evaluation des Charges et Surcharges : Le voile périphérique est soumis à :

La poussée des terres	$G = h \times \gamma_d \times K_0 = G = 3.5 \times 18 \times 0.333, G = 20.98 \text{ KN/m}^2$
Surcharge accidentelle $q = 5 \text{ KN/m}^2$ (la structure se trouve proche de la route où la poussée de terre est très importante).	$Q = K_0 \times q = 1.66 \text{ KN/m}^2, Q = 1.66 \text{ KN/m}^2$
Contrainte totale	ELU : $\sigma_{\min} = 1.35 G_{h(0)} + 1.5 Q = 2.49 \text{ KN/m}^2$ $\sigma_{\max} = 1.35 G_{h(3.5)} + 1.5 Q = 30.81 \text{ KN/m}^2$ $\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 30.81 + 2.49}{4} \sigma_{\text{moy}} = 3.73 \text{ KN/m}^2 \quad q_u = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml}$, $q_u = 23.73 \text{ KN/ml}$. ELS : $\sigma_{\min} = G_{(0)} + Q = 1.66 \text{ KN/m}^2$ $\sigma_{\max} = G_{(3.5)} + Q = 22.64 \text{ KN/m}^2$ $\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 22.64 + 1.66}{4} \sigma_{\text{moy}} = 17.39 \text{ KN/m}^2 = q_s = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml}$ $q_s = 17.39 \text{ KN/ml}$.

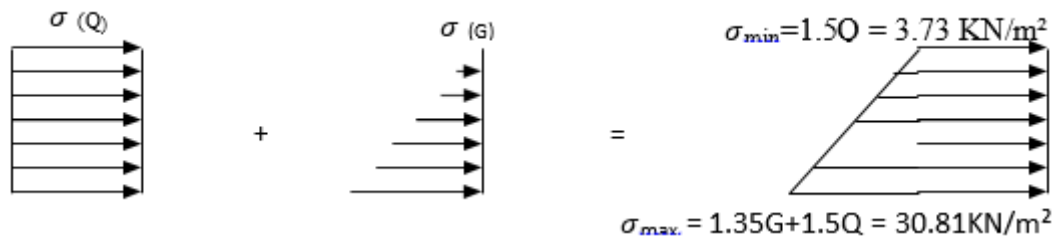


Figure IV.77: Répartition des contraintes sur le voile.

IV.9.8.3 Ferrailage de Voile périphérique

Le ferrailage des voiles périphériques, sera calcul comme étant une dalle encastrée sur quatre cotes. Dans notre cas, le voile n'est plus un élément porteur, donc on est en présence d'un voile écran travaillant comme étant une dalle pleine dont les charges qui lui sont appliquées sont les poussées des terres.

Le ferrailage étant pour le panneau de dalle le plus sollicité et pour une bonde de 1m de largeur.

$$L_x = 3.5 \text{ m} ; \quad L_y = 4.7 \text{ m.}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.5}{4.7} = 0.74$$

Alors la dalle porte dans les deux sens et μ_x , μ_y sont donnée en fonction de α .

- **Détermination des moments**

La détermination des moments de flexion se fera par l'utilisation de la méthode des contraintes.

Le panneau considéré est un panneau intermédiaire, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel et pour tenir compte de la continuité du panneau, les moments seront affectés des coefficients suivants :

A l'ELU	
$\alpha = 0.74 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0634 \\ \mu_y = 0.494 \end{cases}$	$M_{0x} = \mu_x \text{ qu } l_x^2 = 0.0634 \times 23.73 \times 3.5^2 = 18.43 \text{ KN. m}$ $M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0.494 \times 18.43 = 9.10 \text{ KN. m}$
A l'ELS	
$\alpha = 0.74 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0696 \\ \mu_y = 0.632 \end{cases}$	$M_{0x} = \mu_x \text{ qs } l_x^2 = 0.0696 \times 17.39 \times 3.5^2 = 14.83 \text{ KN. m}$ $M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0.632 \times 14.83 = 9.37 \text{ KN. m}$

	$L_x \text{ (m)}$	$L_y \text{ (m)}$	α	μ_x	μ_y	$q \text{ (KN/m}^2\text{)}$	$M_x \text{ (KN.m)}$	$M_y \text{ (KN.m)}$
ELU	3,50	4.7	0,74	0,0634	0,494	23.73	18.43	9.10

ELS	3,50	4.7	0,74	0,0696	0,632	17.39	16,01	9.37
-----	------	-----	------	--------	-------	-------	-------	------

• Sollicitation du calcul :

A l'ELU	Sens X-X	
	Appuis	$M_a = -0.5 M_{0X} = -0.5 \times 18.43 = -9.21 \text{ KN. m}$
	Travée	$M_t = 0.75 M_{0X} = 0.75 \times 18.43 = 13.82 \text{ KN. m}$
	Sens Y-Y :	
	Appuis	$M_a = -0.5 M_{0Y} = -0.5 \times 18.43 = -9.21 \text{ KN. m}$
	Travée	$M_t = 0.75 M_{0Y} = 0.75 \times 9.10 = 6.82 \text{ KN. m}$
A l'ELS	Sens X-X	
	Appuis	$M_a = -0.5 M_{0X} = -0.5 \times 14.83 = -7.41 \text{ KN. m}$
	Travée	$M_t = 0.75 M_{0X} = 0.75 \times 14.83 = 11.12 \text{ KN. m}$
	Sens Y-Y :	
	Appuis	$M_a = -0.5 M_{0Y} = -0.5 \times 14.83 = -7.41 \text{ KN. m}$
	Travée	$M_t = 0.75 M_{0Y} = 0.75 \times 9.37 = 7.03 \text{ KN. m}$

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau IV-65: Ferrailage du voile périphérique

	Sens	M_u (KN.m)	μ	μ_l	ν	$A_{s \text{ cal}}$ (mm ²)	$A_{\text{min RPA}}$ (cm ²)	Choix	$A_{s \text{ adop}}$ (cm ²)	S_t (cm)
Travée	X-X	13.82	0.030	0.392	0.038	2.24	2	4T12	4.52	25
	Y-Y	6.82	0.015	0.392	0.019	1.13	2	4T12	4.52	25
Appuis	X-X	9.21	0.020	0.392	0.025	1.48	2	4T12	4.52	25
	Y-Y	9.21	0.020	0.392	0.025	1.48	2	4T12	4.52	25

- Condition de non fragilité : $b = 1 \text{ m}$; $h = 0.20 \text{ m}$; $d = 0.18 \text{ m}$

Sens X-X	
$\rho_x \geq \rho_0 \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2} \Rightarrow \frac{A_{x \min}}{b.h} \geq \rho_0 \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2}$ Avec : $\delta_0 = 0.0008$ pour HA FeE 400 $A_x = 0.0008 \times 100 \times 20 \times \frac{3 - \frac{350}{470}}{2} = 1.80 \text{ m}^2 / \text{ml}$	CV
Sens Y-Y :	
$\rho_y \geq \rho_0 \Rightarrow \frac{A_y}{b.h} \geq \rho_0$ $A_{y \min} = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.60 \text{ cm}^2 / \text{ml}$	CV

❖ Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u \leq 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d}$$

Selon X	$V_x = qu \frac{L_x}{2} \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} = 23.73 \times \frac{3.5}{2} \times \frac{1}{1 + 0.745} = 23.8 \text{ KN} / \text{m}$
Selon Y	$V_y = qu \frac{L_x}{3} = 23.73 \times \frac{3.5}{3} = 27.7 \text{ KN} / \text{m}$

Et :

$$\tau_u = 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.167 \text{ MPa}$$

$$\tau = \frac{23.8 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.132 \text{ MPa} < 1.167 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\tau = \frac{27.7 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.154 \text{ MPa} < 1.167 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

❖ Vérification à l'ELS

La fissuration est considérée comme préjudiciable. On doit vérifier les deux conditions suivantes :

La contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$

La contrainte dans l'acier : $\sigma_s < \overline{\sigma}_s$ (Choisie en fonction de la fissuration).

- Vérification des contraintes maximales dans le béton : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

σ_{bc} : Contrainte maximale dans le béton comprimé ($\sigma_{bc} = KY$), avec : $K = \frac{M_{ser}}{I}$

- Vérifications des contraintes maximales dans l'acier: $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left[\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right]$$

Avec :

$$\left[\begin{array}{l} \eta = 1.6 \\ f_e = 400 \text{ MPa} \\ f_{t28} = 2.1 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} [266.67 \text{ MPa} ; 201.63 \text{ MPa}] = \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = nK(d - y) \quad / \quad \text{Tel que : } n = 15.$$

Les résultats résumés dans les tableaux suivants :

Tableau IV-66: Vérifications des contraintes sens X-X

	M_{ser} (KN.m)	A_s adop (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	K (N/mm ³)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	OBS	OBS
travée	11.12	4.52	4.31	15375.57	72.32	3.12	148.51	CV	CV
Appui	7.41	4.52	4.31	15375.85	48.19	2.08	98.97	CV	CV

Tableau IV-67: Vérifications des contraintes sens Y-Y

	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	K (N/mm ³)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	OBS	OBS
travée	7.03	4.52	4.31	15375.57	45.72	1.97	93.90	CV	CV
Appui	7.41	4.52	4.31	15375.85	48.19	2.08	98.97	CV	CV

IV.9.8.4 Schéma de ferrailage du voile périphérique

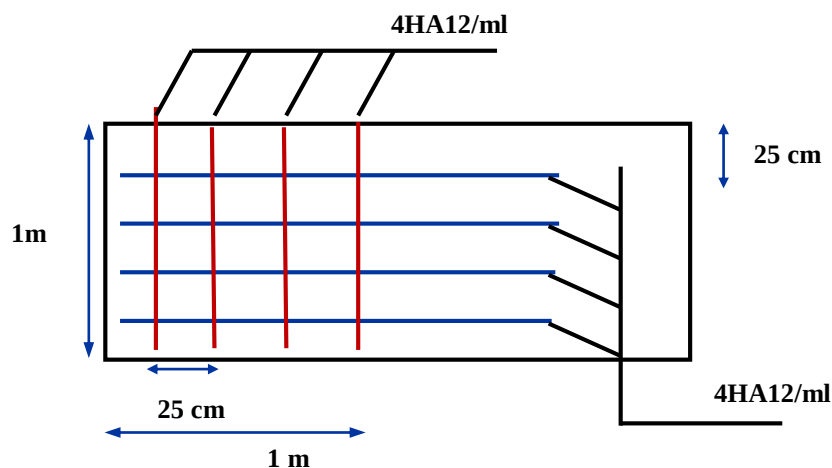


Figure IV.78: Ferrailage du voile périphérique**IV.10 Conclusion**

L'étude de ce projet est notre première vraie épreuve avant de s'insérer dans la vie active, ceci nous a permis d'améliorer les connaissances acquises durant le cursus universitaire dans le domaine du génie civil, ainsi que de mieux connaître les étapes nécessaires dans l'étude d'un bâtiment en béton armé et de comprendre le comportement des différents éléments de l'ouvrage afin de pouvoir appliquer les règlements en vigueur.

On a pu aussi déduire que la seule connaissance théorique n'est pas suffisante car il existe un autre côté constructif qui ressort plus de l'expérience que de calcul est auquel il est utile de se conformer.

IV.2 Partie comparaison expérimentale bois-béton

IV.2.1 Introduction

La comparaison entre les matériaux de point de vue technique (légèreté, résistance mécanique en flexion et compression), notamment l'aspect économique telle que le prix de production des matériaux, ainsi que les aspects de durabilité sont très importants pour l'ingénieur en génie civil, qui sont des éléments d'aide au choix des matériaux. Dans cette partie nous menons une campagne d'essais physique et mécanique au niveau du laboratoire sur des éprouvettes en béton ordinaire et bois de construction, qui vont permettre de mettre en exergue les caractéristiques techniques des bétons et bois de construction.

IV.2.2 Matériaux et méthodes

Dans cette partie expérimentale, des éprouvettes de bétons ordinaires et de bois de construction seront testées en flexion et en compression ayants des dimensions illustrées dans le tableau suivant.

Tableau IV-68: Eprouvettes d'essais mécaniques

Éprouvettes	Types d'essais	Dimensions cm ³
Béton ordinaire	Flexion	4*4*16
Béton ordinaire	Compression	4*4*4
Bois de construction	Flexion	2,5*2,5*40
Bois de construction	Compression	2,5*2,5*6

IV.2.3 Essais physiques

IV.2.3.1 Masse volumique : (NF B 51-005)

Les essais pour la détermination de la masse volumique des bois, sont effectués sur quatre (04) éprouvettes de (25*25*60) cm³ (figure IV-79).



Figure IV.79: Essai de masse volumique des éprouvettes de bois.

IV.2.4 Essais mécaniques (flexion et compression) (NF B 51-009, NF B 51-007) 1985

Les essais de flexion trois points (NF B 51-009) et compression axiale (NF B 51-007), des éprouvettes en bois sont réalisés au niveau du laboratoire du département génie civil (figure IV.80).

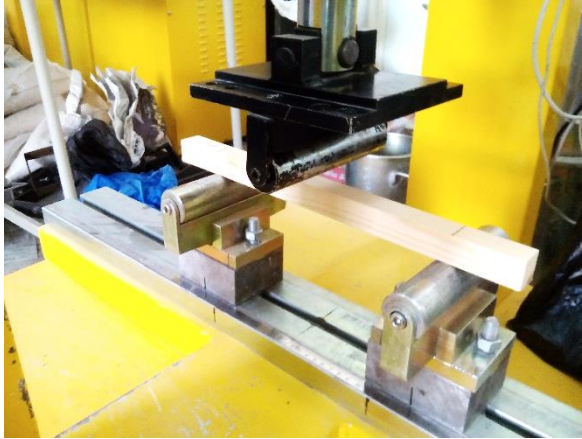


Figure IV.80: Essai mécaniques sur les éprouvettes de bois.

IV.2.5 Essais mécaniques (flexion et compression) 1985

Les essais de flexion trois points () et compression axiale (), des éprouvettes en bétons sont réalisés au niveau du laboratoire du département génie civil (figure IV.81).



Figure IV.81: Essai mécaniques sur les éprouvettes de béton.

Résultats et discussions

Les résultats moyens obtenus lors des essais sur quatre (04) éprouvettes de chaque matériau, sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV-69: Résultats d'essais sur les bois et bétons.

Matériaux	Masse volumique (Kg/m ³)	Contrainte de compression (MPa)	Contrainte de flexion (MPa)
Bois	400,70	29,90	68,70
Béton	2450,37	49,45	07,35

Suivant la norme NF B 51-005 (sept.1985), la mesure de masse volumique, classe les bois selon leurs masses volumiques comme suit :

$MV < 500 \text{ kg/m}^3$: bois très léger ;

$500 \text{ kg/m}^3 < MV < 650 \text{ kg/m}^3$: bois léger ;

$650 \text{ kg/m}^3 < MV < 800 \text{ kg/m}^3$: bois mi-lourd ;

$800 \text{ kg/m}^3 < MV < 950 \text{ kg/m}^3$: bois lourd ;

$MV > 950 \text{ kg/m}^3$: bois très lourd.

Donc le bois de construction est un bois léger.

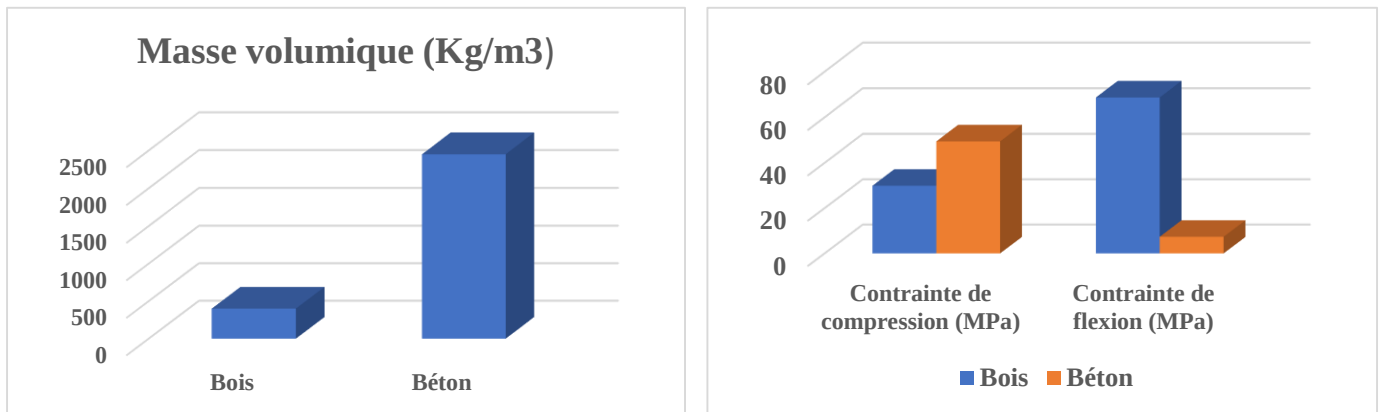


Figure IV.82: Comparaison des résultats d'essais physiques et mécaniques.

Les résultats d'essais physiques effectués, ont permis de confirmer le caractère léger du matériaux bois par comparaison au matériaux béton (**le rapport $Mv_{Bois}/Mv_{Béton} = 6.11$**), ce qui concorde avec la bibliographie, et à la lumière des résultats des essais physiques, le recours à l'utilisation du matériaux bois pour les ingénieurs est très intéressant car il permet la réduction du bois des structures de plus de six (06) fois (cas des bois testés), ce qui pourra être une solution pour la construction dans le cas des trains fragile.

Les essais mécaniques (flexion et compression axiale) sur les deux matériaux (bois et béton) ont permis aussi de confirmer les limites du matériaux bétons et la tenue sous les efforts de flexion du matériaux bois, dans le cas d'étude le rapport en flexion entre les éprouvettes en bois et béton est estimé à 9,34, ce qui donne aussi une idée sur la possibilité d'utilisation des bois comme poutre dans les structures.

Les essais mécaniques sur les éprouvettes étudiées, ont permis de faire des constats sur les phases de rupture des matériaux (figure IV.83), on a noté le caractère fragile des éprouvettes de

béton à celles du bois, notamment le temps de rupture est prolongé dans la cas des éprouvettes en bois, ce qu'est cité dans plusieurs travaux de recherches, ce qui rend intéressant le choix des matériaux, de point de vue sécurité en cas de rupture.



Figure IV.83: Rupture des éprouvettes bois et béton.

IV.2.6 Conclusion

Cette partie pratique nous a permis de confirmer les caractéristiques physiques et mécaniques des deux matériaux « bétons et bois », de point de vue légèreté, résistance à la flexion et compression, et comportement durant la phase de de rupture), ce qui permet de prendre en charge techniquement lors du choix des matériaux en fonction des objectifs du projet à réalise.

Conclusion Générale

Conclusion Générale

A l'issue de ce travail, l'ingénieur en génie civil a la responsabilité d'assurer des structures sûres et durable, néanmoins le choix des matériaux est un élément primordial dans la mesure de réduire l'impact environnemental des matériaux et produits de construction qui devient progressivement un critère de choix au même titre que le prix, la qualité, les caractéristiques, dans la prise de conscience générale pour la préservation de notre planète.

Le matériaux bois est considéré comme le plus ancien matériau de construction et d'avenir, que par l'évolution technologique de transformation de ce matériau et les techniques de calcul a permis de rendre ce matériau de plus en plus utilisable dans la construction, notamment dans les pays développés, vu ses caractéristiques technique, légèreté, isolation, ainsi que son impact environnemental réduit, qui peuvent être des atouts de développement en Algérie de plusieurs secteurs, entre autres le secteur de transformation du bois et dérivés, qui va redynamiser l'utilisation de ce matériau dans le secteur de la construction, vu la croissance de la demande en logements et infrastructures.

Le développement des structures en béton armé a largement contribué au développement des pays, qu'à travers la partie d'étude de cas d'une structure en béton armé, nous avons pu mettre en pratique nos connaissances théoriques acquises durant notre formation génie civil et confronter les problématiques ainsi que les solutions prévisibles durant le calcul des ouvrages en béton armé.

La partie pratique réaliser au niveau du laboratoire, nous a permis de découvrir les différents essais qui peuvent être effectuer sur les matériaux, et de montrer la nuance entre les matériaux bois et béton, dont les résultats d'essais ont montré les avantages du matériaux bois de point de vu résistance mécanique en flexion, notamment le comportement durant la phase de rupture des deux matériaux, qui confirme le caractère ductile et fragile des bois et béton, ainsi que la légèreté des structures en bois par rapport à ceux du béton.

Cette étude, ne démontre pas uniquement les avantages et inconvénients des matériaux bois et béton, mais aussi confirme une possible complémentarité entre eux, que les ingénieurs en génie civil peuvent exploiter durant la réalisation des ouvrages.

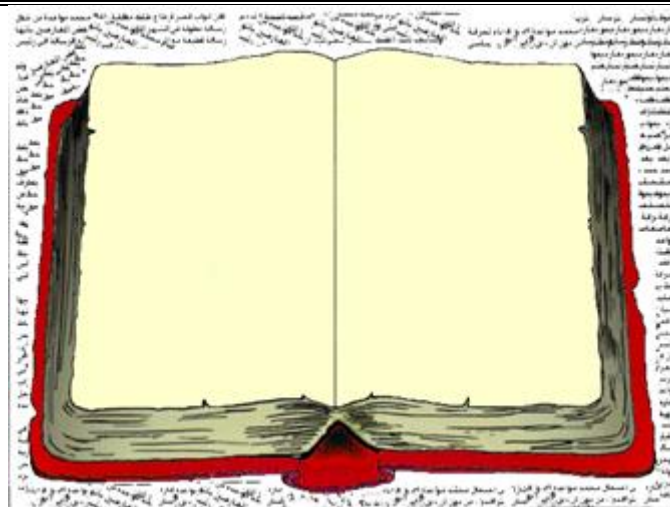
Perspectives et recommandations

L'utilisation du matériau bois en Algérie dans la construction, s'est stagné dans l'ameublement et la boiserie (fenêtres et portes), comparant à d'autres pays. Cela peut être due à plusieurs paramètres, entre autres l'aspect sociale et culturel, ainsi absence d'un politique motivant dans ce sens, cerner dans l'écoconstruction, aussi l'absence des bureaux d'étude spécialisé dans la construction en bois, mais une synergie entre le secteur forestier et celui de transformation du bois, notamment les maitres d'ouvrages et les bureaux d'études peuvent redynamiser le domaine de la construction en bois.

Une bonne utilisation du bois dans les ouvrages n'est possible que si l'on tient compte, à tous les niveaux, de la plus fondamentale de ses caractéristiques physique, mécanique et chimique, cependant indispensable, dans la conception susceptible d'influer sur les conditions d'exploitation de l'ouvrage, sa sécurité et sa pérennité.

Par ailleurs, comme dans tous les domaines de recherches, l'outil numérique pour réaliser la conception et la modélisation des structures en bois est indispensable, est à prendre en charge afin de bien accompagné ce secteur.

Référence bibliographique



Références bibliographiques

- Bensaid S., 1981 : Approche pédagogique et phytosociologique des formations à pin maritime : Pinus pinaster renouii Del Villar dans les régions d'El Kala et de Collo. Alger: INA; 64 p.
- Bledzki, A. K. et Gassan, J., 1999: Composites Reinforced with Cellulose Based Fibers. Prog. Polym. Sci. 24: 221-274.
- Boudy P, 1955 : Economie forestière Nord-africaine T : 4. description forestière de l'Algérie et de la Tunisie Ed. Larose, 453p.
- Christin. J, 2013 : thèse de doctorat, université Paris-Est : école doctorale sciences, ingénierie et environnement (système de fondation sur pieux bois : une technique millénaire pour demain) pp. 22-35.
- Cole RJ, Kernan PC, 1996: Life-cycle energy use in office buildings. Build Environ; 31(4), pp. 307-17.
- DGF, 2005 : Superficies, potentialités, et bilan d'incendies des forêts algériennes, 43p.
- Emmanuel Fleury, Martin Chiche, 2006 : Rapport le bois dans la construction, CSTB, pp. 02-30.
- Ghazi A, Lahouati R., 1997 : Algérie 2010. Sols et ressources biologiques. Inst. Nat. Etudes de Stratégie Globale. 45p.
- Graham P.E, James S., 1996: Design of Timber Foundation Piling for Highway Bridges and Other Structures, National conference on wood transportation structures, pp. 301-312
- Khelifi H. ET Sadki N., 1994 : Esquisse géobotanique des régions de Collo, Skikda, et Annaba (Nord-Est algérien). Colloques Phytosociologiques XXIII. Bailleul, pp. 594-615.
- Kollmann, F. F. P. et Côté-Jr. W. A. 1968: Principles of Wood Science and Technology. I Solid Wood. Springer-Verlag. Berlin. Heidelberg. 502p.
- Marchal et al, 1988 : la construction bois, forêt méditerranéenne, pp. 308-312.
- Meaden M., Williams J., Simm J., Allègre P., Igigabel M., 2012 : Les essences de bois alternatives pour la construction maritime et fluviale, Programme de Recherche et Développement sur les Risques d'Inondation et d'Érosion Côtière, 25p.
- NF B 50-003, 1985 : normes Françaises vocabulaire du bois, pp. 01-08.
- Reynolds T., Bates P., (2009): The potential for timber piling in the UK, Ground Engineering, 41p.
- Reynolds T., Bates P., (2009): The potential for timber piling in the UK, Ground Engineering, 41p.
- RNE, 2000 : Rapport national sur l'état et l'avenir de l'Environnement. Ministère de l'Aménagement du Territoire et de l'Environnement. Algérie. 253p.
- Rowell, R. M. 1988: Can the Cell Wall be Stabilized, Dans Suchsland, O. (ed.). Wood Science Seminar. Stabilization of the Cell Wall. East Lansing, Mich.: Michigan State University, pp. 53-63.

Références bibliographiques

Seigue A., 1985 : La forêt circum-méditerranéenne et ses problèmes. Techniques agricoles et productions méditerranéennes. G.-P. Maisonneuve et Larose, 502p.

Soltis L.A., 1984: Low-rise timber buildings subjected to seismic, wind and snow loads, J. of Struct. Eng., vol. 110, n°4, 1984, pp. 744-753.

Turner L.S., Stewart F., Cheung K.C., 1990: Performance of wood structures: Loma Prieta earthquake aftermath, Wood Des. Focus, vol. 1, n°4, pp. 14 -16.

Zaratiana Mandrara, 2012 : Impact thermique des revêtements en bois sur l'ambiance intérieure des bâtiments : application dans l'habitat traditionnel en France et à Madagascar, thèse de doctorat, institut national des sciences appliquées de Lyon, 2012, 277 p.

TAHAR Hafiza, 2012 : article, production forestière exploitation et valorisation en Algérie.

Marie, Christine TROUY, TRIBOULOT, 2012 : dossier technique de l'ingénieur matériau bois, structure et caractéristiques, 10 p.

FAO : forêts, 2011 : étude et évaluation des ressources forestières mondiales, 186 p.

MOUTEE Mohssine, 2014 : thèse doctorat, Modélisation comportement mécanique du bois, 211 p.

le CTBA : Centre Technique du Bois et de l'Ameublement.

Lucien Pliksin, 1992 : Ouvrage, le béton, pp. 58-64.

Principe de béton armé, 2008 : Ouvrage, initiation au béton armé et détermination de ferrailage, 76p.

Eurocode 02 et Eurocode 03 : document technique respectivement du béton armé et de l'acier.

Cimbéton G11, réédition 2013 : collection technique de l'école française du béton, les bétons, formulation, fabrication et mise en œuvre 135p.

Cimbéton G12, 2008 : collection technique de l'école française du béton, les ouvrage en béton, durabilité, dimensionnement et esthétique, 110p.

Holcim, 2015 : 6^{ème} édition 2015, guide pratique du béton, concevoir et mettre en œuvre des bétons durables, 288p.

Thierry Paradis - Roger Deloison - François Maréchaux Claude Monnier - Jean-Paul Lego, 2004, revue LE BOIS DANS TOUTES SES FACETTES, 14p

Lucien Pliksin, 1992 : Ouvrage, le béton, pp. 58-64.

Principe de béton armé, 2008 : Ouvrage, initiation au béton armé et détermination de ferrailage, 76p.

Cimbéton G11, réédition 2013 : collection technique de l'école française du béton, les bétons, formulation, fabrication et mise en œuvre 135p.

Cimbéton G12, 2008 : collection technique de l'école française du béton, les ouvrage en béton, durabilité, dimensionnement et esthétique, 110p.

Références bibliographiques

Holcim, 2015 : 6^{ème} édition 2015, guide pratique du béton, concevoir et mettre en œuvre des bétons durables, 288p.

Précis de calcul de béton armé (H Renaud & J Lamirault)

Béton Armé, Guide de Calcul. Bâtiment et Génie Civil (H.Renaud & J.Lamirault [Foucher])

Pratique du BAEL91 cours avec exercices corrigés (Jean Perchat & Jean Roux, édition Eyrolles.)

Formulaire de béton armé, fondations (V. Davidivici. Publication de moniteur 1995)

Cours de Béton armé 3ème année.

Cours de Bâtiment master I.

Référence normatives :

NF B 52-001 de mars 2007, NF EN 519, NF EN 338, NF B 52 001, EN 1194, EN 386, EN 3904, EN 12369, EN 350.

NF EN 409 (NF P 21-384) : Structures en bois - Méthodes d'essais - Détermination du moment plastique des éléments de fixation à chevilles – Pointes

NF P 21-701 : Règles CB 71 - Règles de calcul et de conception des charpentes en bois

NF EN 1995-1-1 (NF P 21-711) : Calcul des structures en bois – Règles générales.

NF EN 13271 (NF P 21-388) : Éléments de fixation du bois - Valeurs caractéristiques de capacité résistante et du module de glissement des assembleurs mécaniques du bois

NF P 21-701 : CB 71 - Règles de calcul et de conception des charpentes en bois

NF EN 1995-1-1 (NF P 21-711) : Calcul des structures en bois – Règles générales.

NF EN 1380 (NF P 21-375) : Structures en bois – Méthodes d'essai – Assemblages cloués porteurs

NF EN 1381 (NF P 21-376) : Structures en bois - Méthodes d'essai - Assemblages agrafés porteurs

NF EN 1383 (NF P 21-378) : Structures en bois - Méthodes d'essai - Résistance à la traversée de la tête d'éléments de fixation à travers le bois

NF EN 10230-1 (NF E 27-951) : Pointes en fil d'acier

NF P 21-701 : Règles CB 71 - Règles de calcul et de conception des charpentes en bois

NF EN 1995-1-1 (NF P 21-711) : Calcul des structures en bois – Règles générales Guide des assemblages (CTBA)

NF ENV 1995 (NF P 21-711) : EC 5 – Eurocode 5 : Calcul des structures en bois

NF P 21-701 : Règles CB 71 - Règles de calcul et de conception des charpentes en bois

NF EN 10327 (NF A 36-327) : Bandes et tôles en acier doux revêtues en continu par immersion à chaud pour formage à froid - Conditions techniques de livraison Autres documents ETAG 015 : Éléments de connexion tridimensionnelle.

Références bibliographiques

NF 1075 (NF P 21-312) structure en bois méthode d'essai, assemblage réalisés avec des connecteurs métalliques à plaques emboutie

NF EN 1059 (NF P 21-387) : structure bois – Exigences de produit pour ferme industrialisées utilisant des connecteurs à plaques métalliques emboutie.

NF EN 1992-1-1

NF EN 206-1

NF A 35-015 (barres lisses)

NF A 35-016 (barres à haute adhérence, couronnes et treillis soudés à verrous)

NF A 35 019 (fils et treillis soudés à empreintes)

XP A 35-025 (aciers pour béton galvanisés).

Béton armé

Eurocode 02 et Eurocode 03 : document technique respectivement du béton armé et de l'acier.

Pour l'élaboration du présent document nous avons utilisé :

Règlements

- **RPA99V2003** : règlement parasismique algérienne.
- **CBA93** : règles de conception et de calcul des structures en béton arme.
- **BAEL91 modifier** : béton armé aux états limites.
- **DTR B.C.2.2** : Document technique réglementaire (charges et surcharges).

Logiciels et programmes bureautique :

- ETABS.....Analyse des structures
- AUTOCAD 2012.....Dessin
- EXCEL 2016.....Calcul.
- WORD 2016.....Traitement du texte.
- SOCOTEC... (calcul de sections rectangulaires en béton armé a la flexion simple ou compose

Annexe I

Annexe I

- **Les types assemblages en structure bois :**

- **Les fonctions des assemblages :**

Dans la construction à ossature bois, on peut définir l'assemblage comme tout dispositif permettant d'assurer la liaison entre les barres ou les composants d'une structure. C'est aussi un ensemble de moyens permettant d'assurer une liaison entre les éléments de la structure. Ces assemblages peuvent revêtir différentes fonctions :

- Transmettre les efforts entre les éléments d'une structure par contact et frottement directs, par tiges métalliques, par connecteurs ou par emboîtements (goussets...) ;
- Renforcer localement le bois dans la zone d'assemblage consistant à augmenter la résistance du bois à la traction transversale et dans une moindre mesure au cisaillement ;
- La transmission des efforts par contact et par frottement direct par l'intermédiaire des tiges métalliques, broches, par connecteurs ou par emboîtements ;
- Supprimer les déplacements entre les organes d'assemblages et le bois afin d'augmenter la rigidité globale de l'assemblage (résines et colles) ;
- Transmettre les efforts du bois, soit directement entre pièces, soit vers un organe de répartition (boulons, pointes, broches...) ;
- Répartir et transmettre les efforts entre organes ou matériaux d'assemblage.

- **Assemblages et moyens d'assemblage :**

Les ouvrages en bois sont réalisés à partir d'éléments préfabriqués en usine et assemblés sur le chantier.

Les quatre modes d'assemblage sont les suivants : assemblage bois/bois, assemblage mécanique, assemblage par collage et assemblage métallo-collé.



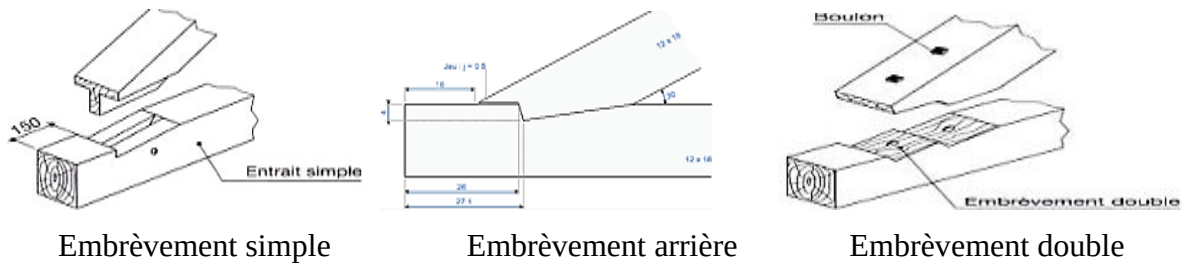
Pièces pour assemblage tenon et mortaise

- **Les assemblages traditionnels bois/bois :**

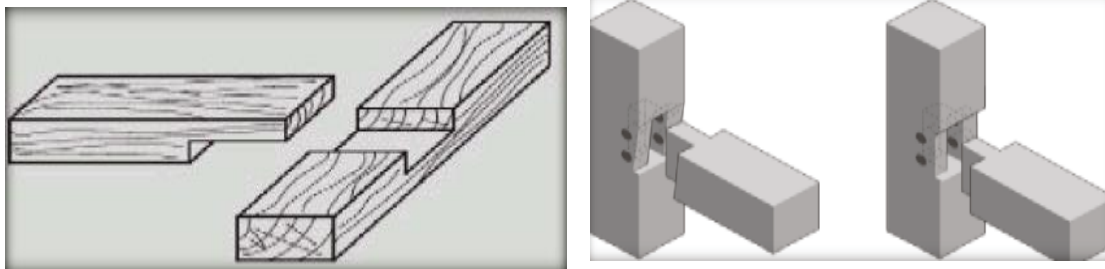
La liaison entre pièces se fait par simple contact, sans organe complémentaire pour transmettre les efforts. Ce système d'assemblage est parfaitement adapté et utilisé en charpente bois traditionnelle. Ces assemblages présentent cependant des inconvénients :

Annexe I

- Affaiblissement des éléments en bois conduisant en général à des performances médiocres ;Nécessité d'un usinage précis qui restreint fortement l'emploi et rend la fabrication difficile. Les assemblages bois/bois permettent principalement d'assurer la transmission des efforts de compression. Il existe une multitude de systèmes d'assemblages traditionnels, parfaitement adaptés aux particularités du bois. Dans cette partie, les assemblages traditionnels les plus couramment utilisés sont : les assemblages par embrèvement, les assemblages à mi-bois et à enfourchement, les assemblages à tenon et mortaise.



Assemblage par embrèvement.



Assemblage à mi -bois-Assemblage à tenon et mortaise.

▪ Les assemblages métalliques :

Les moyens d'assemblages utilisés sont des organes individualisés à base d'acier et éventuellement de bois. C'est la plus grande famille de moyens d'assemblage pour le bois.

Elle comprend :

Type Boulons – tiges filetées – broches :

Définition :

L'ensemble de ces moyens de fixation fait partie de la famille des tiges. Ils permettent d'assurer des liaisons mécaniques bois/bois ou bien, bois/métal.

Caractéristique :

Quelle que soit la nuance d'acier, La base de chaque boulon est un fil (rond) métallique ou la géométrie de la tête est obtenue par frappe et les pas de vis par usinage.

Les broches sont obtenues par découpe dans d'un rond métallique et les tiges filetées par usinage.

Dimensionnement :

L'Eurocode 5, donne au calculateur tous les modèles nécessaires pour étudier le comportement réel de ce type d'assemblage. La qualité du bois et de l'acier étant les deux principaux facteurs

Annexe I

de la résistance. Par contre, ils ne font aucune différence entre les différents moyens d'assemblages (broches, tiges filetées, boulons).



Type boulons- tiges filetées-broches.

Type Crampons – disques de cisaillement :

Définition :

Ce sont des produits industrialisés généralement circulaires qui sont associés à un boulon (ou une broche) pour reprendre des efforts entre des éléments en bois (simple ou double denture). Ils sont également employés pour le transfert d'efforts bois/acier (simple denture).

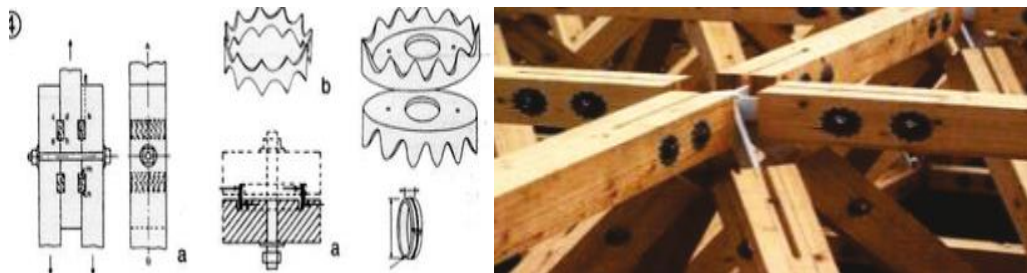
Caractéristique :

Pour les crampons la technique de fabrication consiste à emboutir une tôle de faible épaisseur, en revanche, les anneaux sont obtenus soit par moulage soit par pliage. La mise en œuvre correcte d'un crampon doit être assurée par le biais d'une presse alors que pour les anneaux un usinage doit être préalablement réalisé pour permettre un logement correct de l'assembleur.

Dimensionnement :

Par comparaison aux boulons, ce type d'assembleur permet de solliciter un volume de bois plus important en répartissant plus harmonieusement les efforts.

Comme pour les boulons et broches, une réduction doit être apportée en fonction de l'orientation de l'effort par rapport au fil du bois et du nombre d'assembleur en ligne.



Type crampons- disques de cisaillement.

Type pointes – clous et agrafes :

Définition :

Les pointes métalliques sont des assembleurs permettant d'assurer des liaisons planes ou tridimensionnelles dans la fabrication des structures bois.

Caractéristique :



Type pointes-clous et agrafes.

Dimensionnement :

Les liaisons réalisées par pointes métalliques sont conventionnellement assimilées à des pivots. Pour le dimensionnement, selon les hypothèses initiales, il est nécessaire d'évaluer les efforts de cisaillement qui agissent sur le nœud. Le tout doit être réalisé conformément aux règles CB71, Eurocodes5

Autres documents : • Guide des assemblages (CTBA).

Type boitiers – étriers et équerres :

Définition :

Cette famille d'assembleur est composée d'éléments métalliques industrialisés utilisables en fermettes, charpentes traditionnelles et lamellé collé (liaison poutres-poteaux, poutres-solives etc.

Caractéristique :

Les épaisseurs de tôle les plus courantes sont comprises entre 1 et 4 mm Leurs géométries sont obtenues par pliage et/ou emboutissage.

Dimensionnement :

Il est d'usage d'assimiler les boitiers et étriers à des appuis simples, en revanche, les équerres peuvent dans certains cas être assimilées à des pivots.

En conséquence, selon le cas pour le dimensionnement il est indispensable d'évaluer l'effort tranchant (et normal pour les équerres) qui agit sur ces produits.

Une fois ce travail réalisé, les abaques diffusés par les fabricants permettent de contrôler et de valider si l'assembleur est capable de reprendre cette charge.

Il est important de souligner que les valeurs de comparaison établis dans ces abaques doivent avoir pour origine des essais et une interprétation réalisée par un laboratoire accrédité.



Type boitiers- étriers et équerres.

Type connecteurs :

Définition :

Les connecteurs métalliques sont des assembleurs permettant d'assurer des liaisons planes dans la fabrication d'éléments industrialisés de charpentes en bois.

Caractéristique :

Ils sont emboutis dans les tôles d'aciers galvanisées dont l'épaisseur est comprise entre 0,9 à 2. Leurs géométries sont obtenues en emboutissage pour former un réseau de picots capable de transmettre les efforts.

Dimensionnement :

Pour le dimensionnement, selon les hypothèses initiales, il est nécessaire d'évaluer les efforts normaux et tranchants qui agissent sur le nœud.



Type boitiers- étriers et équerres.

Annexe II

Résumé

Le monde actuel fait face à plusieurs problématiques notamment d'ordre environnemental, malgré la multiplication des rencontres diplomatiques des pays du monde tel le sommet de paris en 2016 dont l'Algérie a pris part, dans ce sens que notre travail s'est inscrit, de montrer les avantages du matériau bois et les diverses possibilités qu'il offre pour la création d'une architecture contemporaine et aussi de faire une comparaison sur ses performances structurelles dans la construction par rapport au béton, ses caractéristique. De ce fait nous avons montré un exemple du calcul d'une structure en béton armé pour apparaître notre maîtrise et connaissance durant la formation génie civil.

MOTS-CLES: Bois, béton armé, essais mécaniques.

Abstract

The world today is facing several environmental issues, despite the multiplication of diplomatic meetings of countries around the world such as the summit of paris in 2016 which Algeria took part, in the sense that our work is registered, to show the advantages of the wood material and the various possibilities that it offers for the creation of a contemporary architecture and also to make a comparison on its structural performances in the construction compared to concrete, its characteristics. Therefore we showed an example of the calculation of a reinforced concrete structure to appear our mastery and knowledge during the civil engineering training.

ملخص

يواجه العالم اليوم العديد من القضايا البيئية، على الرغم من تعدد الاجتماعات الدبلوماسية للدول حول العالم مثل قمة باريس في عام 2016 التي شاركت فيها الجزائر، بمعنى أن عملنا مسجل، لإظهار مزايا المواد الخشبية والإمكانيات المختلفة التي توفرها لإنشاء بنية معاصرة وأيضا لإجراء مقارنة على أدائها الإنشائي في البناء مقارنة بالخرسانة وخصائصها. لذلك، أظهرنا مثالا لحساب بنية خرسانية مسلحة لإظهار إتقاننا ومعرفتنا خلال تدريب الهندسة المدنية.